



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE
LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE UNA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N :

**MIGUEL ANGEL CAÑEDO GARCÍA
FREDY GUILLERMO GARCÍA LEYVA
JAVIER ALFONSO GUZMÁN MARTÍNEZ
JULIO CÉSAR ZÁRATE GRAJALES**



ASESOR: ING. NARCISO TALAMANTES CHÁVEZ

Ciudad Universitaria, México.

SEPTIEMBRE 2004

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/59/04

Señores

MIGUEL ÁNGEL CAÑEDO GARCÍA
FREDY GUILLERMO GARCÍA LEYVA
JAVIER ALFONSO GUZMÁN MARTÍNEZ
CARLOS ALBERTO MALFAVÓN RUIZ
JULIO CÉSAR ZÁRATE GRAJALES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. NARCISO TALAMANTES CHÁVEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL
HIDROELÉCTRICA"

INTRODUCCIÓN

- I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA
 - II. DESCRIPCIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
 - III. IMPACTO AMBIENTAL DE LA OBRA
 - IV. EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
 - V. BLINDAJE METÁLICO
 - VI. EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
 - VII. RECURSOS UTILIZADOS
- CONCLUSIONES
BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes 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 les 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 HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 12 de Mayo del 2004

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/MTH/crc

AL:
ING. NARCISO TALAMANTES CHÁVEZ
POR LA ACERTADA DIRECCIÓN DEL PRESENTE TRABAJO

INDÍCE



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.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS
A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

INDICE

	Página
INTRODUCCIÓN.....	INTRODUCCION-1
CAPITULO I DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA.....	I-1
I.1 Aspectos Generales de la Obra.....	I-2
I.1.1 Aspectos Sociales, Ambientales y Beneficios Adicionales.....	I-4
I.2 Hidrología, Geología y Geotécnia.....	I-8
I.2.1 Hidrología.....	I-9
I.2.2 Geología y Geotécnia.....	I-13
I.3 Datos Principales de la Obra.....	I-14
I.4 Descripción de la Obras.....	I-22
I.4.1 Obras de Desvío.....	I-23
I.4.2 Obras de Contención.....	I-26
I.4.3 Obras de Generación.....	I-27
I.4.4 Obras de Excedencias.....	I-31
I.4.5 Obra de Electromecánica.....	I-33
I.4.6 Obras Complementarias.....	I-35
I.5 Arreglo General de las Obras de Generación.....	I-36
CAPITULO II DESCRIPCIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESION.....	II-1
II.1 Generalidades.....	II-1
II.1.1 Aspectos Hidráulicos, Geotécnicos y de Diseño de las Tuberías a Presión.....	II-3
II.1.1.1 Aspectos Hidráulicos y Básicos de Diseño.....	II-3
II.1.1.2 Aspectos Geotécnicos.....	II-7
II.2 Descripción y Función de las Tuberías a Presión.....	II-9
II.3 Localización y Características Geométricas y Geológicas de los Túneles para las Tuberías.....	II-9
CAPITULO III IMPACTO AMBIENTAL DE LA OBRA.....	III-1
III.1 Estudio del Impacto Ambiental.....	III-1
III.1.1 Manifestación de Impacto Ambiental.....	III-1
III.1.2 Evaluación del Impacto Ambiental.....	III-4
III.1.3 Medidas de Mitigación.....	III-5
III.1.3.1 Medio Físico.....	III-5
III.1.3.2 Geología y Geomorfología.....	III-9
III.1.3.2.1 Riesgos por Inestabilidad de Laderas.....	III-10
III.1.3.2.2 Modificación de la Geomorfología.....	III-11
III.1.3.2.3 Suelos.....	III-12
III.1.3.3 Hidrologia Superficial y Subterránea.....	III-16

	Página
III.1.3.4 Medio Biótico.....	III-18
III.1.3.5 Medio Perceptual.....	III-22
III.1.3.6 Medio Social.....	III-24
III.1.3.7 Medio Económico.....	III-26
CAPITULO IV EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS PRESIÓN...	IV-1
IV.1 Generalidades.....	IV-1
IV.2 Procedimiento Constructivo Original.....	IV-1
IV.2.1 Antecedentes.....	IV-3
IV.2.2 Secuencia de Construcción.....	IV-5
IV.2.3 Excavación del Tramo Horizontal y de la Parte Baja del Codo Inferior.....	IV-10
IV.2.4 Ampliación de los Codos Superiores.....	IV-13
IV.2.5 Excavación del Tramo Inclinado a 52°.....	IV-17
IV.2.5.1 Etapa 1: Perforación del Barreno Piloto y Excavación del Pozo Piloto.....	IV-17
IV.2.5.2 Etapa 2: Ampliación del Pozo Piloto.....	IV-23
IV.2.5.3 Etapa 3: Ampliación a Sección Completa.....	IV-38
IV.2.6 Excavación del Tramo Bocatoma-Transición-Codo Superior.....	IV-52
IV.2.7 Continuación de la Ampliación a Sección Completa en los Tramos Inclizados a 52°.....	IV-72
IV.2.8 Continuación de la Excavación del Codo Inferior.....	IV-96
IV.2.9 Tratamientos de la Roca.....	IV-99
IV.2.9.1 Anclaje de Fricción Inyectado con Lechada.....	IV-101
IV.2.9.2 Anclaje de Fricción Colocado con Resina Epóxica.....	IV-106
IV.2.9.3 Drenaje.....	IV-113
IV.2.9.4 Mortero Lanzado.....	IV-114
IV.2.9.5 Vigas de Soporte.....	IV-117
IV.3 Colocación y Empaque de Rieles.....	IV-124
CAPITULO V BLINDAJE METÁLICO.....	V-1
V.1 Generalidades.....	V-1
V.2 Trabajos Preliminares al Montaje del Blindaje.....	V-2
V.2.1 Fabricación de Anillos Sencillos (Virolas) y Anillos Dobles (Canutos).....	V-2
V.2.2 Colocación de la Estructura Metálica para el Soporte de la Tubería en los Codos Inferiores.....	V-6
V.2.3 Prearmado de Codos.....	V-9
V.2.4 Arriostamiento Interior o Arañas.....	V-16
V.2.5 Malacates y Bases de Concreto.....	V-17
V.2.6 Carros de Montaje, Rodamientos y Seguros.....	V-18
V.2.7 Cables, Poleas y Rodillos.....	V-21
V.2.8 Estructura de Atraque del Blindaje.....	V-24

	Página
V.3 Montaje de la Tubería a Presión en la Rama Inclinada.....	V-25
V.3.1 Posicionamiento del Carro de Montaje al Blindaje.....	V-26
V.3.2 Colocación del Blindaje con Carro de Montaje Sobre la Vía.....	V-28
V.3.3 Descripción de las Etapas de Posicionado de Tubería y Carro Sobre Vía de Lanzado de la Tubería.....	V-29
V.3.4 Lanzado de Tubería (Anillos Metálicos).....	V-41
V.3.5 Posicionado, Alineado y Conformado del Blindaje Metálico.....	V-42
V.4 Pruebas y Acabados.....	V-48
V.4.1 Soldadura de Campo.....	V-49
V.4.2 Pruebas No Destructivas.....	V-50
V.4.3 Códigos de Soldadura.....	V-55
CAPITULO VI EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN.....	VI-1
VI.1 Generalidades.....	VI-1
VI.2 Trabajos Preliminares al Empaque del Blindaje.....	VI-3
VI.3 Características del Concreto Hidráulico Utilizado para el Empaque.....	VI-6
VI.3.1 Materiales Utilizados en la Fabricación del Concreto Hidráulico.....	VI-7
VI.3.2 Transporte del Concreto Hidráulico.....	VI-9
VI.3.3 Fabricación del Concreto Hidráulico.....	VI-9
VI.3.4 Control de Calidad del Concreto Hidráulico.....	VI-13
VI.3.5 Inspecciones Previas, Durante y Posteriores al Colado de Concreto Hidráulico.....	VI-13
VI.4 Procedimiento Constructivo.....	VI-15
VI.4.1 Tapones de las Tuberías a Presión.....	VI-16
VI.4.2 Empaque con Concreto Hidráulico en la Zona del Codo Inferior y Rama Inclinada.....	VI-35
VI.4.3 Colado del Codo Superior, Zona de Transición y Sección Rectangular (Bocatoma).....	VI-48
VI.4.3.1 Consideraciones Generales de la Cimbra en el Codo Superior y Zona de Transición.....	VI-48
VI.4.3.2 Colocación de Acero de Refuerzo en el Codo Superior y la Zona de Transición.....	VI-57
VI.4.3.3 Colocación de Concreto Hidráulico en el Codo Superior y en la Zona de Transición.....	VI-62
VI.4.3.4 Zona Rectangular de las Tuberías a Presión.....	VI-64
VI.4.3.5 Proceso Constructivo de la Zona Rectangular.....	VI-64
CAPITULO VII RECURSOS UTILIZADOS.....	VII-1
VII.1 Recursos Utilizados para la Construcción de las Tuberías a Presión.....	VII-2
VII.1.1 Recursos Utilizados en la Excavación y Soporte de las Tuberías a Presión.....	VII-3
VII.1.2 Recursos Utilizados en el Blindaje Metálico de las Tuberías a Presión.....	VII-8

	Página
VII.1.3 Recursos Utilizados para el Empaque con Concreto Hidráulico en las Tuberías a Presión.....	VII-13
VII.2 Volúmenes de Obra.....	VII-21
VII.2.1 Volúmenes de Obra en la Excavación y Soporte de las Tuberías a Presión.....	VII-21
VII.2.2 Volúmenes de Obra en el Blindaje Metálico.....	VII-22
VII.2.3 Volúmenes de Obra en el Empaque de las Tuberías a Presión.....	VII-23
VII.3 Programas de Obra.....	VII-24
VII.4 Presupuestación de la Obra.....	VII-26
 CONCLUSIONES.....	 CONCLUSIONES-1
 ANEXO A PLANOS.....	 ANEXO A-1
 BIBLIOGRAFÍA.....	 BIBLIOGRAFIA-1

INTRODUCCIÓN



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.

INTRODUCCIÓN

La energía de una Central Hidroeléctrica se obtiene aprovechando la energía potencial que adquiere un caudal al final de una caída del agua desde cierta altura, la cual es transformada por una turbina en energía mecánica y posteriormente en energía eléctrica por el generador. La energía potencial, durante la caída, se convierte en energía cinética, el agua pasa por las turbinas a gran velocidad, provocando un movimiento de rotación que finalmente, se transforma en energía eléctrica por medio de los generadores. Es un recurso natural disponible en las zonas que presentan suficiente cantidad de agua, y una vez utilizada, es devuelta río abajo. Su desarrollo requiere construir presas, canales de derivación, y la instalación de grandes turbinas y equipamiento para generar electricidad. Para la construcción de una Central Hidroeléctrica es necesario elaborar varios estudios con el fin de identificar los posibles aprovechamientos hidráulicos, seleccionarlos y optar por el óptimo para su diseño y construcción.

Para el desarrollo del presente trabajo se tomó como referencia la Central Hidroeléctrica de Aguamilpa, ubicada en la parte central del estado de Nayarit en los municipios de Tepic y el Nayar en la República Mexicana, por tal razón cada uno de los capítulos son desarrollados conforme a las características generales del proyecto, los datos de diseño y los aspectos constructivos de esta Central Hidroeléctrica.

En éste trabajo, primeramente se hace una descripción general de la Central Hidroeléctrica de referencia, posteriormente se hace una descripción de las tuberías a presión las cuales pertenecen a las obras de generación de la Hidroeléctrica en mención, hechas estas descripciones se continúa con la parte principal del trabajo que es el procedimiento constructivo de las tuberías a presión en sus diferentes etapas como son: excavación, blindaje metálico y

empaquete con concreto hidráulico, considerando un aspecto importante que es el impacto ambiental que causan este tipo de obras, concluyendo con los recursos utilizados para la construcción de dichas tuberías.

En el Capítulo I “Descripción General de la Obra” se describen las características generales de la Hidroeléctrica, las estructuras principales que la conforman, los datos de diseño y los aspectos constructivos de cada una de las obras.

Actualmente Aguamilpa genera en promedio 2,131 Giga Watts-Hora (GW-H) anuales para satisfacer principalmente la demanda pico de energía eléctrica de la República Mexicana. Esto hace que Aguamilpa sea una de las Centrales Hidroeléctricas más importantes del país.

Una tubería a presión es un conducto cerrado entre una turbina, bomba o válvula y el primer espejo de agua, aguas arriba de las máquinas o los mecanismos antes citados. El espejo de agua puede ser un pozo de oscilación, tanque o vaso de almacenamiento, río o canal.

En el Capítulo II “Descripción de las Tuberías a Presión” se exponen aspectos hidráulicos, geotécnicos y básicos de diseño de dichas tuberías, así como su función, localización, características geométricas y geología de la zona donde se ubican los túneles que las alojan.

En cualquier obra de ingeniería civil uno de los estudios que se tiene que realizar es el Estudio de Impacto Ambiental debido a la importancia que tiene el medio ambiente que rodea a toda obra, así como los efectos nocivos que pueda generar la construcción y el funcionamiento del proyecto una vez concluido, con la finalidad de que dicho estudio permita determinar las medidas que se deben tomar para la mitigación de estos.

En el Capítulo III “Impacto Ambiental de la Obra” se explica el proceso para

obtener la autorización y la presentación de una Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) ante la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) en la modalidad regional por el tipo de obra a tratarse en ésta tesis. También se tocará el tema de la evaluación del Impacto Ambiental en este tipo de modalidad, los procedimientos por los cuales se recibe como respuesta de la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) las autorizaciones totales, parciales o condicionadas y en su caso que se niegue la construcción del proyecto. Las medidas de mitigación más comúnmente empleadas en obras de este tipo son explicadas en éste Capítulo III, aclarando que no todas las medidas presentadas corresponden a impactos provocados por la construcción de las tuberías a presión, sin embargo por la importancia de la obra en su conjunto que es la Central Hidroeléctrica, vale la pena hacer mención para su conocimiento.

Ya entrando en materia de construcción, en el Capítulo IV "Excavación y Soporte de las Tuberías a Presión" se trata la excavación de los tres túneles (unidades 1, 2 y 3) los cuales alojan las tuberías a presión que conducen el flujo de agua desde el canal de llamada de la obra de toma hasta cada una de las tres turbinas tipo Francis instaladas en la casa de máquinas.

La geometría de las excavaciones para cada túnel consta de siete zonas las cuales se citan a continuación:

- a) Zona de sección rectangular (bocatoma)
- b) Zona de transición
- c) Zona del codo superior
- d) Zona de reducción (Zona de liga blindaje metálico)
- e) Zona de la rama inclinada a 52°
- f) Zona del codo inferior
- g) Zona horizontal

Se sabe que en las instalaciones hidroeléctricas en donde las alturas de caída del agua son por lo general superiores a 15 metros es común utilizar tuberías a presión de acero dependiendo de la longitud se pueden alcanzar grandes velocidades del agua. Debido a estas grandes presiones y velocidades del agua es necesario reforzar las tuberías a presión de aquí la gran importancia que adquiere el blindaje de las tuberías de presión. La función principal de las tuberías a presión blindadas es el de soportar ó absorber esas altas presiones y generalmente se construyen con tubos de acero según la técnica constructiva pueden ser del tipo: Remachado, atornillado, soldado ó blindado. Para este proyecto la unión de los anillos metálicos fue realizada por medio de soldadura.

El Capítulo V "Blindaje Metálico" recopila toda la posible información y hace una semblanza de manera general y ordenada del procedimiento constructivo del montaje del blindaje de las tuberías de presión. Se establecen pautas para describir los trabajos previos al montaje como son: el prearmado de codos, arriostamiento interior, estructura metálica, malacates, rieles, carros de montaje, estructuras de atraque, cables, poleas, etc. Así como los dispositivos, equipos y herrajes que permiten trabajar las piezas con el menor daño posible, buscando no perder las tolerancias de fabricación.

Se describe paso a paso los trabajos realizados durante el montaje de la tubería de presión de acero en la rama inclinada así como los métodos utilizados para el desarrollo de ésta, de entre las cuales están incluidas todas las actividades de posicionamiento del carro de montaje, lanzado, posicionamiento, alineamiento y conformado de tuberías de presión así como las pruebas y acabados de la rama inclinada.

Cabe señalar que el proceso constructivo del montaje del blindaje de las tuberías a presión, fue desarrollado de forma tal que se cumple con los Códigos de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) y los procedimientos Welding Procedure Specification (WPS) y Procedure Qualification Record (PQR).

Las tuberías a presión se inician a partir de las compuertas de servicio con sección rectangular en la obra de toma y mediante una transición en curva vertical cambian a sección circular, la zona de transición va revestida con concreto reforzado y la zona con sección circular de 7.40 m de diámetro interior lleva revestimiento metálico empacado con concreto hidráulico simple.

El revestimiento con concreto reforzado en la zona de transición y el empaque con concreto hidráulico en la zona con sección circular y túneles auxiliares es materia del Capítulo VI "Empaque de las Tuberías a Presión", en el cual se hace una descripción de los procedimientos constructivos empleados en las diferentes zonas de las tuberías, considerando trabajos previos y materiales utilizados, con el propósito de servir de referencia y base de datos para el diseño, planeación y construcción de obras similares.

En toda obra de ingeniería civil se cuentan con recursos, ya sean humanos, materiales, herramienta, equipo y económicos. Dentro de los recursos humanos tenemos la plantilla del personal que laboró directamente en la construcción y que son la herramienta principal. En los recursos materiales se pueden englobar los insumos que se necesitan para la construcción, como el cemento, arena, acero de refuerzo, agua, agentes explosivos, mechas, estopines, etc., y el equipo y herramientas de trabajo para su correcta realización como lo son las máquinas excavadoras, track-drill, camiones de volteo, etc.

La administración adecuada de los recursos utilizados en las obras de ingeniería civil, redundará en beneficios económicos, en la calidad de las obras y sobre todo en la optimización de los tiempos en su ejecución.

En el Capítulo VII "Recursos Utilizados", se expone la mano de obra, maquinaria y equipo que se empleó para la construcción de las tuberías a presión en sus diferentes etapas, como son: Excavación y soporte, Blindaje metálico y Empaque

con concreto hidráulico. De acuerdo a las etapas antes citadas se muestran también los volúmenes totales de obra, así como los programas de ejecución y la presupuestación, cabe aclarar que los programas de obra y el presupuesto se realizaron tomando en cuenta un período de ejecución estimado, el cual inicia en febrero de 1991 y concluye en junio de 1993, por lo que dichos programas y costos se presentan a manera de ejemplo.

La construcción de las tuberías a presión se vió afectada en cuanto al recorte del programa general de obra de la Central Hidroeléctrica (el período de construcción civil original se tuvo que recortar un año), lo que obligó a implementar procedimientos de construcción rápidos, incrementar la cantidad de los recursos utilizados, tales como: mano de obra y maquinaria y/o equipo e incrementar los suministros de materiales. Es importante recalcar que en la construcción de la Central Hidroeléctrica y en particular de las tuberías a presión, se tuvo especial cuidado en la administración de los recursos utilizados, además de una planeación cuidadosa para evitar interferencias y/o retrasos y así cumplir con el programa recortado, el cual finalmente se cumplió satisfactoriamente, al hacerse el cierre de compuertas para inicio del embalse de la presa el día 25 de junio de 1993.

Al final de este trabajo se presentan las conclusiones, un anexo con los planos de obra y la bibliografía que sirvió de apoyo para la realización del trabajo.

El anexo cuenta con los planos de construcción de las tuberías a presión utilizados en sus diferentes etapas, estos planos son:

Plano 1 "Excavación-Tubería a Presión"

Plano 2 "Blindaje Metálico-Tubería a Presión"

Plano 3 "Tapones-Tubería a Presión"

Plano 4 "Armados en la Zona de Transición-Tubería a Presión"

Cabe mencionar que las tuberías a presión de los proyectos Hidroeléctricos, son tradicionalmente uno de los frentes más difíciles de ejecutar en general, por sus características geométricas, geología del lugar, pendientes, longitudes, etc., y las tuberías de esta Hidroeléctrica no fueron la excepción, de ahí la importancia de dejar antecedente de los procedimientos constructivos descritos en el presente trabajo, esperando sirvan de consulta para la construcción de futuras obras de este tipo.

CAPITULO I

DESCRIPCIÓN GENERAL

DE LA OBRA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CAPITULO I

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

La energía de una Central Hidroeléctrica se obtiene aprovechando la energía potencial que adquiere un caudal al final de una caída del agua desde cierta altura, ésta es transformada por una turbina en energía mecánica y posteriormente en energía eléctrica por el generador. La energía potencial, durante la caída, se convierte en energía cinética, el agua pasa por las turbinas a gran velocidad, provocando un movimiento de rotación que finalmente, se transforma en energía eléctrica por medio de los generadores. Es un recurso natural disponible en las zonas que presentan suficiente cantidad de agua, y una vez utilizada, es devuelta río abajo. Su desarrollo requiere construir presas, canales de derivación, y la instalación de grandes turbinas y equipamiento para generar electricidad. Todo ello implica la inversión de grandes sumas de dinero, por lo que no resulta competitiva en regiones donde el carbón o el petróleo son baratos. Sin embargo, el peso de las consideraciones medio ambientales y el bajo mantenimiento que precisan una vez que están en funcionamiento centran la atención en esta fuente de energía.

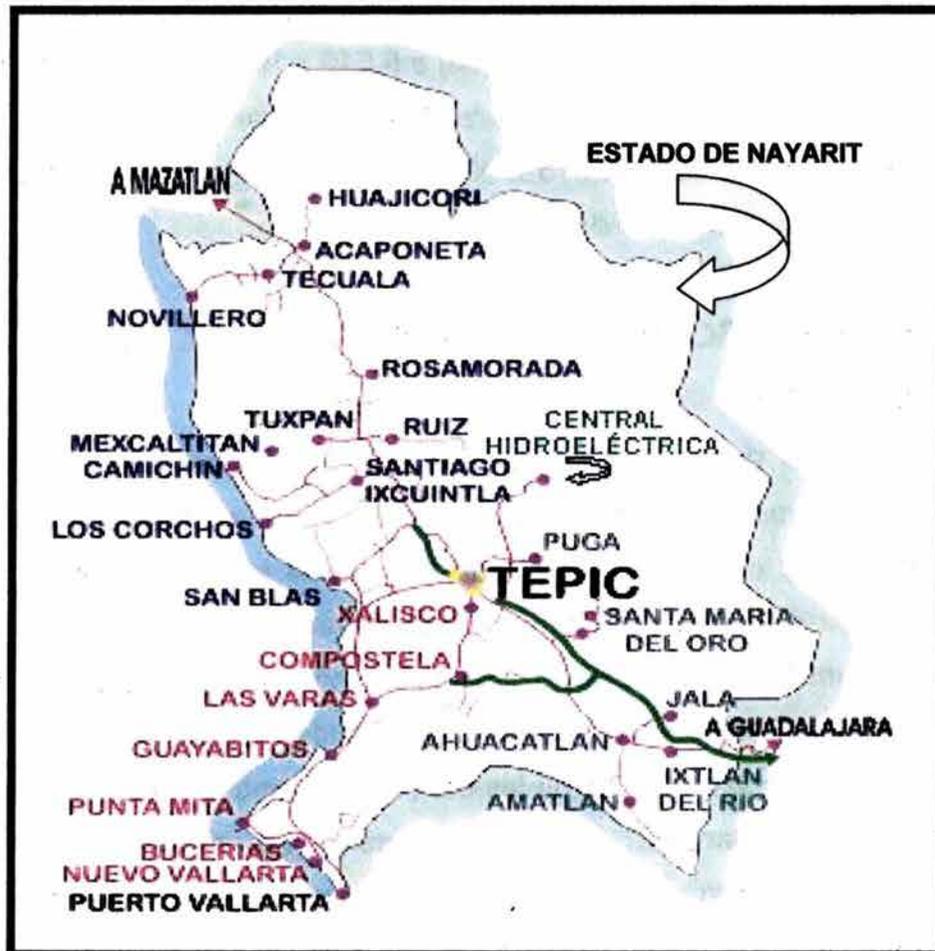
Para la construcción de una Central Hidroeléctrica es necesario elaborar varios estudios con el fin de identificar los posibles aprovechamientos hidráulicos, seleccionarlos y optar por el óptimo para su diseño y construcción. Cabe mencionar que para el desarrollo del presente trabajo se tomó como referencia a la Central Hidroeléctrica de Aguamilpa, localizada en la parte central del estado de Nayarit de la República Mexicana, en los municipios de Tepic y el Nayar, por tal razón cada uno de los capítulos son desarrollados conforme a las características generales del proyecto, los datos de diseño y los aspectos constructivos de la Central Hidroeléctrica de Aguamilpa. A continuación se describen las características generales del proyecto, las estructuras principales que la conforman, los datos de diseño y los aspectos constructivos de cada una de las obras.

I.1 ASPECTOS GENERALES

Entre 1989 y 1993 se realizó el proyecto, previsto desde hace mucho tiempo, en la cuenca del río Santiago, en los municipios del Nayar y de Tepic en el estado de Nayarit de la República Mexicana. Esta obra Hidroeléctrica se encuentra aguas abajo de la confluencia de los ríos Santiago y Huaynamota. Pretende generar energía, regular las aguas de un río violento y alimentar el riego de una fértil región. Por su magnitud el proyecto necesitó muchos esfuerzos y recursos adicionales. Fue necesario cavar túneles para desviar el cauce del río en tanto se construía la cortina de contención. Se hace énfasis en mencionar que para el desarrollo del presente trabajo se tomó como referencia a la Central Hidroeléctrica de Aguamilpa, localizada en la parte central del estado de Nayarit de la República Mexicana.

El sitio de la cortina se encuentra en la parte central del Estado de Nayarit, en los municipios de Tepic y el Nayar. El acceso al sitio es partiendo de la ciudad de Tepic por la carretera estatal y en el km 12 se encuentra la desviación hacia la Central Hidroeléctrica como se muestra en la Figura I.1 "Localización de la Central Hidroeléctrica". La cortina de la Central Hidroeléctrica es del tipo de enrocamiento con cara de concreto. Mide 187 m de altura y 660 m de longitud. Hubo que tomar en cuenta la actividad sísmica de la zona y las tremendas avenidas de agua, que podían alcanzar un caudal de 5,300 m³/s y hasta 10,800 m³/s. Las coordenadas geográficas del sitio son: 104° 46' 29" de longitud oeste y 21° 50' 32" de latitud norte. El clima de la región pertenece al grupo cálido, subgrupo cálido, tipo cálido subhúmedo, como se muestra en la Figura I.2 "Mapa climático de la zona en que se localiza la Central Hidroeléctrica", con lluvias en verano. El porcentaje de lluvias invernales es menor del 5 %. La temperatura media anual se ubica entre los 26 °C y 28 °C y la precipitación media anual es de 1,000 mm como se muestra en la Figura I.3 "Mapa de temperaturas en la zona en que se localiza la Central Hidroeléctrica". El río Santiago, tiene como afluentes los ríos: Verde, Juchipila, Bolaños, Jesús María y Huaynamota.

FIGURA I.1 LOCALIZACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



El río Santiago es uno de los más importantes de la República Mexicana, ya que su potencial de generación es de 11,092 gigawatts-hora (GWH) anuales con una capacidad instalada de 4,807 megawatts (MW), distribuidos en doce proyectos principales (mayores a 100 megawatts) y 15 secundarios de los primeros, de los cuales seis se encuentran en operación y el resto en diversas etapas de estudio desde identificación hasta factibilidad técnica y económica. Cuando éste Sistema se encuentre totalmente en operación, ocupará el segundo lugar en la República Mexicana, después del Sistema Grijalva que lo conforman las presa San Miguel, La Angostura, Netzahualcóyotl y Chicoasén. El área de la cuenca del río Santiago es de 75,651 km², el área hasta el proyecto es de 73,834 km².

El número de años de registro que se utilizaron para el análisis fue de 43. La capacidad del embalse al nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) a 220 metros sobre el nivel del mar (msnm) es igual a $5,540 \times 10^6 \text{ m}^3$ y al nivel de aguas máximas extraordinarias a 232 metros sobre el nivel del mar (msnm) es de $6,950 \times 10^6 \text{ m}^3$. La capacidad útil es de $2,575 \times 10^6 \text{ m}^3$, la de control de avenidas es de $1,410 \times 10^6 \text{ m}^3$ y la de azolves es de $1,650 \times 10^6 \text{ m}^3$.

I.1.1 ASPECTOS SOCIALES, AMBIENTALES Y BENEFICIOS ADICIONALES

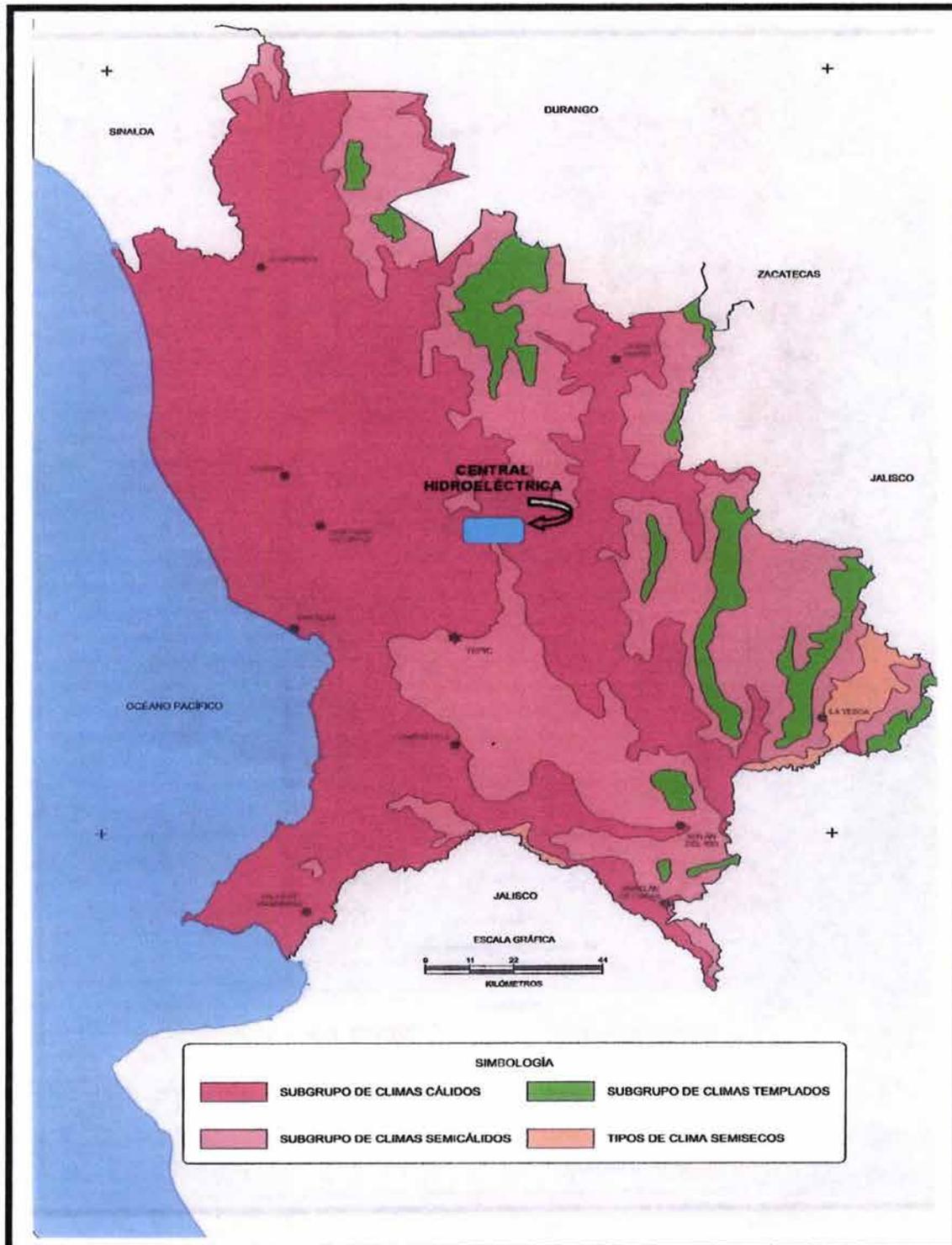
La Comisión Federal de Electricidad (CFE), una entidad del Gobierno Federal dedicada a la generación de energía eléctrica en toda la República Mexicana dedicó un esfuerzo y cuidado especial en los estudios y acciones tendientes a prevenir, disminuir o compensar los impactos negativos de carácter social y ambiental que pudieran producirse en la zona de influencia de las obras, de tal modo que el proyecto se convirtió en una oportunidad de progreso, desarrollo social, preservación y mejoramiento de las condiciones ambientales en la zona de las obras y su vecindad. En términos generales los estudios y acciones mencionados se aplicaron a cuatro zonas principalmente, el corredor Tepic-Aguamilpa, el área del embalse, las zonas de reasentamiento y la región costera.

Los principales aspectos cubiertos fueron los siguientes:

a) Sociales

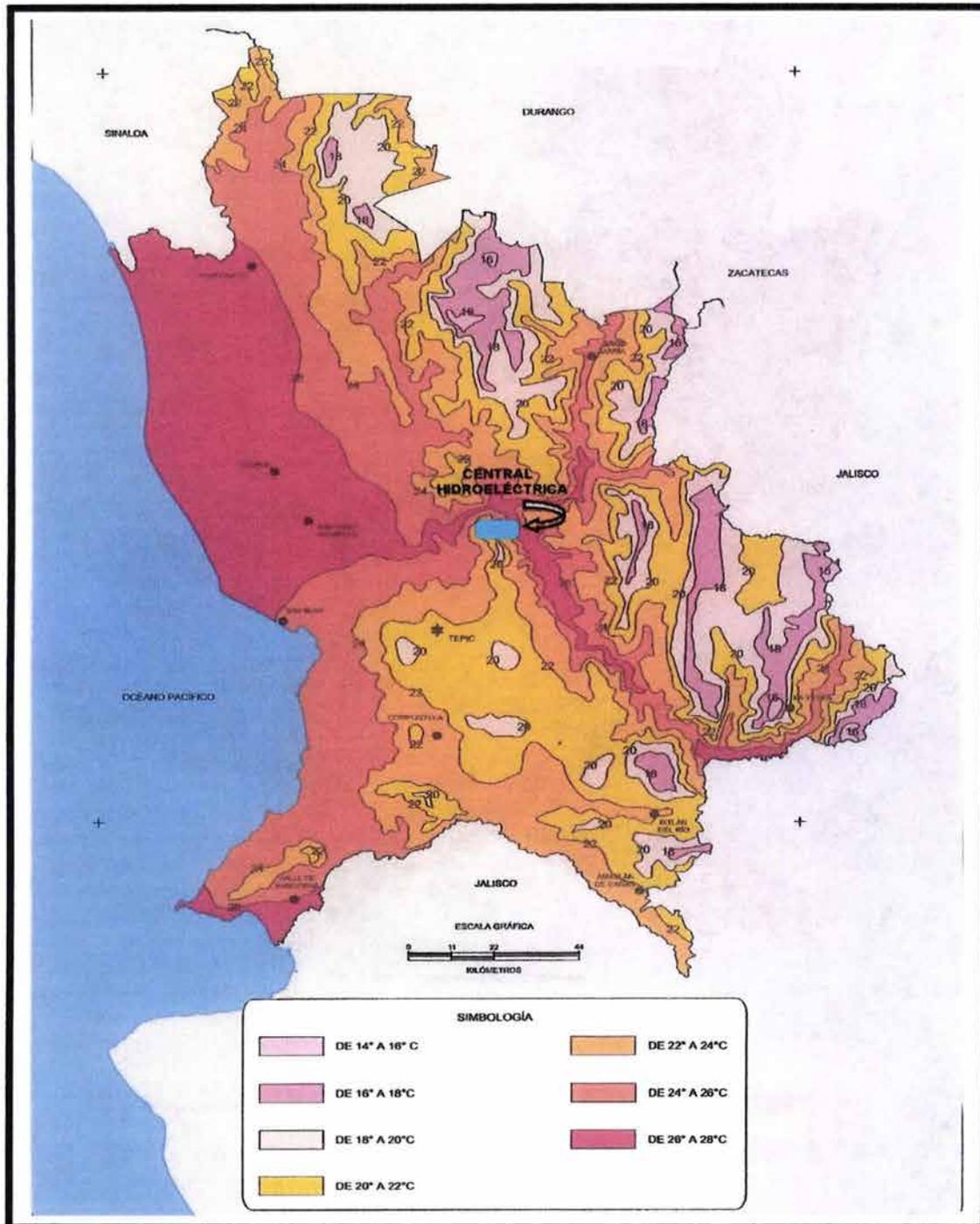
- Abasto de víveres a tiendas rurales.
- Apoyo para la atención médica en el área del embalse.
- Apoyo para programas educativos y culturales.
- Fomento de actividades recreativas.
- Capacitación en las áreas de salud, abasto y actividades productivas.
- Restitución de actividades productivas en los sitios de reacomodo para mejor aprovechamiento de los recursos de su hábitat.

FIGURA I.2 MAPA CLIMÁTICO DE LA ZONA EN QUE
SE LOCALIZA LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**FIGURA I.3 MAPA DE TEMPERATURAS DE LA ZONA EN QUE SE
ENCUENTRA LOCALIZADA LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**



b) Ambientales

- Divulgación y promoción del cumplimiento de las normas y leyes aplicables en materia ambiental.
- Reforestación de las áreas afectadas por desmonte.
- Monitoreo de la calidad del agua del río.
- Elaboración de inventarios de flora y fauna y rescate de especies de interés ecológico.
- Estudios de predicción de impactos derivados del embalsamiento y de la modificación del régimen de escurrimiento del río y diseño de medidas preventivas.
- Diagnóstico de las condiciones ambientales actuales de la cuenca y promoción de programas de manejo de protección.
- Exploración y rescate de vestigios arqueológicos.
- Acciones de prevención y control de la contaminación ambiental originada por el proyecto.

c) Beneficios adicionales

Además de la generación de energía hidroeléctrica, se obtendrían los siguientes beneficios:

c.1) Control de avenidas

No existían almacenamientos con capacidad de regulación importante en el río Santiago, por lo cual con frecuencia se presentaban inundaciones en la planicie costera del estado de Nayarit durante los meses de lluvia. Aunque el río Santiago era el principal causante de daños, los ríos San Pedro, Cañas y Acaponeta también escurrían sin control y contribuían a inundar la planicie. Actualmente se tienen obras de protección como bordos, espigones y canales de alivio de las tierras y poblados susceptibles de daño que, sin embargo, no son suficientes. Al controlarse el río Santiago, sería más redituable la construcción de protecciones en los otros ríos para dar seguridad a toda la planicie costera.

c.2) Aprovechamiento agrícola

La principal actividad de la región es la agricultura. Estando la planicie más segura contra las inundaciones podrían incorporarse a riego 75,000 nuevas hectáreas y garantizar con esto 2 ciclos de cultivo al año a las 30,000 hectáreas que antes solo se aprovechaban con un solo temporal.

c.3) Desarrollo en el área del embalse

La zona de embalse y sus proximidades se encontraba económicamente deprimida debido a la escasez de áreas planas para agricultura y de medios de comunicación de los poblados. Aunque en el área inundada no había más de 1,000 habitantes, existían varios poblados cercanos que se beneficiarían mediante el desarrollo de la piscicultura y con la derrama económica por la demanda de mano de obra, materiales y servicios para las obras de la Central Hidroeléctrica.

I.2 HIDROLOGÍA, GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

Para aprovechar de manera óptima los recursos hidráulicos, fue necesario recopilar información hidrológica de la región en donde se pretendía construir la Central Hidroeléctrica, en este sentido el estudio hidrológico debió de realizarse con los siguientes trabajos:

- Observaciones de los caudales de agua (caudal máximo, caudal mínimo, caudal medio y caudal de mayor permanencia).
- Medición de las velocidades de corriente.
- Determinación de los caudales.
- Establecimiento de las relaciones entre los niveles y los caudales.
- Observaciones sobre los cuerpos sólidos (sedimentos) que son arrastrados por las corrientes.

La evaluación geológica y geotécnica de la región en estudio jugó un papel importante en el proyecto, ya que garantizaría la elección de las zonas adecuadas

para la implementación y cimentación de la obra, así como el tipo de material disponible para ser empleado como recurso natural de construcción. A continuación se mencionan las características hidrológicas, geológicas y geotécnicas que se encuentran en la región donde se proyectó la Central Hidroeléctrica.

I.2.1 HIDROLOGÍA

En un país semiárido como México, el río Santiago es uno de los más importantes y cuenta con un potencial de generación de 11,092 gigawatts–hora (GWH) anuales, con una capacidad instalada de 4,087 megawatts (MW), distribuidos en 12 proyectos principales y 15 proyectos secundarios; como se muestra en la Tabla I.1 “Potencial hidroeléctrico del río Santiago”, por lo tanto la Central Hidroeléctrica en estudio 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. Figura I.4 “Mapa hidrológico de la zona de construcción de la Central Hidroeléctrica”, Figura I.5 “Regiones hidrológicas de la zona de construcción de la Central Hidroeléctrica” y Figura I.6 “Desarrollo hidroeléctrico del río Santiago”.

El gasto del río Santiago en el sitio del proyecto varía en un amplio rango, el gasto medio en un mes de estiaje puede oscilar entre 8 y 180 m³/s, y entre 95 y 2,000 m³/s en uno húmedo; el gasto medio anual histórico es de 220 m³/s.

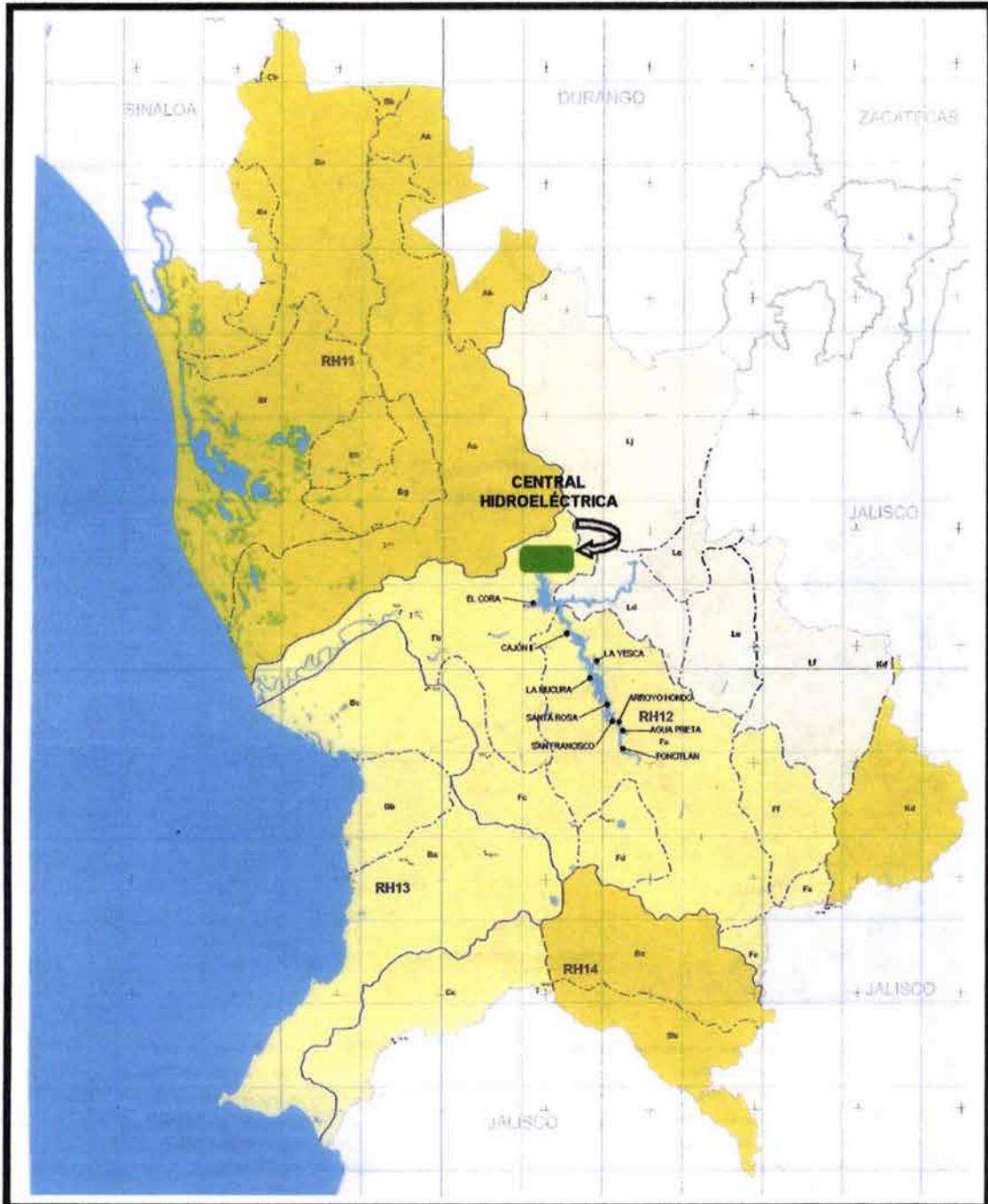
Con base en la información de las estaciones hidrométricas y climatológicas en la cuenca del río se determinaron las avenidas máximas para diferentes periodos de retorno, y con el criterio de precipitación máxima probable y transposición de ciclones la avenida de diseño para el vertedor.

Para la obra de desvío se consideró la avenida máxima histórica registrada (17 de agosto de 1973) equivalente a la de un periodo de retorno de $T_r = 50$ años (5,120 m³/s).

TABLA I.1 POTENCIAL HIDROELÉCTRICO DEL RÍO SANTIAGO

NÚMERO	NOMBRE, CORRIENTE	GASTO MEDIO ANUAL m ³	CARGA NETA DE DISEÑO m	POTENCIA INSTALADA MW	POTENCIA TOTAL GWH	FACTOR DE PLANTA
1	Aguamilpa, Santiago	673,600	144	960	2131	0.25
2	El Cajón, Santiago	434,700	157	680	1496	0.25
3	La Yesca, Santiago	423,300	117	440	1042	0.27
4	Agua Prieta, Aguas Negras	14,700	509	480	959	0.25
5	La Mucura, Santiago	328,000	108	290	807	0.25
6	San Francisco, Santiago	239,500	124	290	624	0.25
7	Ocotan, Atenco	124,200	254	240	536	0.25
8	El Cora, Santiago	743,400	25	150	406	0.25
9	Arroyo Hondo, Santiago	242,900	67	160	348	0.25
10	El Ciruelo, Atenco	75,300	251	150	317	0.25
11	Apozolco, Bolaños	79,500	199	120	269	0.25
12	Santa Rosa, Santiago	273,400	71	61	266	0.25
13	El Tulillo, Atenco	59,700	245	110	249	0.25
14	Huaynamota, Jesús María	87,400	139	90	206	0.25
15	Popotita, Camotlan	27,500	416	85	194	0.25
16	Bolaños, Bolaños	59,000	180	80	180	0.25
17	San Luis, Bolaños	39,900	238	75	161	0.25
18	Colimilla, Santiago	130,000	127	51	159	0.36
19	Jesús María, Jesús María	76,300	105	60	136	0.25
20	Ampliación Santa Rosa, Santiago	266,800	73	45	128	0.43
21	Moyahua, Juchipila	29,700	202	45	102	0.25
22	Capistrano, Atenco	41,300	107	33	75	0.25
23	Huazamota, Jesús María	33,500	130	33	74	0.25
24	Puente Grande, Santiago	102,300	72	23	71	0.35
25	Las Juntas, Santiago	70,100	63	15	64	0.49
26	Mezquitic, Chico	11,300	244	21	47	0.25
27	Camotlan, Camotlan	18,500	142	20	45	0.25

FIGURA I.4 MAPA HIDROLÓGICO DE LA ZONA DE CONSTRUCCIÓN
DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**MAPA I.5 REGIONES HIDROLÓGICAS DE LA ZONA DE
CONSTRUCCIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

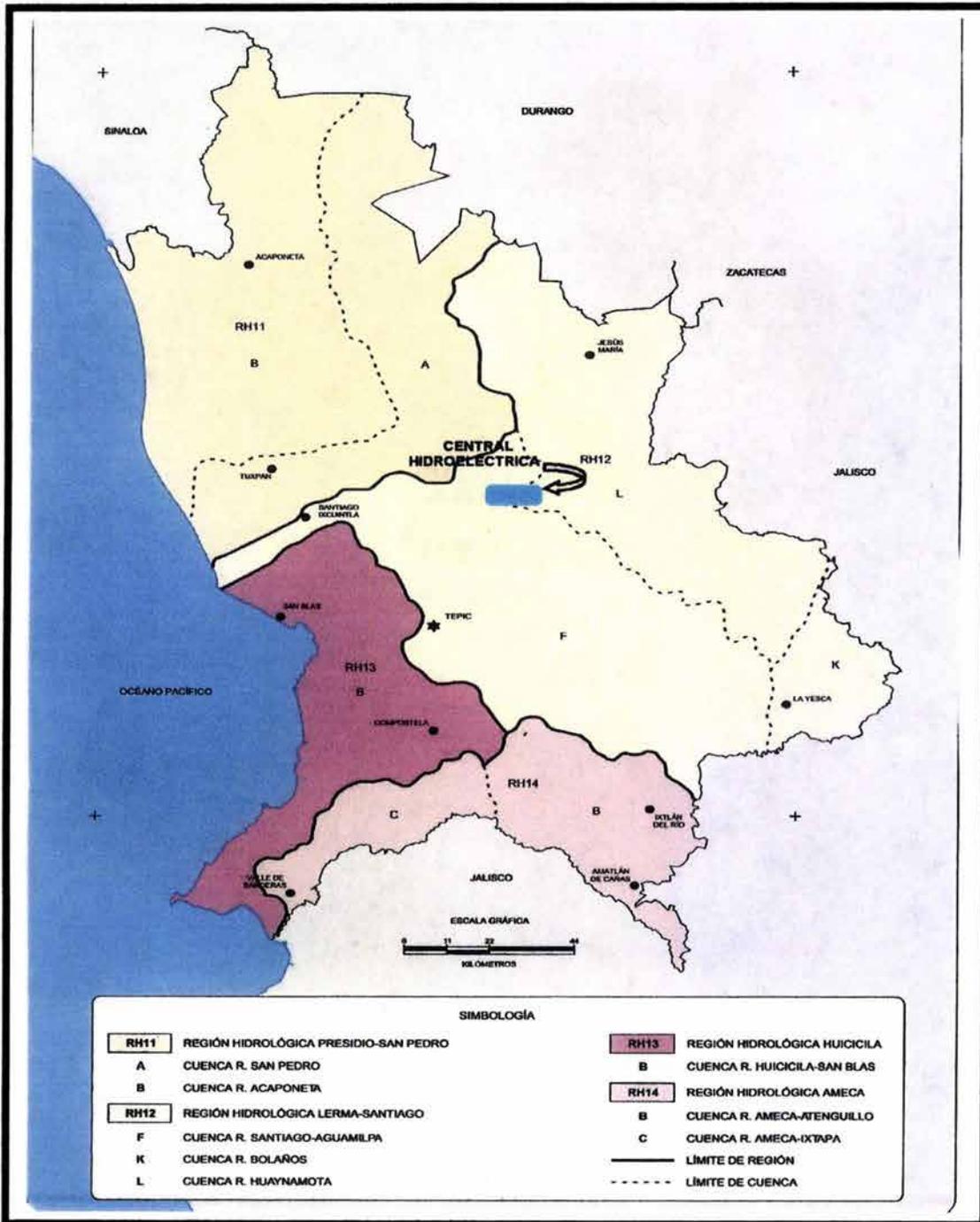
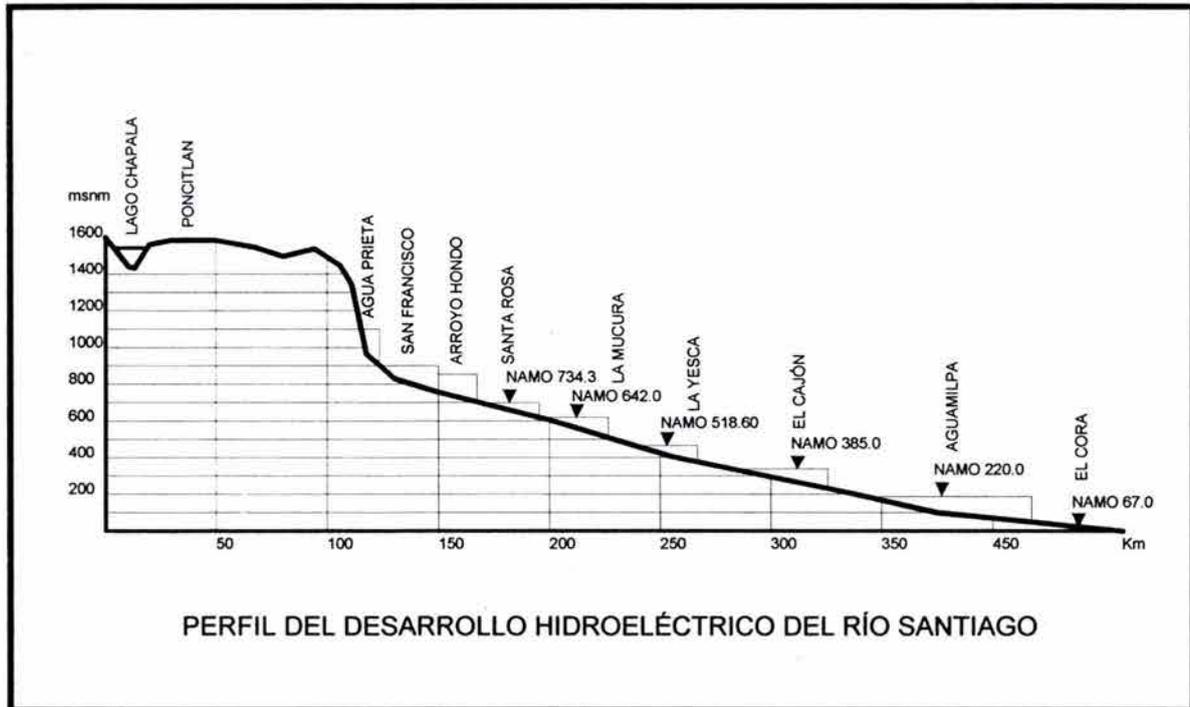


FIGURA I.6 DESARROLLO HIDROELÉCTRICO DEL RÍO SANTIAGO



I.2.2 GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA

La Central Hidroeléctrica se localiza en la parte suroeste de la Sierra Madre Occidental de la República Mexicana. Esta área está caracterizada por rocas volcánicas extrusivas (ignimbritas riódacíticas) del mioceno, intrusionadas por diques de diverso origen. Las rocas volcánicas extrusivas fueron clasificadas en tres unidades: la inferior es la unidad Aguamilpa, la intermedia unidad Colorines y la superior unidad Picachos; la primera está formada por ignimbrita masiva en tanto que las otras dos presentan pseudoestratificación. La presa fue desplantada, en el nivel del plinto, el plinto lo constituye una losa perimetral a la cara de concreto, cimentada en la roca, directamente sobre la unidad Aguamilpa, excepto la parte superior de la margen derecha que se desplantó en la unidad Colorines; las excavaciones subterráneas principales fueron realizadas en la formación Aguamilpa, el canal de llamada de la obra de toma así como la parte superior del vertedor fueron excavadas en las unidades Colorines y Picachos.

Las principales características estructurales geológicas detectadas en el sitio corresponden a seis fallas con orientación general noroeste–sureste, conocidas como Sistema Colorines. Cuatro de éstas fallas se localizan en la margen derecha y afectan las obras de generación; las otras dos se localizan en la margen izquierda y una de ellas involucra la obra de desvío y el vertedor. Se encuentran también cuatro sistemas principales de fracturas que muestran mayor continuidad horizontal que vertical. Las características geológicas mencionadas anteriormente se muestran en la Figura I.7 “Mapa geológico de la zona donde se localiza la Central Hidroeléctrica”.

I.3 DATOS PRINCIPALES DE LA OBRA

La Comisión Federal de Electricidad, construyó sobre el río Santiago el Proyecto Hidroeléctrico. En agosto de 1994 fue puesto en servicio, esta obra de infraestructura, tiene como funciones específicas, el cubrir la creciente demanda máxima de energía eléctrica y potencia en las áreas de generación occidental y noroeste, así como en reducir las inundaciones e incrementar la superficie de bajo riego en la planicie costera del estado de Nayarit. A continuación se describen las características generales del proyecto, las estructuras principales que la componen con sus respectivos datos de diseño y las cantidades de obra de cada una de las obras, cabe señalar que las cantidades de obra mostradas en las tablas siguientes corresponden a cantidades de proyecto para cada una de las tuberías a presión.

a) Datos hidrológicos

Para realizar el proyecto de la Central Hidroeléctrica se dispuso de información hidrológica, esto con el fin de determinar principalmente el gasto de diseño así como otros parámetros importantes necesarios para el análisis y diseño de la Central Hidroeléctrica. Los datos hidrológicos se muestran en la Tabla I.2 “Datos hidrológicos de la cuenca”.

FIGURA I.7 MAPA GEOLÓGICO DE LA ZONA DONDE SE
LOCALIZA LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

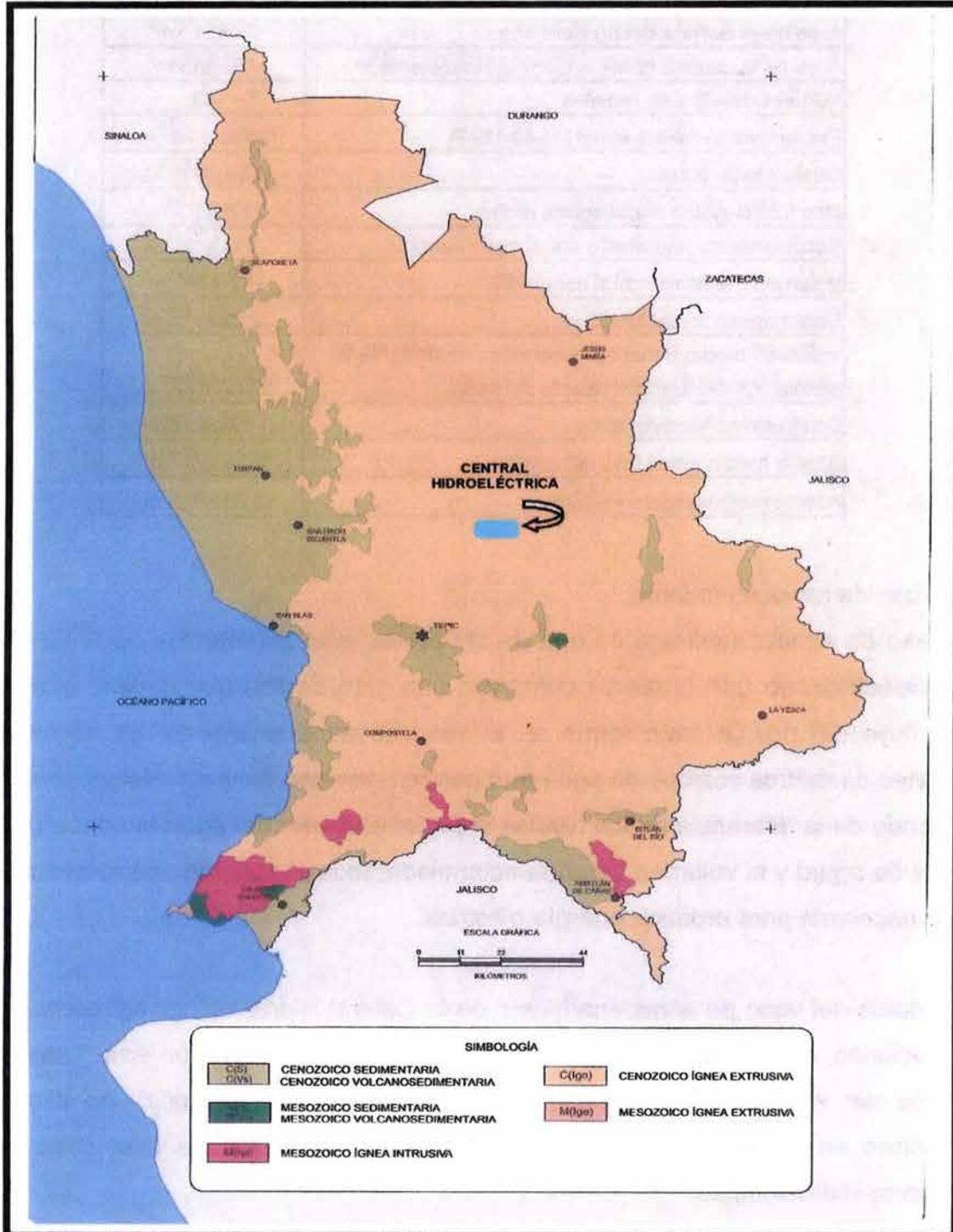


TABLA I.2 DATOS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA

HIDROLOGÍA	
Área de la cuenca del río Santiago	75,651 km ²
Área de la cuenca hasta la Central Hidroeléctrica	73,834 km ²
Número de años de registro	43
Escorrentamiento medio anual (1943-1979)	6,948 x 10 ⁶ m ³
Gasto medio anual	220.34 m ³ /s
Uso futuro medio anual aguas arriba	212 x 10 ⁶ m ³
Escorrentamiento neto medio anual aprovechable	6,736 x 10 ⁶ m ³
Volumen medio mensual escurrido	561 x 10 ⁶ m ³
Gasto medio anual futuro	213.61 m ³ /s
Volumen medio anual aprovechado resultado de la simulación del funcionamiento del vaso	6,257 x 10 ⁶ m ³
Gasto medio aprovechado	198.4 m ³ /s
Azolve medio anual en suspensión	8.14 x 10 ⁶ m ³
Azolve medio anual en acarreo	2.78 x 10 ⁶ m ³

b) Vaso de almacenamiento

El vaso de almacenamiento es una de las partes más importantes de la Central Hidroeléctrica, en una presa se construye una gran cortina que detiene el agua que fluye del río. De esta forma en el vaso de almacenamiento se acumulan millones de metros cúbicos de agua que poseen una energía potencial, cuyo valor depende de la diferencia de los niveles superior e inferior del agua (la altura de la caída de agua) y el volumen de agua acumulada, toda el agua que es recolectada será necesaria para producir energía eléctrica.

Los datos del vaso de almacenamiento de la Central Hidroeléctrica así como sus elevaciones, capacidades y magnitudes se muestran a continuación en la Tabla I.3 "Datos del vaso de almacenamiento de la Central Hidroeléctrica", en ella se muestran en forma detallada las características principales de ésta parte del Proyecto Hidroeléctrico.

**TABLA I.3 DATOS DEL VASO DE ALMACENAMIENTO DE LA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

VASO DE ALMACENAMIENTO	
NAMINO 190 msnm	$2,965 \times 10^6 \text{ m}^3$
NAMO 220 msnm	$5,540 \times 10^6 \text{ m}^3$
NAME 232 msnm	$6,950 \times 10^6 \text{ m}^3$
Capacidad para azolves (piso de toma)	$1,650 \times 10^6 \text{ m}^3$
Capacidad útil NAMO-NAMINO	$2,575 \times 10^6 \text{ m}^3$
Capacidad para control de avenidas NAME-NAMO	$1,410 \times 10^6 \text{ m}^3$
Área ocupada por el embalse al NAME	128 km^2
Área ocupada por el embalse al NAMO	109 km^2

c) Obra de desvío

Las obras de desvío consistieron en dos túneles y se proyectaron para realizar el desvío del río Santiago, estos túneles se ubicaron en la margen izquierda, eran de sección portal de 16 x 16 m, excavados en roca y una ataguía de materiales graduados para taponamiento del cauce natural. Las características y datos de las obras de desvío se muestran a continuación en la Tabla I.4 “Datos de las obras de desvío de la Central Hidroeléctrica”:

**TABLA I.4 DATOS DE LAS OBRAS DE DESVÍO DE LA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

OBRA DE DESVÍO	
Gasto máximo de la avenida (máximo registrado)	$6,688 \text{ m}^3/\text{s}$
Gasto máximo de diseño	$5,120 \text{ m}^3/\text{s}$
Elevación ataguía aguas arriba	118 msnm
Elevación ataguía aguas abajo	80 msnm
Diámetro de los túneles (2) sección portal sin revestir	16 m
Elevación máxima en el embalse	117 msnm

En seguida se muestra la Tabla I.5 “Características y datos de los túneles de desvío 1 y 2”.

**TABLA I.5 CARACTERÍSTICAS Y DATOS DE LOS TÚNELES
DE DESVÍO 1 Y 2**

CONCEPTO	TÚNEL 1	TÚNEL 2
Elevación plantilla de entrada	64 msnm	69 msnm
Elevación plantilla de salida	63 msnm	65 msnm
Longitud	924 m	1,064 m
Gasto máximo de descarga	2,630 m ³ /s	2,490 m ³ /s
Velocidad media máxima	11.5 m/s	10.90 m/s
Obturador de cierre provisional (T-1)	2 de 6 x 14 m	H = 27 m
Obturador de cierre provisional (T-2)	14 x 14 m	H = 38 m
Obturador de cierre final (T-2)	7 x 13 m	H = 170 m

En la Tabla I.6 “Cantidades de obra de las obras de desvío” se muestran las principales cantidades de obra que se realizaron durante la construcción de las obras de desvío:

TABLA I.6 CANTIDADES DE OBRA DE LAS OBRAS DE DESVÍO

CANTIDADES DE OBRA	
Volumen ataguía aguas arriba	915,400 m ³
Volumen ataguía aguas abajo	227,500 m ³
Excavación a cielo abierto	270,000m ³
Excavación en túnel	472,000 m ³
Excavación en lumbrera	9,320 m ³
Concreto reforzado	16,400 m ³
Concreto lanzado	1,120 m ³
Concreto en tapones	1,1000 m ³
Acero de refuerzo	875 toneladas
Acero estructural	555 toneladas
Anclaje	43,550 m
Barrenación para consolidación y drenaje	7,550 m

d) Cortina de la Presa

Los estudios geológicos en el sitio actual permitieron determinar la factibilidad geológico-geotécnica para la construcción de la presa. Dichas opciones fueron con presas de gravedad, arco-gravedad y materiales graduados con alturas entre 120 m y 190 m. Finalmente se concluyó que la opción de cortina más conveniente era del tipo aluvión-enrocamiento con cara de concreto, dado que sus características dieron como resultado una estructura más económica. La Tabla I.7 "Datos de la cortina de la presa" muestran las características y datos de la cortina de la presa:

TABLA I.7 DATOS DE LA CORTINA DE LA PRESA

CORTINA DE LA PRESA	
Elevación de la corona	235 msnm
Longitud de la corona	660 m
Altura total al desplante	185.5 m
Volumen de desplante	$12.7 \times 10^6 \text{ m}^3$
Desplante del plinto	49.5 msnm
Talud aguas arriba	1.5:1
Talud aguas abajo	1.4:1
Bordo libre	3 m
Área cara de concreto	$136,900 \text{ m}^2$
Volumen de concreto	$68,500 \text{ m}^3$
Acero de refuerzo	1,920 toneladas

e) Obra de excedencias

La obra de excedencias de una presa constituye una parte importante para la regulación y el control de la descarga de las avenidas, siendo esencial su diseño de alta calidad que garantice la seguridad no tan sólo de la presa sino también de su entorno social y económico. Para la Central Hidroeléctrica las obras de excedencias consta de un vertedor de demasías en la margen izquierda consistente en dos canales, ambos diseñados para una descarga conjunta de $13,700 \text{ m}^3/\text{s}$. A continuación la Tabla I.8 "Datos de la obra de excedencias de la Central Hidroeléctrica" muestran las características y datos de la obra de excedencias.

**TABLA I.8 DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

OBRA DE EXCEDENCIAS	
Gasto máximo de la avenida de diseño	17,482 m ³ /s
Volumen de la avenida	6,966 x 10 ⁶ m ³
Gasto de diseño (descarga)	14,900 m ³ /s
Elevación de la cresta	210 msnm
Longitud total de la cresta	72 m
6 Compuertas	12 x 19.5 m
Elevación labio superior	229 msnm
Ancho de los 2 canales de descarga	42.5 m
Longitud de los canales (horizontal)	569 m
Velocidad máxima del agua	35 m/s

A continuación la Tabla I.9 "Cantidades de obra de la obra de excedencias" muestran las principales cantidades de obra que se realizaron durante la construcción de las obras de excedencias de la Central Hidroeléctrica:

TABLA I.9 CANTIDADES DE OBRA DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

CANTIDADES DE OBRA	
Excavación a cielo abierto	5,800,000 m ³
Concreto en superficies moldeadas	84,900 m ³
Concreto a tiro directo	53,000m ³
Concreto lanzado	7,800 m ³
Acero de refuerzo	4,900 toneladas
Anclaje	279,000 m
Drenaje	18,000 m
Excavación en galerías	13,600 m ³

f) Obras de generación

Las obras de generación son parte fundamental de la Central Hidroeléctrica ya que su función es llevar el agua desde la obra de toma pasando por los conductos

a presión y llevándola a la casa de máquinas, para que aquí sea transformada de energía potencial a energía mecánica y después finalmente a energía eléctrica. La Tabla I.10 "Datos principales de las obras de generación" se muestra en seguida:

TABLA I.10 DATOS PRINCIPALES DE LAS OBRAS GENERACIÓN

OBRAS DE GENERACIÓN	
Elevación del piso de la obra de toma	170 msnm
Dimensión de compuertas	5.8 x 7.4 m
Dimensión de rejillas	19.8 x 18 m
Conducción a presión (diámetro)	7.4 m
Conducción a presión (longitud)	187 m
Casa de máquinas (ancho)	22.8 m
Casa de máquinas (largo)	134 m
Casa de máquinas (alto)	50 m
Galería de oscilación (ancho)	16 m
Galería de oscilación (largo)	85 m
Galería de oscilación (alto)	48.5 m
Túnel de desfogue (diámetro)	16 m
Túnel de desfogue (longitud)	391 m
Gasto de diseño por unidad	249 m ³ /s
Nivel medio de desfogue	67.6 msnm
Velocidad de giro de las turbinas	150 rpm
Carga bruta máxima	159 m
Carga neta máxima (al NAMO)	157.3 m
Carga bruta mínima	120.6 m
Carga neta mínima (al NAMino)	119.7 m
Carga bruta de diseño	146 m
Carga neta de diseño	144 m
Generador	337 MVA
Potencia de cada unidad	320 MW
Capacidad instalada, 3 Tipo Francis	960 MW
Factor de planta medio anual	0.253
Generación media anual firme	1,574 GWH/año
Generación media anual secundaria	557 GWH/año
Nivel de transformadores y subestación	205 msnm
Dos líneas en primera etapa y una futura	400 kv/c/u
Longitud hacia la red por la Ciudad de Tepic	40 km

Las obras de generación de la Central Hidroeléctrica constan de varias estructuras las cuales son: obra de toma, conducción a presión, casa de máquinas subterránea, galería de transformación subterránea, pozos de oscilación subterráneos, túnel de desfogue y subestación de 400 kilovolts (KV). Finalmente se muestra la Tabla I.11 “Cantidades de obra de las obras de generación” en la cuál se muestra la cantidad de obra realizada durante la construcción de las obras de generación:

TABLA I.11 CANTIDADES DE OBRA DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN

ESTRUCTURA	EXCAVACIÓN	CONCRETO
	m ³	m ³
Conductos a presión	11,400	3,800
Casa de máquinas	86,000	21,700
Túnel de acceso	30,600	1,000
Galería de oscilación	66,000	6,000
Desfogue	111,000	19,000
Túneles auxiliares	35,000	15,000
TOTAL	340,000	47,500

Construir las obras civiles así como las instalaciones electromecánicas llevaron a introducir criterios ambientales de la planeación, con los cuales se pretendía adoptar medidas que previnieran, mitigaran o compensaran los efectos adversos derivados de la construcción de la Central Hidroeléctrica.

I.4 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Para convertir la energía hidráulica en electricidad, generalmente se construyen varias Centrales Hidroeléctricas a lo largo de un río. En 1989 se inició la construcción de la Central Hidroeléctrica en la cuenca del río Santiago, la cual esta constituido por diferentes estructuras las cuales son: obras de desvío, obras de contención, obras de generación, obras de excedencias y obras complementarias, a continuación se describen cada una de ellas en forma detallada.

I.4.1 OBRAS DE DESVÍO

Las obras de desvío constan de dos túneles de sección portal de 16 x 16 m sin revestir, localizados en la margen izquierda del río. El tipo de obra de desvío obedece al tipo de cortina seleccionado y a la configuración topográfica del cauce. La longitud del túnel número 1 es de 924 m y la del túnel número 2 es de 1,064 m, los gastos máximos de descarga son para el túnel número 1 de 2,630 m³/s y para el túnel número 2 de 2,490 m³/s respectivamente (5,420 m³/s en total). Este gasto corresponde a una avenida con un período de retorno de 50 años.

Las elevaciones en metros sobre el nivel del mar (msnm) de entrada y salida del túnel número 1 son las cotas 64 y 63 msnm respectivamente; las del túnel número 2 las elevaciones son las cotas 69 y 65 msnm. En cuanto a las velocidades máximas de diseño, éstas son de 11.5 y 10.9 m/s.

Las obras de desvío se muestran en la Figura I.8 "Planta general de la Central Hidroeléctrica" y en la Figura I.9 "Obra de desvío de la Central Hidroeléctrica".

Ambos túneles se excavaron en roca volcánica extrusiva denominada unidad Aguamilpa. Se revistieron de concreto reforzado los 16 m a la entrada, las zonas de transición y a la salida del túnel número 2, éste último tramo se debió al caído ocasionado durante la avenida de agosto de 1990.

El 14 de marzo de 1990 empezó a trabajar el túnel número 1 y en julio de ese mismo año el túnel número 2. En agosto de 1990 se registró un gasto máximo de descarga de 3,800 m³/s, alcanzando el agua, en el embalse, la elevación 102 msnm y un gasto máximo de entrada de 5,075 m³/s.

El volumen total de excavaciones fue de 472,000 m³, el correspondiente a concreto reforzado fue de 16,400 m³, el de concreto lanzado de 1,120 m³, el acero de refuerzo 875 toneladas y los anclajes totalizaron 43,550 m.

FIGURA I.8 PLANTA GENERAL DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

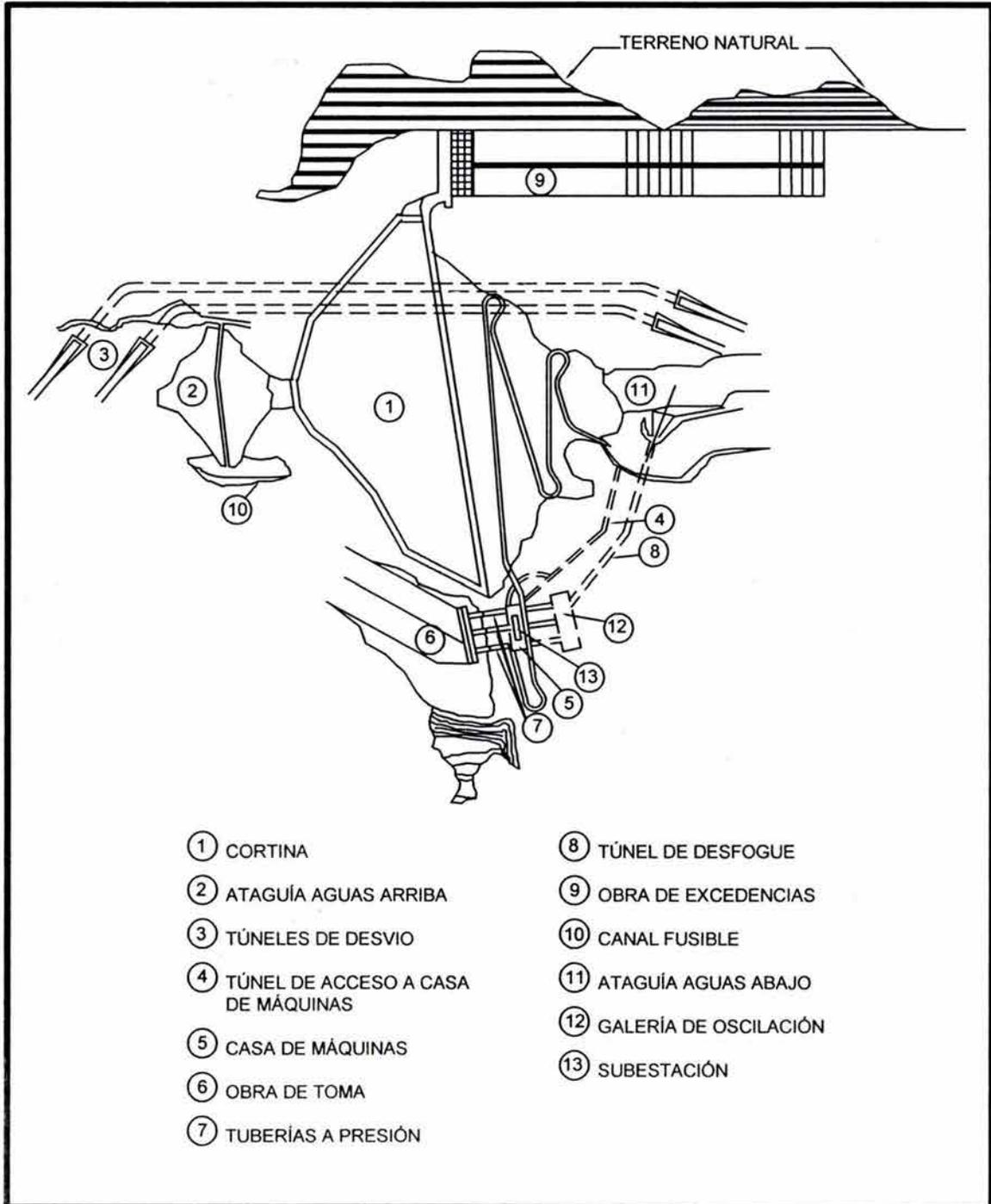
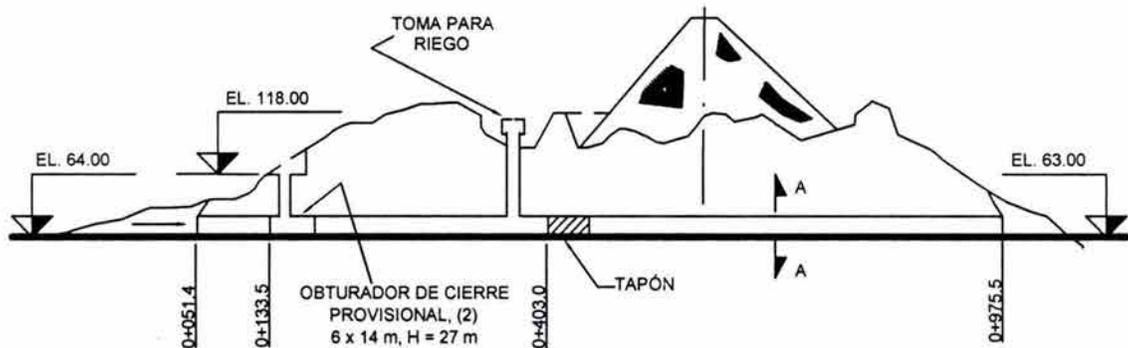
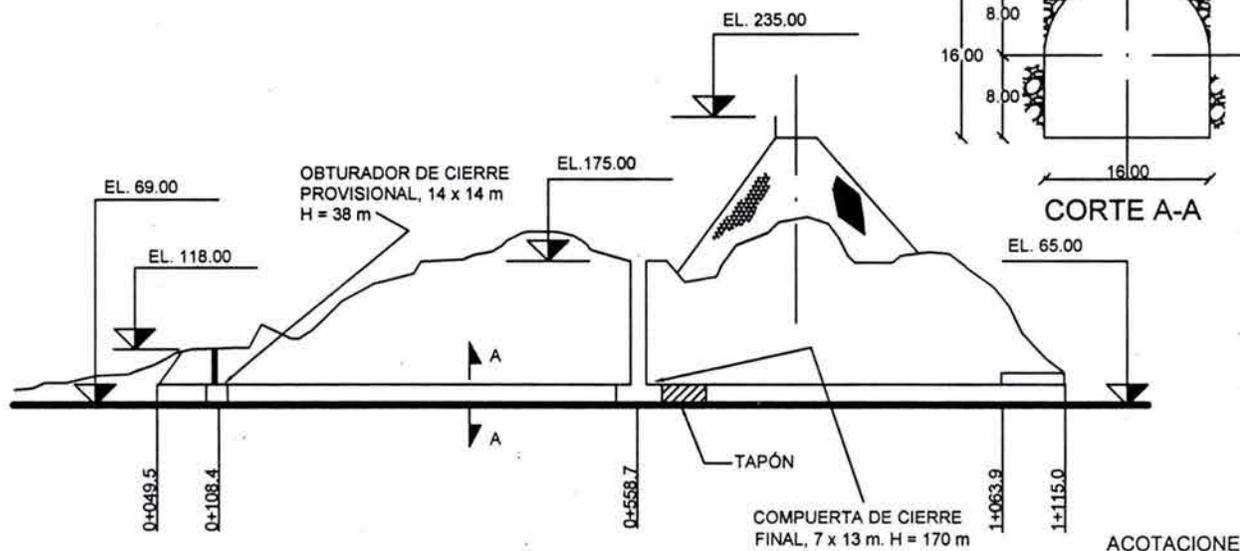


FIGURA I.9 OBRA DE DESVÍO DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



TUNEL DE DESVÍO NÚMERO 1



TUNEL DE DESVÍO NÚMERO 2

ELEVACIONES EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR

ACOTACIONES EN METROS

I.4.2 OBRAS DE CONTENCIÓN

Para la obra de contención se estudiaron diferentes opciones del tipo de cortina, incluyendo las de arco-gravedad, materiales graduados y presas con cara de concreto (PCC). Después de una evaluación técnica y económica se seleccionó la del tipo enrocamiento con cara de concreto; además del costo, los aspectos más importantes que llevaron a esta decisión fueron los de disponibilidad de materiales y tiempo requerido para la construcción. La experiencia mundial en el diseño y construcción de cortinas de este tipo (enrocamiento con cara de concreto) mostró que podía ser bastante confiable en su comportamiento y seguridad. La obra de contención se muestra en la Figura I.10 "Obra de contención de la Central Hidroeléctrica" y sus características se muestran en la Tabla I.12 "Tabla de materiales de la cortina de la presa".

En el caso de la Central Hidroeléctrica, la altura desde el desplante de la losa de pie hasta la corona fue de 185.5 m, el área de la cara de concreto de 136,900 m² y el volumen de materiales de 1,270 m³. El volumen de enrocamiento producto de las excavaciones necesarias para las otras estructuras del proyecto fue de 650 m³. Para el volumen adicional requerido se usaron gravas naturales de bancos ubicados dentro de los 15 km aguas abajo de la presa. Las condiciones hidrológicas del lugar impusieron la necesidad de construir la presa en una primera etapa hasta la elevación 140.00 msnm con el objeto de proporcionar la mayor seguridad posible durante el segundo período de avenidas después del desvío del río. Estas condiciones y la disponibilidad de los materiales determinaron construirla en varias etapas y con la siguiente estrategia constructiva:

- a) Adelantar la excavación del plinto, el plinto lo constituye una losa perimetral a la cara de concreto, cimentada en la roca, exceptuando todos los tramos inferiores, antes de la limpieza del cauce, exceptuando los tramos inferiores para garantizar desplantarlos en roca firme.

- b) Iniciar la colocación de materiales simultáneamente con la extracción del material de excavación del plinto y del lecho del río.
- c) Crear un sistema de rampas y accesos que facilitaran la colocación de materiales y concreto en cualquier época.
- d) Utilizar el material proveniente de las excavaciones de las estructuras y de los bancos de gravas en forma directa, eliminando en lo posible la necesidad de almacenamientos, especialmente para los enrocamientos.

Las etapas de construcción de la presa se muestran en la Figura I.11 “Etapas de construcción de la presa”, en este croquis se puede apreciar de manera detallada cada una de las cuatro fases de construcción.

I.4.3 OBRAS DE GENERACIÓN

La Central Hidroeléctrica cuenta con 3 unidades generadoras de 320 megawatts (MW) cada una y genera en promedio 2,131 gigawatts–hora (GWH) anuales. Las estructuras principales que conforman las obras de generación son: el canal de llamada a cielo abierto, obra de toma, tres tuberías a presión en túnel, casa de máquinas, galería de oscilación, lumbreras de buses las cuales son las que se encargan de llevar la energía eléctrica generada en la casa de máquinas hacia los transformadores, plataforma de transformadores y subestación y túnel de desfogue. A continuación se describen las estructuras más importantes que conforman las obras de generación de la Central Hidroeléctrica, mencionando sus características principales en forma detallada.

a) Tuberías a presión

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

FIGURA I.10 OBRA DE CONTENCIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

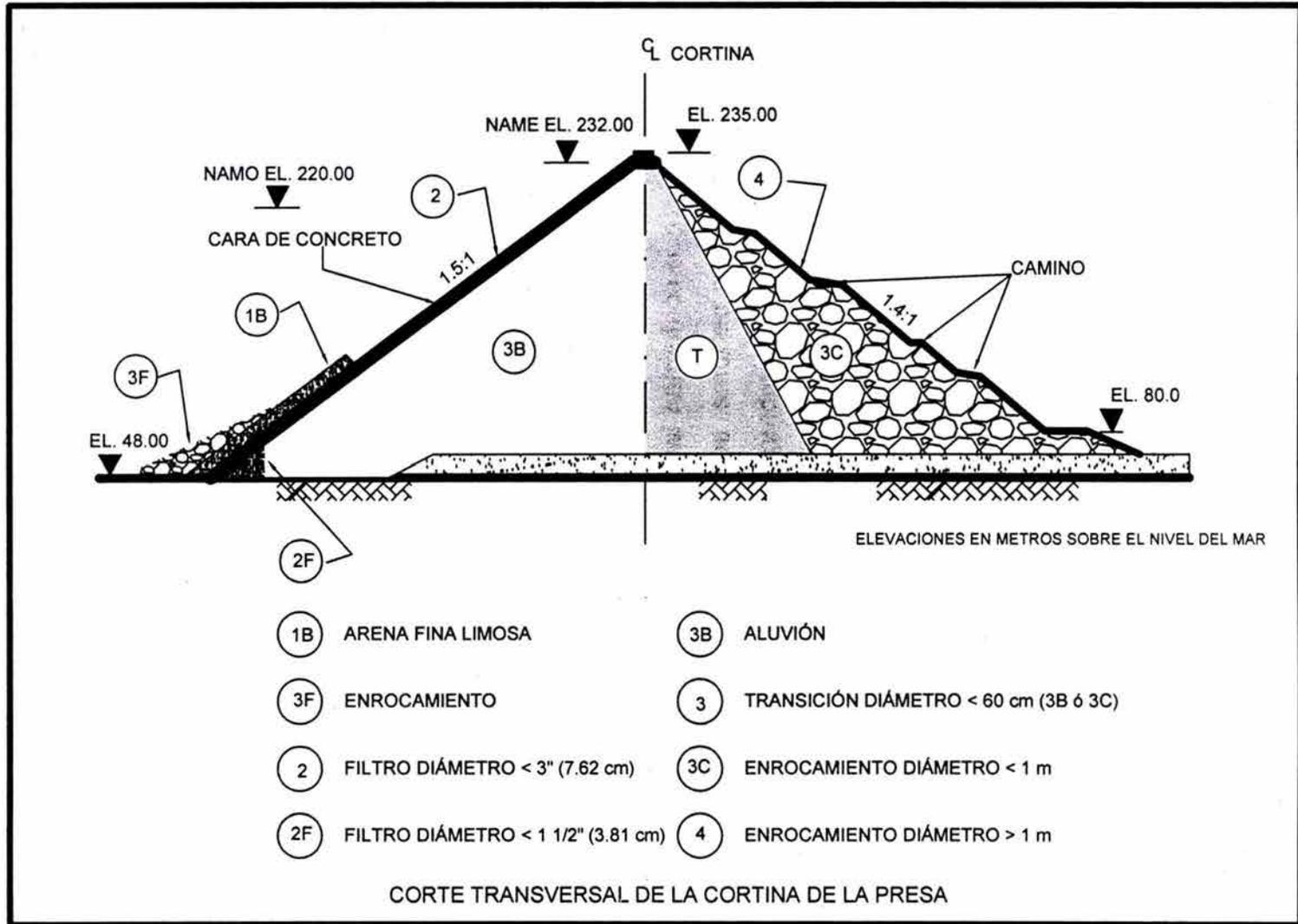


FIGURA I.11 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA

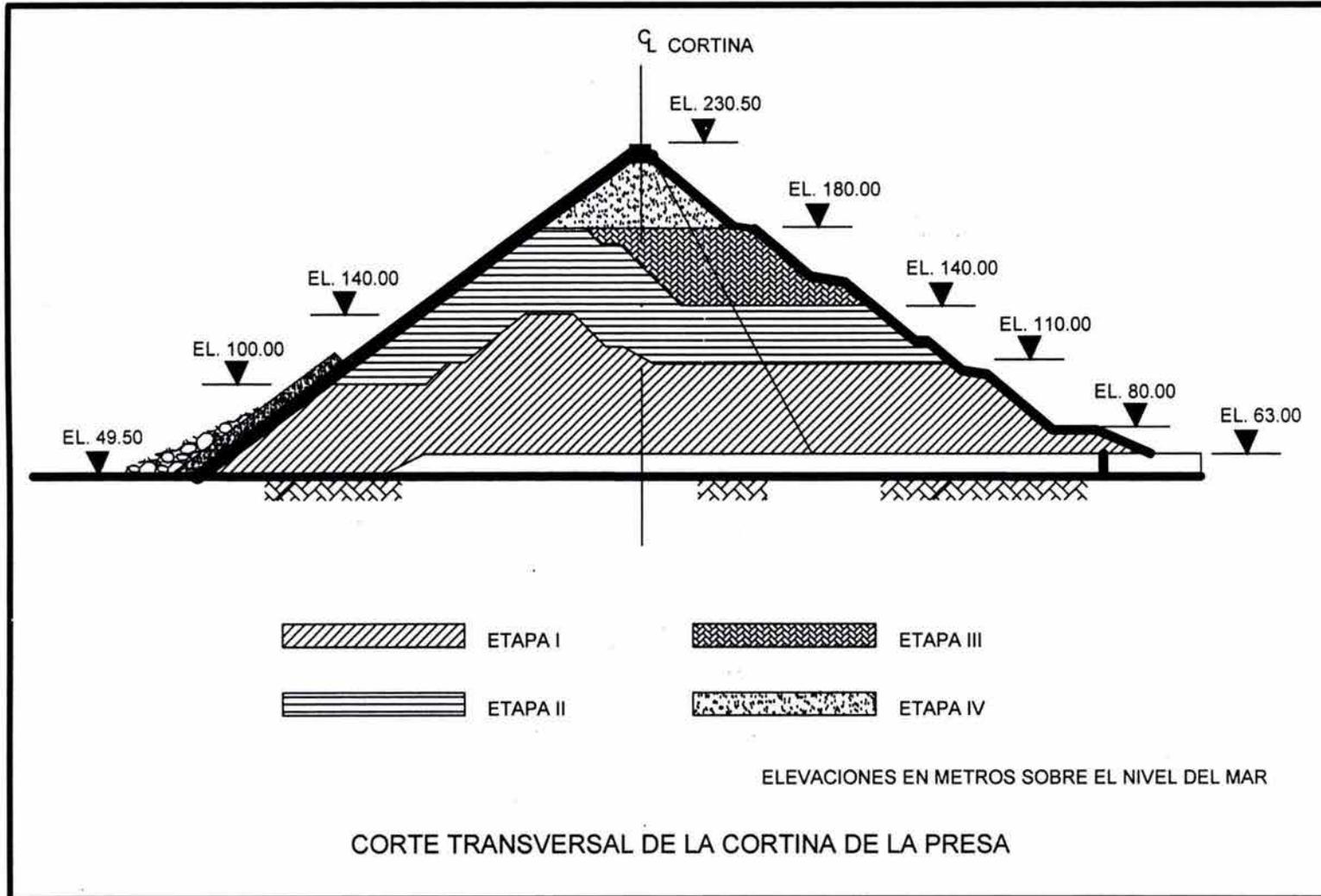


TABLA I.12 TABLA DE MATERIALES DE LA CORTINA DE LA PRESA

MATERIAL	ZONA	ORIGEN	OBSERVACIONES
1B	Respaldo de la cara de concreto	Arena fina limosa	Tendido en capas de 30 cm (sin compactar)
3F	Enrocamiento rezaga túneles menor de 40 cm.	Enrocamiento rezaga, túneles menor de 40 cm.	Bandeado en capas de 40 cm.
2	Apoyo de la cara de concreto	Bancos de aluvi3n	Compactado con 4 pasadas ($W \geq 10$ toneladas) en capas de 30 cm.
2F	Apoyo de la cara de concreto en conexi3n con la junta perimetral	Bancos de aluvi3n	Compactado con 4 pasadas ($W \geq 5$ toneladas) en capas de 30 cm.
3B	Aluvi3n cuerpo de la cortina	Bancos de aluvi3n	Compactado con 4 pasadas ($W \geq 10$ toneladas) en capas de 60 cm.
T	Cuerpo de la cortina 3B 3C	Ver material 3B 3C	Colocado y compactado en capas de 60 cm con 4 pasadas ($W \geq 10$ toneladas)
3C	Enrocamiento cuerpo de la cortina	Excavaci3n de obras anexas, fragmentos sanos diámetro 4 m.	Compactado con 4 pasadas ($W \geq 10$ toneladas) en capas de 1.20 m.
4	Protecci3n aguas abajo	Excavaciones en obras anexas	Empacado y acuñado material sobrante de selecci3n de material 3C.

b) Casa de máquinas

La casa de máquinas, en caverna, alberga los equipos electromecánicos y de acuerdo a éstos se definen los siguientes pisos: de turbinas, de generadores y de excitadores. Además, se encuentran también las galerías de drenaje, de inspecci3n, de charolas y el cárcamo de bombeo. Las 2 grúas de la casa de máquinas tienen una capacidad de 405 toneladas cada una y acopladas pueden levantar el rotor con un peso de 735 toneladas.

c) Galería de oscilación

La galería de oscilación amortigua los efectos de variación de presión ocasionados por los rechazos y toma de carga. Se localiza aguas debajo de los tubos de aspiración. En esta galería se tienen las compuertas de desfogue, que aíslan al tubo de aspiración cuando se requiera desaguarlo. La separación entre la galería y la casa de máquinas (50 m entre ejes) obedece a condiciones geotécnicas del macizo rocoso y esto hizo necesario proyectar un túnel de aspiración que conecta el tubo de aspiración con la galería. En un extremo de la galería se inicia el túnel de desfogue.

d) Desfogue

Conecta la galería de oscilación con el río. Su diseño es tal que considerando la longitud (391m), la geología, el aspecto constructivo y la evaluación económica de las condiciones óptimas de trabajo, ya que el comportamiento hidráulico y las pérdidas hidráulicas en este caso son importantes. La geometría de 16 x 16 m, en sección portal y revestidos de concreto, cumplen con lo mencionado anteriormente.

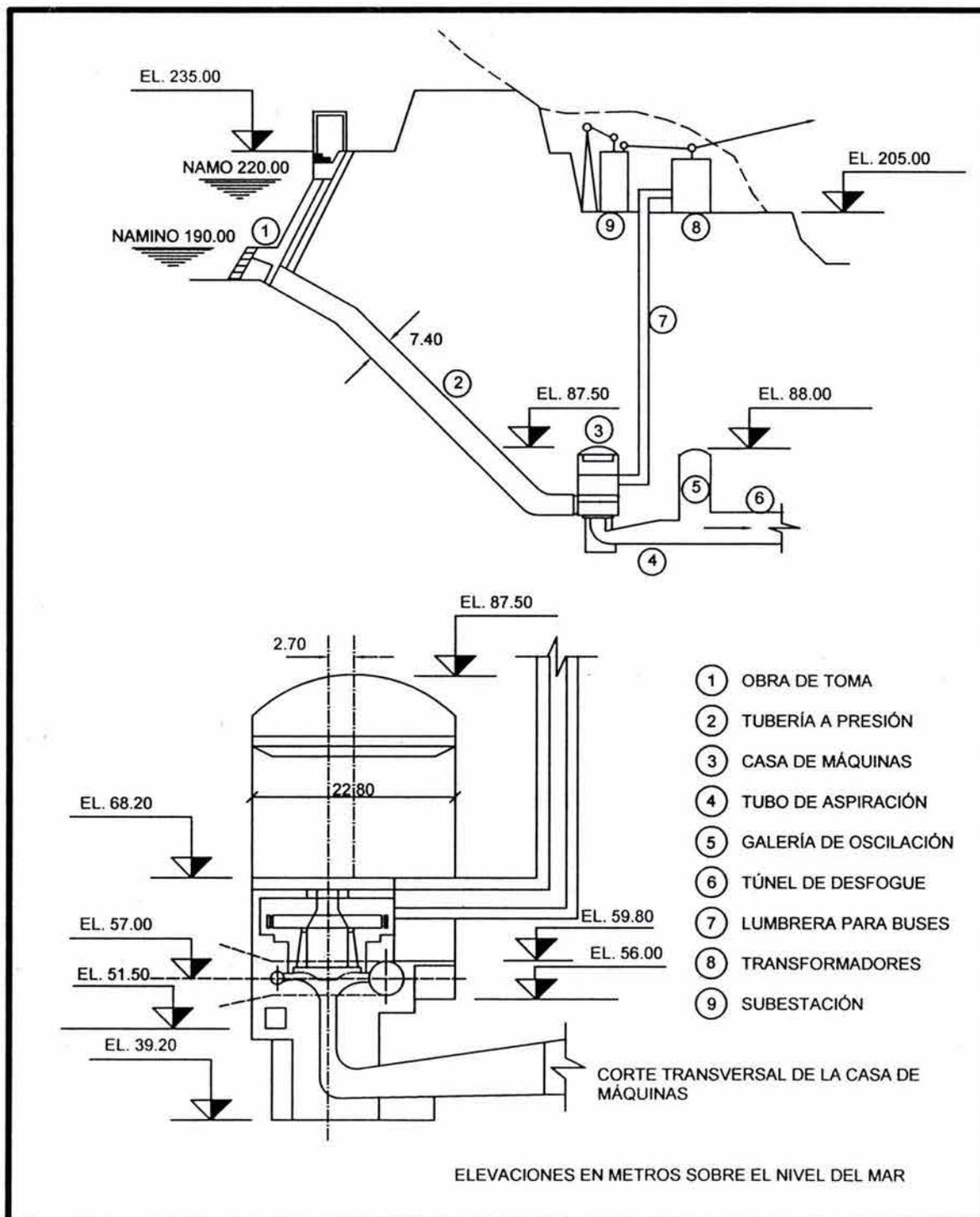
Las obras de generación se muestran a detalle en la Figura I.8 "Planta general de la Central Hidroeléctrica" y en la Figura I.12 "Obras de generación de la Central Hidroeléctrica"

I.4.4 OBRAS DE EXCEDENCIAS

Para la Central Hidroeléctrica, las obras de excedencias consistió en un vertedor en canal a cielo abierto, con un muro separador, con capacidad de 14,900 m³/s para transitar una avenida con gasto máximo de 17,482 m³/s, la cual se determinó con base en criterio de transposición de ciclones y precipitación máxima probable. Consta de 6 vanos de 12 m de ancho, dividido en dos canales, uno auxiliar y otro de servicio. La política de operación de compuertas es tal que permite regular avenidas con un período de retorno de 70 años, sin descargar más de 3,000 m³/s.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

FIGURA I.12 OBRAS DE GENERACIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA



La Figura I.8 “Planta general de la Central Hidroeléctrica” y la Figura I.13 “Obras de excedencias de la Central Hidroeléctrica” muestran lo descrito anteriormente.

La elevación de la cresta es de 210 msnm y el labio de la de descarga 99.06 msnm alcanzándose una velocidad mayor de 40 m/s, por esta razón se tuvieron que construir aireadores.

I.4.5 OBRA ELECTROMECAÁNICA

Para el diseño, fabricación, montaje, pruebas y puesta en servicio del equipo electromecánico, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) estableció un contrato con las compañías Siemens A.G, Energomachexport, Voest–Alpine, Techint S.A y Siemens S.A.

La central aloja tres unidades tipo Francis de 320 megawatts de potencia, cada una. El gasto de diseño es de 249 m³/s una carga neta de 144 m y una velocidad de giro de 150 revoluciones por minuto (rpm). Éstas unidades turbogeneradoras fueron fabricadas y montadas en la Central Hidroeléctrica por la compañía rusa Energomachexport. Los generadores tienen una capacidad de 337 megavolts–amperes (MVA) cada uno. Los transformadores son del tipo monofásico, con una capacidad de 112.33 megavolts–amperes cada uno y una tensión de transformación de 13.8/400 kilovolts. La subestación se encuentra a la elevación 205 msnm, ésta se encuentra aislada en hexafluoruro de azufre. De la subestación salen dos tipos de líneas de 40 km a 400 kilovolts cada una, hacia la red de Tepic. La casa de máquinas cuenta con dos grúas viajeras, con una capacidad de 405 toneladas cada una, capaces de izar un rotor de generador completo cuyo peso es de 735 toneladas.

La Tabla I.13 “Empresas encargadas del equipo electromecánico”, muestra las empresas participantes para el diseño, fabricación, montaje, pruebas y puesta en servicio del equipo electromecánico de la Central Hidroeléctrica.

FIGURA I.13 OBRAS DE EXCEDENCIAS DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

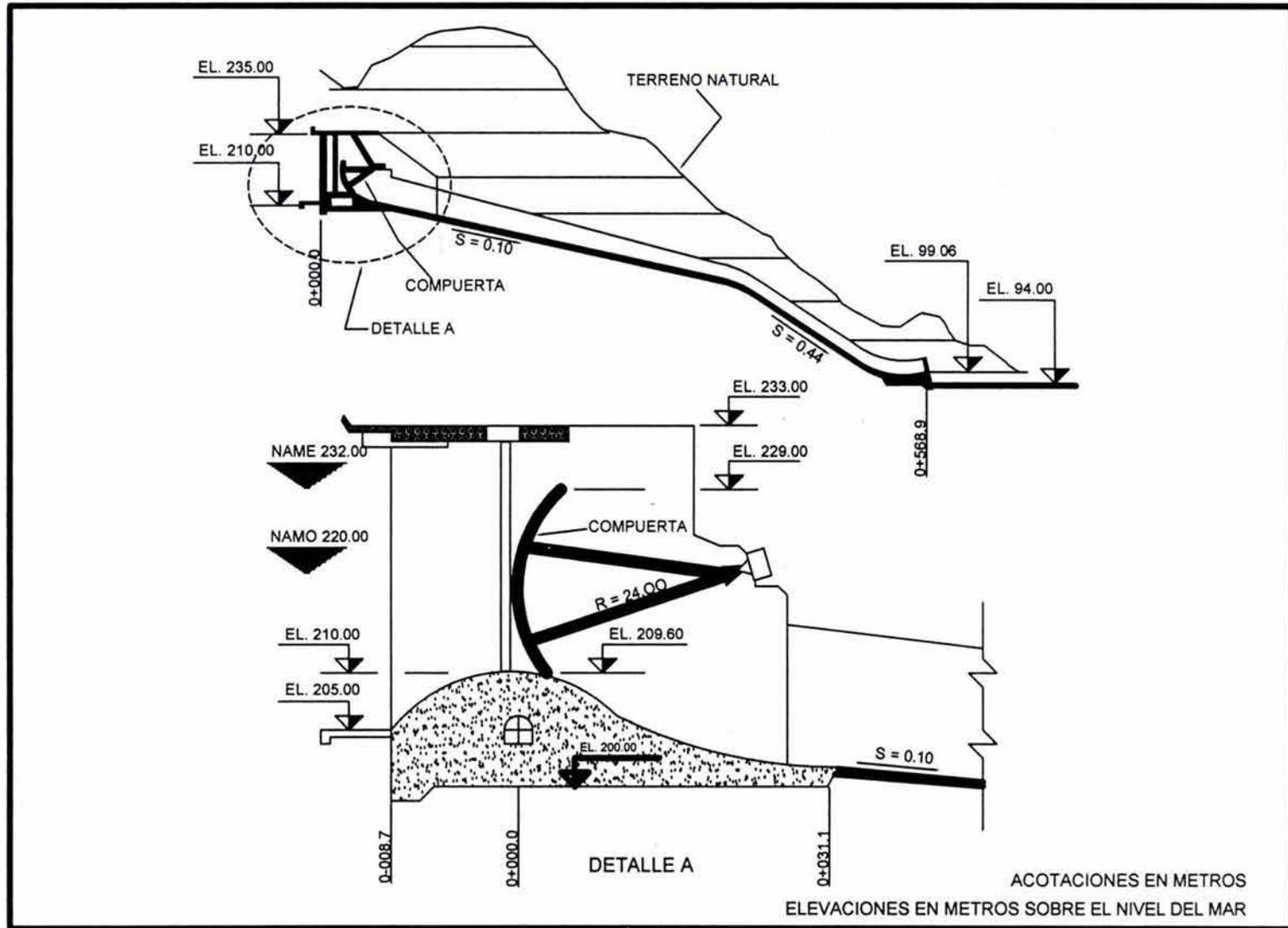


TABLA I.13 EMPRESAS ENCARGADAS DEL EQUIPO ELECTROMECAÁNICO

EMPRESA	PAÍS	EQUIPO O SISTEMA
SIEMENS A.G	Alemania	Subestación, grúa de casa de máquinas, sistemas y adicionales.
ENERGOMACHEXPORT	U.R.S.S	Turbinas, generadores y transformadores.
VOEST-ALPINE	Austria	Compuertas y mecanismos de izaje.
TECHINT S.A	México	Montaje del equipo.
SIEMENS S.A	México	Componentes nacionales.

I.4.6 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras complementarias consistieron en construir un acceso de la ciudad de Tepic a la obra, de 52 km de longitud, e incluye un puente sobre el río Santiago, en doble voladizo con una claro máximo de 102 m; este camino conduce hacia los bancos de materiales y servicios generales como son: clínica, oficinas, talleres, almacenes y campamentos para los trabajadores de acuerdo a las necesidades que demandaba la construcción.

El número de trabajadores en la obra superó los 5,000 de los cuales 400 pertenecían a la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y el resto a contratistas.

La Central Hidroeléctrica siguió las tendencias modernas de las presas de aluvión y/o enrocamiento bien compactado desarrolladas durante los últimos 20 años en la construcción exitosa de presas con cara de concreto (PCC).

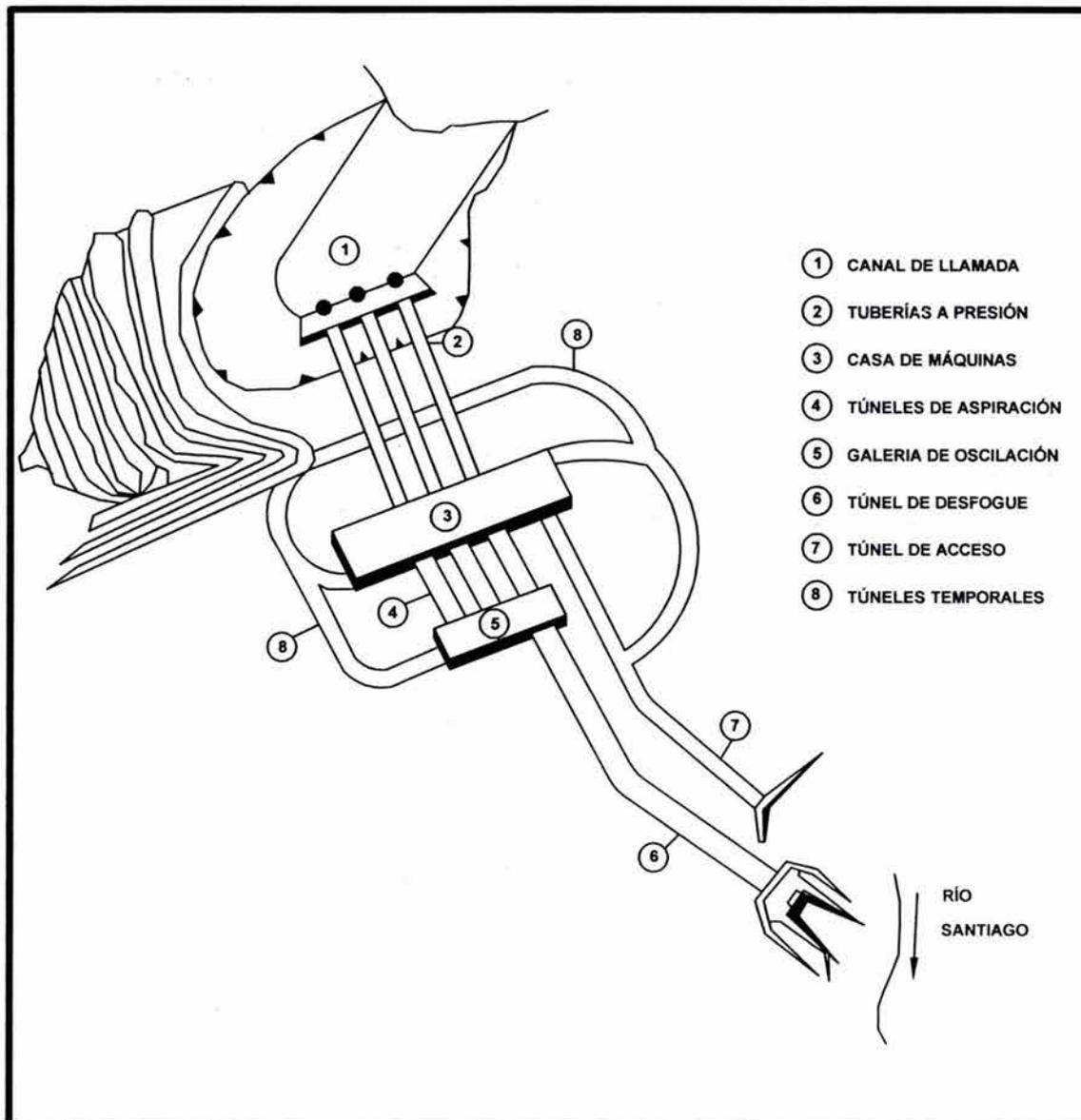
El excelente comportamiento del aluvión natural compactado y los extensos depósitos localizados cerca del sitio de la presa, determinaron la utilización de este material en el respaldo de aguas arriba de la presa.

La porción de aguas abajo se construyó con roca proveniente de la excavación obligada en el resto de las estructuras principales.

I.5 ARREGLO GENERAL DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN

Las obras de generación de la Central hidroeléctrica están localizadas en la margen derecha del río Santiago: las obras de generación guardan el arreglo que se muestra en la Figura I.12 "Obras de generación de la Central Hidroeléctrica" y Figura I.14 "Arreglo general de las obras de generación".

FIGURA 1.14 ARREGLO GENERAL DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN



La obra de toma consta de tres edificios de control que incluyen tres compuertas mediante las cuales se controla el acceso del agua hacia la casa de máquinas. Tres tuberías a presión inclinadas, cada una con un diámetro de 8.7 m y una longitud de 180 m conectan la obra de toma con la casa de máquinas.

La caverna de casa de máquinas con 22.8 m de ancho, 50 m de altura y 134 m de longitud aloja tres generadores de 337 megavolts–amperes, cada uno accionado por una turbina de 360 megawatts con una caída nominal de 146 m.

La regulación de la oscilación se obtiene en una caverna de 16.6 m de ancho, 49.5 m de altura y 87.6 m de largo. Un túnel revestido de concreto de 16 x 16 m, sección portal y de 391 m de longitud completa el circuito hidráulico hacia el río.

El presente Capítulo I “Descripción general de la obra”, proporciona las características principales del Proyecto de la Central Hidroeléctrica, dando una visión en forma general del Proyecto realizado entre los años de 1989 y 1993, a continuación en el Capítulo II “Descripción de las tuberías a presión”, se proporciona las características en forma detallada de las tuberías a presión, estructuras fundamentales que forman parte de las obras de generación de la Central Hidroeléctrica y que para este caso es el tema principal para el desarrollo del presente trabajo.

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DE LAS

TUBERÍAS A PRESIÓN



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.

CAPITULO II

DESCRIPCIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

En este Capítulo se hace una descripción de las tuberías a presión considerando aspectos hidráulicos, geotécnicos y básicos de diseño, así como la función de éstas, su localización, características geométricas y geología de la zona donde se ubican los túneles que alojan dichas tuberías

Las tuberías a presión de esta Central Hidroeléctrica, son parte integrante de las obras de generación eléctrica, como se mencionó en el Capítulo I "Descripción General de la Obra", la función de estas tuberías es conducir el flujo de agua desde el canal de llamada de la obra de toma hasta cada una de las tres turbinas tipo Francis instaladas en la casa de máquinas, razón por la cual son tres las tuberías a presión, una para cada turbina, cuyas características geométricas y de diseño son las mismas, por lo que cada tubería se identifica como unidad 1 (U-1), unidad 2 (U-2) y unidad 3(U-3) respectivamente, en la Figura II.1 "Isométrico de las Tuberías a Presión", se puede observar la ubicación de cada una de éstas.

II.1 GENERALIDADES

Una tubería a presión es un conducto cerrado entre una turbina, bomba o válvula y el primer espejo de agua, aguas arriba de las máquinas o los mecanismos antes citados. El espejo de agua puede ser un pozo de oscilación tanque o vaso de almacenamiento, río o canal.

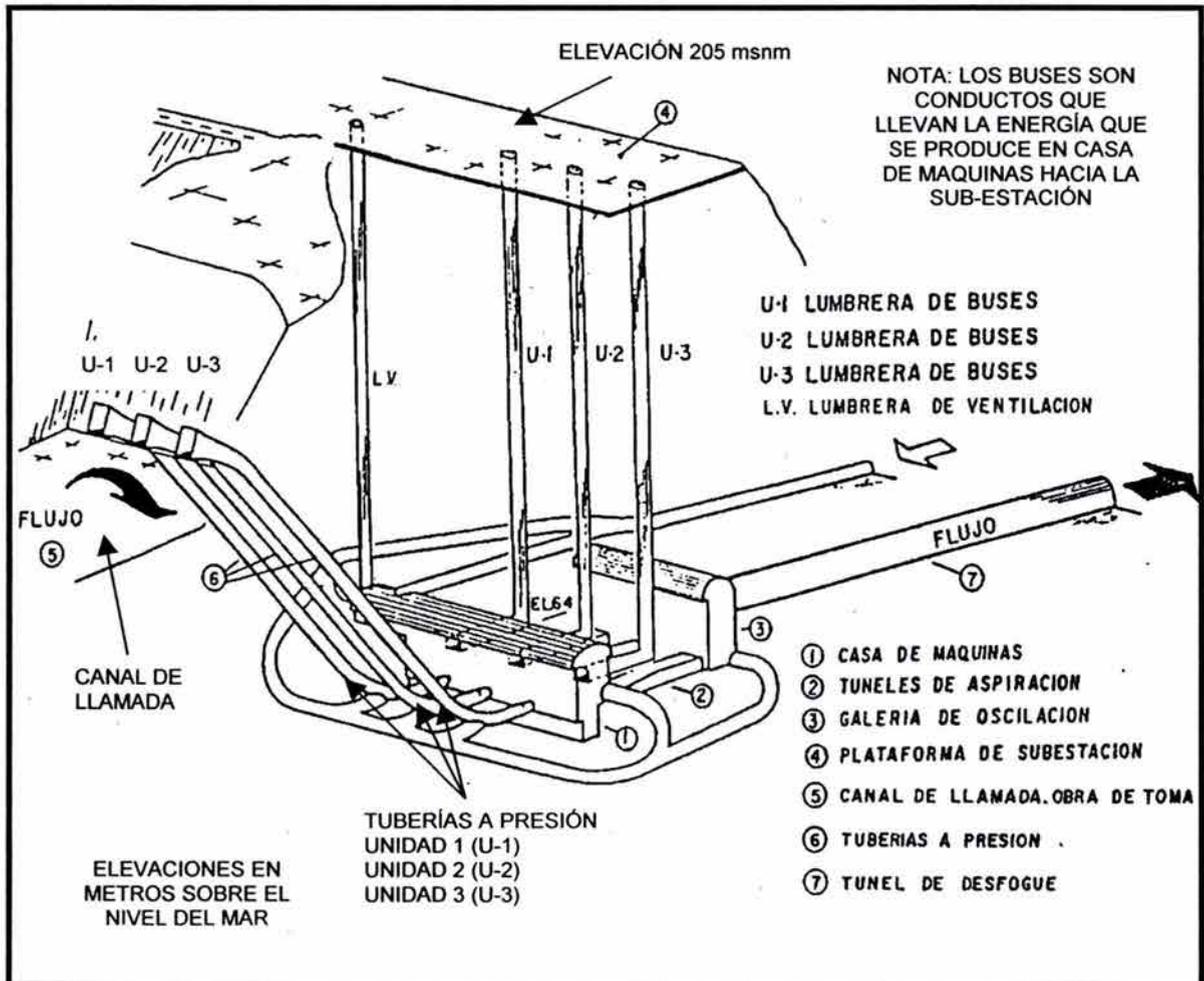
Las tuberías deben ser hidráulicamente tan eficientes como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible y estructuralmente seguras, para prevenir fallas que puedan causar pérdidas de vidas o bienes. Se pueden fabricar de una gran variedad de materiales; pero la resistencia y flexibilidad del acero hace de

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

este material el más conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una turbina, bomba o válvula.

Las tuberías a presión de ésta Central Hidroeléctrica, inician en el canal de llamada de la obra de toma en la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar) y terminan en la casa de máquinas a la elevación 57 msnm, referida al eje de las turbinas.

FIGURA II.1 ISOMÉTRICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



II.1.1 ASPECTOS HIDRÁULICOS, GEOTÉCNICOS Y BÁSICOS DE DISEÑO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

El diseño y la construcción de tuberías de gran diámetro (del orden de 2.54 m y mayores) para trabajar a presión, están regulados por códigos apropiados que establecen las reglas y prácticas que se deben seguir. En México no existe un código especial que norme el diseño y la construcción de tuberías a presión, por lo que ha habido necesidad de apegarse a normas extranjeras, principalmente estadounidenses y en particular las de la American Society of Mechanical Engineering (ASME).

Las tuberías embebidas y que forman parte del cuerpo de una cortina de concreto o instaladas como revestimiento de túneles (como es el caso de ésta Central Hidroeléctrica) se pueden diseñar para transmitir al concreto o roca que las rodea una parte del empuje radial debido a la presión hidrostática interna. Sin embargo, generalmente tales tuberías se diseñan para soportar la totalidad de la presión interna; pero en ambos casos la placa de acero debe tener el espesor suficiente para suministrar la rigidez necesaria durante la fabricación, transporte y colocación, así como para servir de molde al concreto o a las lechadas o morteros de relleno exterior.

II.1.1.1 ASPECTOS HIDRÁULICOS Y BÁSICOS DE DISEÑO

El problema fundamental de los tubos presenta dos aspectos, el de verificación y el de diseño. En el de verificación, llamado también directo, el gasto se calcula una vez conocida la geometría de la estructura en cuestión. El problema de diseño, conocido como indirecto, exige tanteos preliminares hasta obtener un resultado compatible. En este problema se dispone del gasto y rara vez de algunos elementos geométricos.

En la verificación (igual que en el proyecto) de instalaciones de tuberías a presión de una planta hidroeléctrica, deberán plantearse las condiciones de frontera (energía total) a efecto de analizar hidráulicamente su funcionamiento. A continuación se verán algunas consideraciones para el diseño de las tuberías a presión con placas de acero soldadas, lo cual corresponde al tipo de tuberías de esta obra:

a) Cargas de diseño

Considerando que la presión interna a la que trabajará la tubería corresponde a una carga con valor muy grande (para el caso de esta Hidroeléctrica la carga bruta de diseño es de 146 m) en comparación con el diámetro de la misma, la carga de diseño se estimará al centro de gravedad de la sección y será igual a la presión estática más la sobrepresión que provoque el golpe de ariete resultado de la operación de turbinas o válvulas. Las cargas exteriores corresponderán a las condiciones de trabajo de la tubería.

b) Diámetro económico

Cuando una tubería se diseña para conducir agua a una turbina, las pérdidas de carga deben ser las mínimas posibles (de preferencia tendiendo a cero, para el caso de esta Hidroeléctrica la pérdida es de 2 m) en consonancia con la economía del conjunto. Un estudio económico aislado dará cierto diámetro para una tubería; pero el diámetro definitivo se debe obtener tomando en consideración aspectos económicos y de ingeniería. Por ejemplo, una planta hidroeléctrica puede requerir una tubería a presión con cierto diámetro económico ligada a un pozo de oscilación para regulación.

En diseños preliminares se puede usar la expresión: $D = \sqrt[7]{\frac{6.6 Q^3}{H_t}}$

deducida por el Ingeniero Francisco Torres Herrera (Ingeniero Civil UNAM) para condiciones de México y para cargas mayores de 100 m.

Y para carga menor de 100 m usar la expresión: $D = \sqrt[7]{0.066 Q^3}$

en donde:

D = Diámetro económico en m

Q = Gasto máximo en picos en m³/seg

Ht = Carga total = Carga estática más sobrecarga por golpe de ariete, en m

También se puede usar con resultados conservadores, la expresión de la velocidad económica (obtenida del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad):

$$v = 0.125 \sqrt{2g H}$$

en donde:

v = Velocidad media del agua en m/seg

H = Carga estática de la tubería

g = Intensidad de la gravedad en m/seg²

Es conveniente limitar la velocidad del agua en las tuberías a valores del orden de 8 m/seg como máximo para evitar vibraciones inconvenientes y efectos de cavitación en codos, lo anterior se dedujo por la experiencia y la aplicación a diversos problemas reales.

Henri Varlet propone, como resultado de investigaciones en las velocidades de régimen en 474 tuberías forzadas, deducir la velocidad a partir de las expresiones siguientes:

para la velocidad máxima, $D_1 = 0.40 \sqrt{Q}$

y para velocidad mínima $D_2 = 0.65 \sqrt{Q} - 0.015 Q$

Falta página

CAPITULO II

6

N°

D = Diámetro interior de la tubería, en m

e = Espesor de la pared de la tubería, en m

e) Aspectos estructurales de una tubería a presión

Como se dijo antes, las tuberías se deben diseñar para resistir la carga total que consiste en carga estática más sobrecarga por golpe de ariete. Los esfuerzos de trabajo que se usen deben garantizar la seguridad de las instalaciones, en cualesquiera circunstancias de operación. Sin embargo, esfuerzos cercanos al límite de fluencia se pueden aceptar en condiciones de emergencia. Para tuberías apoyadas sobre silletas o anillos atiesadotes, dentro de túneles o rampas exteriores (lo cual no es el caso de las tuberías a presión descritas en este trabajo), se debe considerar la superposición de esfuerzos por cambios de temperatura y por trabajo como viga, a los obtenidos por presión interna.

Prescindiendo del efecto de la presión, es recomendable un espesor mínimo en la placa de acero, en tuberías de gran diámetro, con el fin de garantizar la rigidez que se requiera durante la fabricación, el transporte y la colocación de los tramos de tubería.

II.1.1.2 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Entre las obras de ingeniería civil, los túneles son quizás las que requieran la más amplia y directa aplicación de la geología.

El estudio geológico de un túnel se desarrolla en dos tiempos: a) en la fase de proyecto, antes de iniciar la obra y b) durante la ejecución de la excavación.

En la primera fase el estudio comprende las operaciones siguientes:

- a) Estudio geológico detallado de una franja más o menos amplia, según las condiciones geológicas locales, a lo largo del trazo preliminar del túnel.
- b) Elaboración de una serie de perfiles geológicos transversales y longitudinales, referidos al trazo preliminar del túnel, cuyo objeto es seleccionar el que presente las condiciones geológicas más favorables.
- c) Trazo del perfil geológico definitivo, a lo largo del que será el eje del túnel, con el auxilio a veces de prospección geofísica, sondeos geológicos e investigaciones técnicas de mecánica de rocas.
- d) Obtención de las condiciones hidrológicas previsibles, a lo largo del trazo real del túnel.
- e) En túneles muy largos (del orden de 100 m de longitud y mayores), construcción del perfil geotérmico.
- f) Previsión de eventuales emanaciones de gas.
- g) Investigación de materiales de construcción.
- h) Perforaciones de exploración a lo largo del eje del túnel, siempre que el "techo" lo permita.

En la segunda fase, o sea durante la ejecución del túnel, la asistencia geológica comprende:

- i) Control del perfil geológico teórico y su clasificación progresiva.
- j) Determinación del comportamiento de la roca atravesada en relación con el ademe o con el revestimiento.
- k) Identificación de fallas y otros disturbios tectónicos.
- l) Control y estudio de las causas de eventuales derrumbes y deformación de la sección del túnel.
- m) Estudio del agua subterránea para determinar su existencia y ubicación, confrontando con las previsiones hechas, para detener o evitar al máximo posibles filtraciones que afecten la excavación.
- n) Estudio de las condiciones geotérmicas.

II.2 DESCRIPCIÓN Y FUNCIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

Como se mencionó en el inciso II.1 "Generalidades", las tuberías a presión de ésta central hidroeléctrica, inician en el canal de llamada de la obra de toma en la elevación 170 msnm (todas las elevaciones están referidas a metros sobre el nivel del mar) y terminan en la casa de máquinas a la elevación 57 msnm, referida al eje de las turbinas, ver Figura II.1 "Isometrico de las Tuberías a Presión".

La función de las tuberías a presión es conducir el flujo de agua desde el canal de llamada de la obra de toma hasta cada una de las tres turbinas tipo Francis instaladas en la casa de máquinas, razón por la cual son tres las tuberías a presión, una para cada turbina, cuyas características geométricas y de diseño son las mismas.

Éstas tuberías inician con una sección rectangular de 7.40 m por 5.81 m en una longitud de 11.031 m y mediante una transición de 18.13 m de longitud y una inclinación de 31° descendentes respecto a la horizontal cambia a sección circular, continuando con un codo superior de sección transversal circular, hasta aquí el revestimiento en estas tres zonas consiste en concreto hidráulico reforzado, a partir de este punto inicia el blindaje metálico empacado con concreto hidráulico simple, que consiste en una rama inclinada a 52° descendentes respecto a la horizontal cuya longitud es de 92.912 m y un codo inferior, la sección transversal en la zona del blindaje metálico es circular con diámetro interior de 7.40 m, ver Plano 1 "Excavación-Tubería a Presión" en el Anexo "A" Planos.

II.3 LOCALIZACIÓN, CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y GEOLÓGICAS DE LOS TÚNELES PARA LAS TUBERÍAS

En este inciso, se tratan particularmente los túneles para alojar las tuberías a presión, iniciando con su localización, continuando con su geometría y

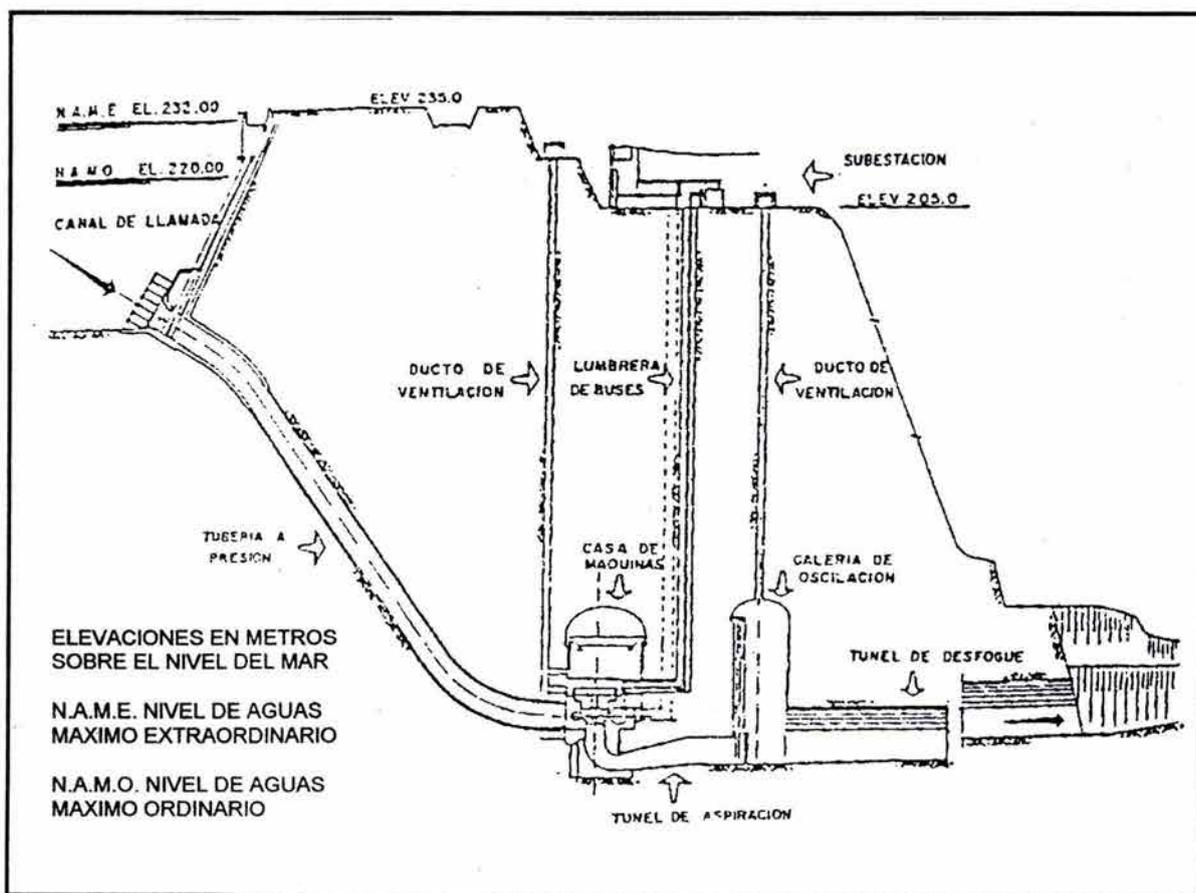
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

características generales y concluyendo con la geología de la zona donde se localizan dichos túneles.

a) LOCALIZACIÓN

Los túneles de las tuberías a presión son parte del conjunto "Obras de Generación" que se localizan en la margen derecha del río Santiago, ver Capítulo I "Descripción General de la Obra", cuyos conductos inician en el canal de llamada de la obra de toma, a la elevación 170 msnm y terminan en casa de máquinas a la elevación 57 msnm, referida al eje de las turbinas, ver Figura II.2 "Corte Longitudinal de las Obras de Generación".

FIGURA II.2 CORTE LONGITUDINAL DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN



b) GEOMETRÍA Y CARACTERÍSTICAS GENERALES

Dado que la Central Hidroeléctrica cuenta con tres unidades generadoras, se optó por la construcción de tres conductos a presión, uno para cada unidad, pero con el mismo diseño y cuyas características consisten en que cada túnel se conforma por dos ramas inclinadas, dos codos y una rama horizontal.

La geometría de las excavaciones para cada túnel consta de siete zonas diferentes:

- b.1) Zona de sección rectangular (Bocatoma)
- b.2) Zona de transición
- b.3) Zona del codo superior
- b.4) Zona de reducción (zona de liga blindaje metálico-concreto)
- b.5) Zona de la rama inclinada a 52° respecto a la horizontal
- b.6) Zona del codo inferior
- b.7) Zona horizontal (cuyo empaque con concreto hidráulico no correspondió a las tuberías a presión)

A continuación se hace una descripción detallada de cada una de éstas zonas (ver Plano 1 "Excavación-Tubería a Presión" en el Anexo "A" Planos).

b.1) El túnel se inicia con una sección tipo rectangular de dimensiones 8.512 m de ancho por 10.10 m de altura, en una longitud de 11.419 m medidos sobre el eje a partir del talud de arranque en obra de toma, a la elevación 171.055 msnm en el cadenamiento 0+000 y hasta la elevación 165.174 msnm en el cadenamiento 0+009.789 (inicia la transición), la inclinación del eje del túnel es de 31° descendentes respecto a la horizontal.

b.2) La zona de transición tiene una longitud de 18.130 m medidos sobre el eje y

una inclinación de 31° descendentes respecto a la horizontal. Iniciando la transición en el cadenamiento 0+009.789 a la elevación 165.174 msnm, referidos sobre el eje del túnel y terminando en el cadenamiento 0+025.329 a la elevación 155.836 msnm, para una distancia acumulada sobre el eje del túnel de 29.549 m. En esta zona, el área de la sección del túnel disminuye al pasar de una sección rectangular de 8.512 m por 10.10 m a una sección del tipo circular con un diámetro de 10.10 m.

b.3) El codo superior del túnel, con sección transversal circular y diámetro de 10.10 m, consiste en una curva vertical de datos:

D = Deflexión = 21° descendente

ST = Subtangente = 7.2735 m

LC = Longitud de curva = 14.384 m

R = Radio = 39.244 m

El punto donde inicia la curva vertical (PC1) y termina la transición, se encuentra en el cadenamiento 0+025.329 a la elevación 155.836 msnm, referidos al eje del túnel. El punto de inflexión de la curva vertical (PI1) se ubica a la elevación 152.090 msnm, del cadenamiento 0+031.563. El punto donde termina la curva vertical (PT1) se encuentra a la elevación 146.358 msnm del cadenamiento 0+036.042, para una distancia acumulada de 43.933 m sobre el eje del túnel.

Es importante mencionar que mediante la curva vertical del codo superior se modifica la inclinación del túnel, pasando de 31° a 52° descendente respecto a la horizontal. Así mismo, a partir del punto donde termina la curva (PT1) inicia el blindaje o revestimiento metálico.

b.4) La zona de reducción, con una longitud de 2.50 m y una inclinación descendente de 52° respecto a la horizontal, inicia a la elevación 146.358 msnm

del cadenamiento 0+036.046 y termina en la elevación 144.388 msnm del cadenamiento 0+037.581 para una distancia acumulada de 46.433 m medidos sobre el eje del túnel.

En esta zona la excavación del túnel con sección circular de diámetro 10.10 m se reduce a otra de diámetro 8.70 m. Es importante recalcar que a partir de esta zona la inclinación del túnel con respecto a la horizontal es de 52° descendentes y a partir de este punto inicia el revestimiento del túnel a base de un blindaje metálico.

b.5) La rama inclinada a 52°, de sección transversal del tipo circular y diámetro 8.70 m, con una longitud de 90.411 m y una inclinación descendente de 52° respecto a una horizontal, inicia a la elevación 144.388 msnm (metros sobre el nivel del mar) del cadenamiento 0+037.581 y termina en el cadenamiento 0+093.244, a la elevación 73.143 msnm (inicia codo inferior), para una distancia acumulada de 136.844 m medidos sobre el eje del túnel.

b.6) El codo inferior consiste en una curva vertical con sección circular de 8.70 m de diámetro y datos:

D = Deflexión = 52° ascendente

ST = Subtangente = 20.485 m

LC = Longitud de curva = 38.118 m

R = Radio = 42.00 m

El punto donde comienza la curva vertical inferior (PC2) se encuentra en el cadenamiento 0+093.244, a la elevación 73.143 msnm. El punto inflexión se ubica en el cadenamiento 0+105.856 de la elevación 57.000 msnm y el punto donde termina la curva vertical inferior (PT2) se ubica en el cadenamiento 0+126.341 de la elevación 57.000 msnm, para una distancia acumulada de 174.962 m medidos sobre el eje del túnel.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Es en esta zona donde el túnel pasa de una inclinación descendente de 52° respecto a la horizontal a una con pendiente cero, es decir, el túnel pasa de inclinado a horizontal.

b.7) El túnel horizontal tiene una longitud de 7.625 m y una sección transversal circular de 8.70 m, se eje se encuentra sobre la elevación 57 msnm, iniciando en el cadenamiento 0+126.341 (donde termina el codo inferior) y concluyendo en el cadenamiento 0+133.966 (paño del muro aguas arriba de casa de máquinas), para una distancia total acumulada de 182.587 m sobre el eje del túnel. Cabe aclarar que en la zona horizontal, tanto el blindaje metálico como su empaque con concreto hidráulico, no correspondió a las tuberías a presión.

A continuación en la Tabla II.1 “Datos Principales de las Tuberías a Presión”, se pueden observar las características principales de las tuberías, así como algunos datos de diseño.

TABLA II.1 DATOS PRINCIPALES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

CONCEPTO	DATOS
Elevación del piso de la obra de toma (arranque)	170 msnm
Dimensión de rejillas	19.80 por 18.00 m
Dimensión de compuertas (sección rectangular)	5.812 por 7.40 m
Área hidráulica de los conductos a presión	43.008 m ²
Gasto del flujo por unidad	249.00 m ³ /seg.
Carga bruta de diseño	146.00 m
Longitud de los conductos a presión (excavación)	182.587 m
Volumen de excavación por unidad a línea A	11,941.388 m ³
Volumen de excavación por unidad a línea B	13,034.404 m ³
Separación entre tuberías (eje a eje)	28.70 m

En la zona horizontal, del cadenamiento 0+126.341 (PT2) al 0+132.336 se colocó un cono metálico que reduce la sección de 7.40 m de diámetro a 5.70 m, esta zona fue empacada con concreto hidráulico simple. A partir del cadenamiento 0+132.336 principia la espiral de la carcasa. A la entrada de cada túnel, se construyeron las bocatomas de la obra de toma a base de concreto hidráulico reforzado, es aquí donde se instalaron las rejillas y las compuertas deslizantes de servicio y auxiliar que operan hidráulicamente desde el edificio de control ubicado en la parte superior de la obra de toma, estos trabajos en bocatomas tampoco correspondieron a las tuberías a presión.

c) GEOLOGÍA DE LA ZONA DONDE SE UBICAN LOS TÚNELES PARA LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

La zona donde se localizan los túneles para las tuberías a presión esta formada por dos tipos de roca localmente conocidos como Unidad Aguamilpa (Tua) y Unidad Colorín (Tuc), que contienen algunos diques y fallas geológicas.

La unidad Aguamilpa es una roca volcánica tipo ignimbrítico riodacítica porfirítico que contiene aproximadamente el 30% de fenocristales de cuarzo, feldespato y partículas licititas, se caracteriza por ser una roca de dureza alta, compacta y masiva, poco fracturada, con una densidad de una fractura cada dos metros, en general de calidad media-alta, de resistencia a la compresión simple muy variada que van de los 360 kg/cm² a resistencias mucho mayores, su color característico es rojizo a morado y contiene fragmentos de rocas andesitas (ignimbrita bien soldada de composición riodacítica). Dicha roca está intrusionada por diques de composición diabásica. La unidad Colorín se trata de una roca volcánica extrusiva, en capas (pseudoestratificada) de 20 cm a 2 m bien soldadas de dureza alta, en general de buena a regular calidad con dos fracturas por metro. Sin embargo superficialmente es de mala calidad, su color varia de gris claro a gris rojizo, con abundantes líticos de varios tamaños (toba soldada riodacítica).

Los diques geológicos son de dureza media, compactos, poco fracturada, de buena calidad, de color verde y con espesor variable de 50 cm a 2 m. Por lo que se refiere a las fallas geológicas éstas son planos alabeados, rellenos de arcilla con espesor de 5 a 10 cm.

A continuación, se hace una descripción de las características geológicas en cada una de las unidades de las tuberías a presión:

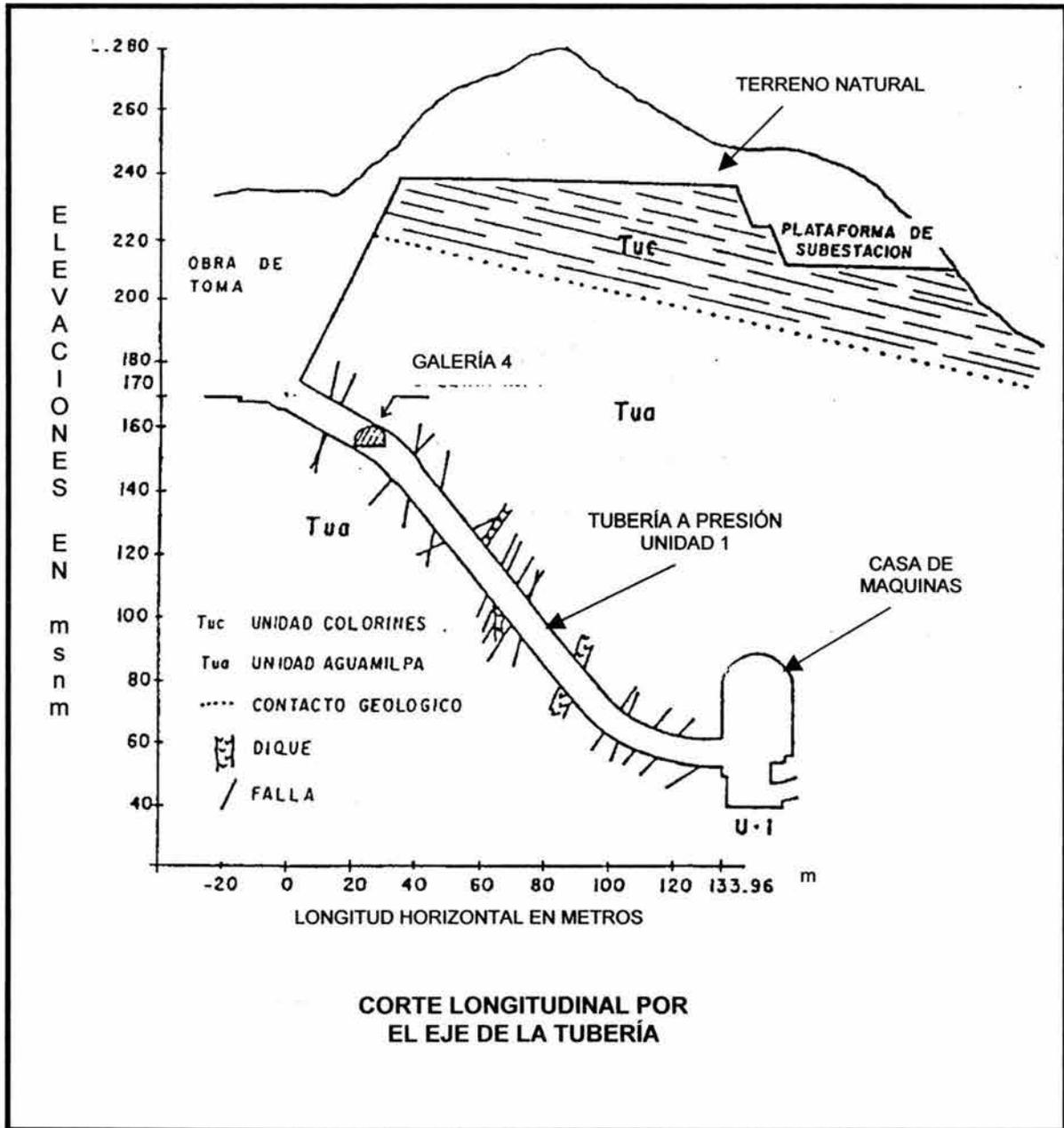
c.1) TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 1

El túnel se localiza totalmente en roca de la unidad Aguamilpa y en general las condiciones geológicas existentes fueron:

En las zonas de sección rectangular, de transición y del codo superior, es decir, entre las elevaciones 175 y 145 msnm, las condiciones geológicas eran regulares, sin ninguna cuña inestable grande, sin embargo existían numerosos pequeños bloques inestables por la densidad de fracturamiento. Entre las elevaciones 145 y 120 msnm, las condiciones geológicas continuaron regulares, la roca era de buena calidad, su fracturamiento era poco denso y cerrado, ocasionalmente se le observó una delgada vetilla de calcita entre sus planos. Entre las elevaciones 120 y 106 msnm, existían dos sistemas principales de fracturas, el primero con rumbo NE 17°, inclinación de 70° a 80° hacia SE, sin arcilla y ocasionalmente presentaba un delgado espesor de calcita, con frecuencia de una fractura a cada 1 y 2 m y una continuidad mayor de 6 m; el segundo con rumbo NW 85° con arcilla entre sus planos, con una frecuencia de una fractura por metro y una continuidad mayor de 6 m. Entre las elevaciones 106 y 52.650 msnm, las condiciones geológicas eran buenas, el fracturamiento existente era poco denso y muy sellado, favoreciendo las buenas condiciones de estabilidad, siendo el rasgo geológico más importante la presencia de un dique geológico de composición diabásica que tenía un espesor variable de 0.50 a 1.50 m, sus contactos estaban sellados con la roca

encajonante, ver la Figura II.3 "Perfil Geológico de la Tubería a Presión Unidad 1".

FIGURA II.3 PERFIL GEOLÓGICO DE LA TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 1



c.2) TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2

El túnel se localiza totalmente en roca de la unidad Aguamilpa, las condiciones geológicas que existían, se describen a continuación:

Entre las elevaciones 175 y 145 msnm la roca era de buena calidad, existía una zona inestable en bóveda debido a dos fracturas de rumbo NE 15°-20° con inclinación de 44° a 62° hacia el SE y la falla "La Caminera". Entre las elevaciones 145 y 90 msnm, las condiciones geológicas en cuanto a la calidad de la roca fueron buenas, sin embargo los sistemas de fracturamiento existentes de rumbo NE 50° a SE 55° y NW 40° a NE 70°, formaron pequeños bloques en capillo en la parte central de la bóveda y pared derecha. Entre las elevaciones 90 y 52.650 msnm, la roca era de buena calidad, sin embargo había dos sistemas de fracturamiento, uno de rumbo NE 60° a SE 70°, cerrado y sin arcilla, con una frecuencia de una fractura a cada 3 ó 4 m; el otro sistema tenía un rumbo que variaba de NW 45° a NE 65°, cerrado y sin arcilla, con una frecuencia de una fractura a cada 2 ó 3 m, ver Figura II.4 "Perfil Geológico de la Tubería a Presión Unidad 2" y Figura II.5 "Vista Frontal y Planta Geológica de la Tubería a Presión Unidad 2".

c.3) TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 3

El túnel se localiza geológicamente de la elevación 140 msnm hacia arriba en la unidad Colorines y hacia abajo en la unidad Aguamilpa. Se distinguieron tres zonas de características geológicas diferentes:

Zona 1; entre las elevaciones 175 y 148 msnm, la roca se localiza en la unidad Colorines, cuya característica principal fue la pseudo estratificación que se presentó muy incipiente con inclinación de SW 20° (hacia aguas abajo), con espaciamiento entre capas variable entre 1 y 2 m.

FIGURA II.4 PERFIL GEOLÓGICO DE LA TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2

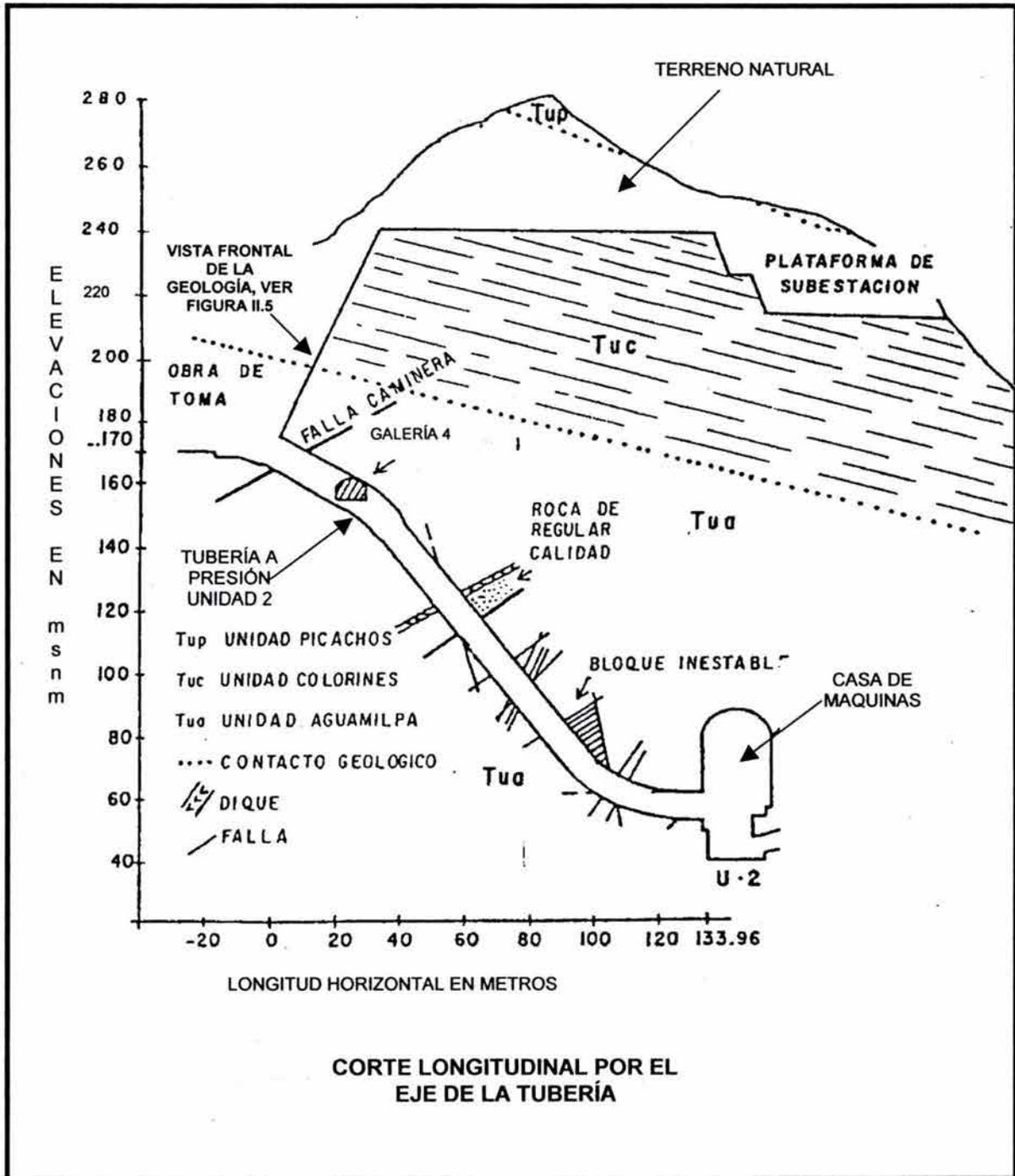
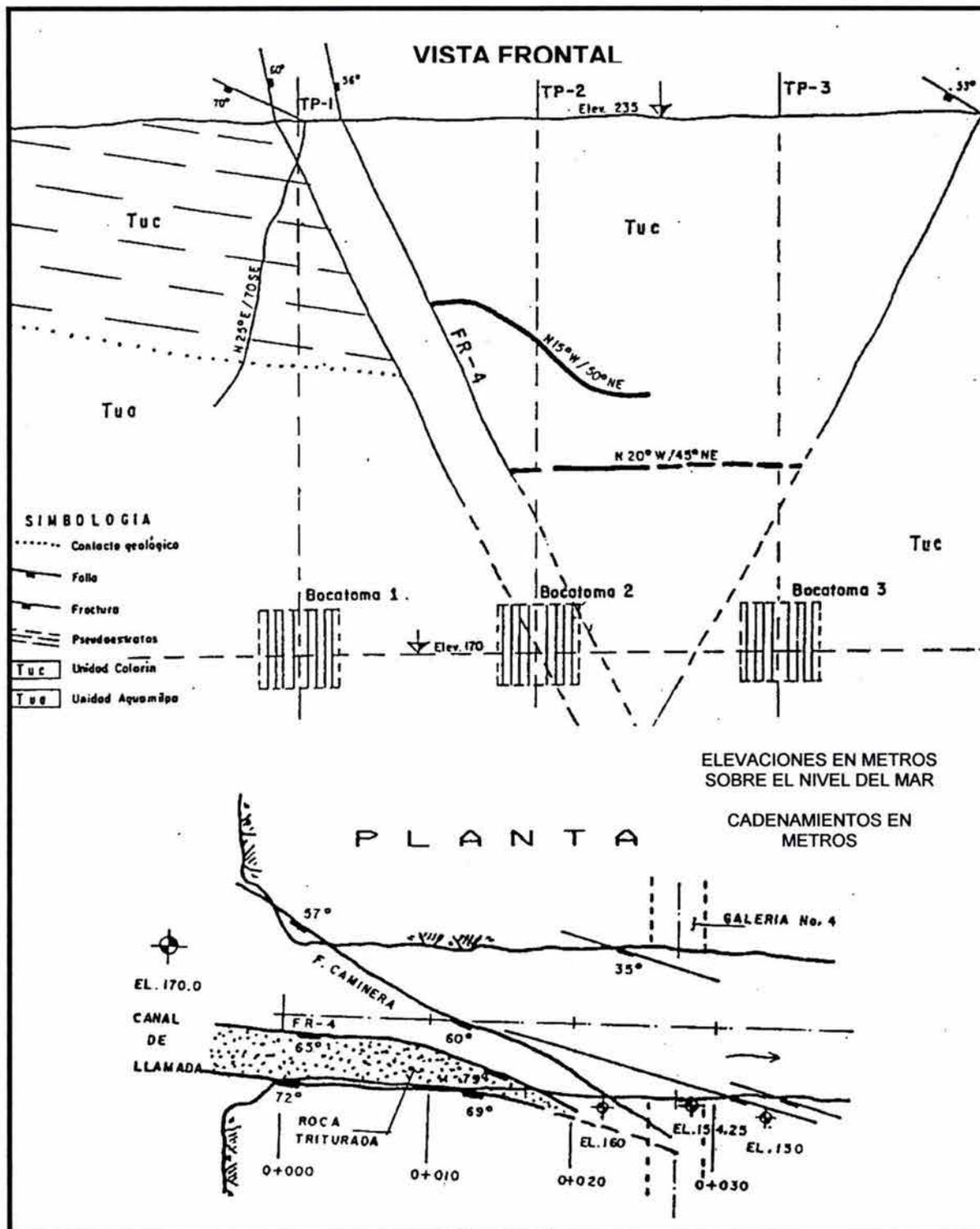


FIGURA II.5 VISTA FRONTAL Y PLANTA GEOLÓGICA
DE LA TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2



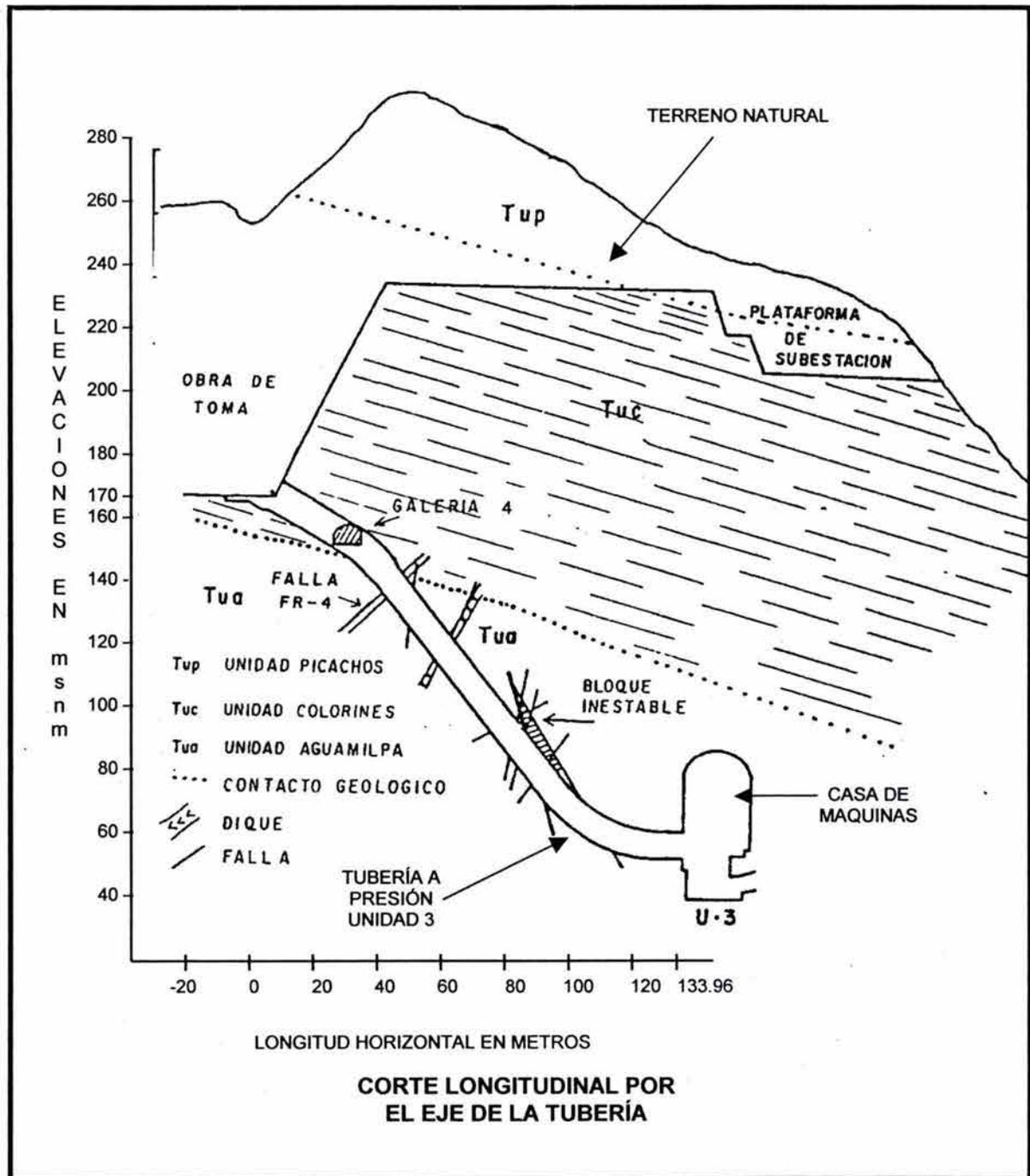
Zona 2; entre las elevaciones 148 y 131 msnm. A partir de la cota 140 msnm hacia abajo quedó expuesta la unidad Aguamilpa, sus condiciones eran de buena calidad y aspecto masivo, sin embargo, en esta parte existió una zona crítica entre las elevaciones 143 y 132 msnm por la presencia de la falla geológica FR-4, de rumbo NE 75° con 70° NW, que presentaba una franja de roca alterada de espesor de 5 m.

Dichos sistemas tendieron a formar un bloque inestable en la bóveda entre las elevaciones 84 y 69 msnm. Las estructuras que delimitaron la cuña son las siguientes: una en la parte superior a la elevación 54 msnm con un rumbo de NW 50° a SW 80°; otra a la elevación 80 msnm de rumbo NW 50° a NE 65° y dos fracturas inferidas de rumbo NE 50° a SE 65°-70°.

Zona 3; entre las elevaciones 131 y 52 msnm, las condiciones geológicas mejoraron notablemente, la roca pertenecía a la unidad Aguamilpa y era de buena calidad. Sin embargo a la elevación 128 msnm existía una fractura importante de rumbo NE 80°-80° NW con relleno de arcilla de 5 a 10 cm entre sus planos. Aproximadamente a la elevación 70 msnm existían tres sistemas principales de fracturamiento, el primero de rumbo NW 70°-76° NE, con un contenido de arcilla de 1 a 5 cm y con frecuencia de una fractura por metro; el segundo sistema tenía un rumbo de NE 12° con un echado de 56° SE, frecuencia de una fractura a cada 2 m y con 1 cm de arcilla entre sus planos; el tercer sistema era menos frecuente, presentándose una fractura cada 5 m y su rumbo era de NW 58°-74° SW, tenía un espesor importante de arcilla entre 1 y 5 cm.

Éstos sistemas formaron cuñas inestables en la bóveda de la tubería, ver Figura II.6 "Perfil Geológico de la Tubería a Presión Unidad 3".

FIGURA II.6 PERFIL GEOLÓGICO DE LA TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 3



Con la descripción geológica de los túneles que alojan las tuberías a presión, se concluye este capítulo, en el cual se hizo una descripción general de éstas tuberías, considerando aspectos hidráulicos, básicos de diseño, características geométricas y por supuesto geología de la zona donde se ubican.

A continuación el Capítulo III "Impacto Ambiental de la Obra", donde se considera el impacto ambiental que causa la Central Hidroeléctrica en su conjunto, particularizando el impacto que causan las tuberías a presión.

CAPITULO III

IMPACTO AMBIENTAL

DE LA OBRA



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.

CAPITULO III

IMPACTO AMBIENTAL DE LA OBRA

III.1 ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

El estudio de impacto ambiental es una actividad diseñada para identificar y predecir la modificación de los componentes biogeofísico y socioeconómico del ambiente, para interpretar y comunicar información acerca de los impactos, así como la forma de atenuar o minimizar los adversos. Éstos estudios son una herramienta para la toma de decisiones en la etapa de planeación y permiten seleccionar alternativas de un proyecto, la que ofrezca los mayores beneficios tanto en el aspecto socioeconómico como en el aspecto ambiental.

En este caso en particular, el procedimiento constructivo de las tuberías a presión, la cual es una de diversas obras que se realizan en la construcción de una central hidroeléctrica; por lo que deberán considerarse los impactos que se tengan debido al objetivo principal de análisis en este Capítulo III Impacto Ambiental de la Obra; sin embargo, se mencionarán otros impactos que se tienen que realizar por la magnitud de la obra.

III.1.1 MANIFESTACION DE IMPACTO AMBIENTAL

La Política Ecológica del Poder Ejecutivo Federal en la República Mexicana prevee que la realización de obras de todo tipo o actividades públicas y privadas que puedan causar desequilibrios ecológicos o rebasar los límites y condiciones señaladas en los reglamentos y normas técnicas ecológicas; emanadas por la Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales; se sujeten a la autorización previa del Gobierno Federal o de las entidades federativas o municipios. El proponente de un proyecto debe presentar ante la autoridad una Manifestación de Impacto Ambiental (MIA).

La Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) es una herramienta preventiva y de

planeación que permite identificar los efectos negativos que cualquier obra o actividad puede ocasionar sobre el medio ambiente. Además facilita a la autoridad a tomar una decisión sobre la factibilidad ambiental de un proyecto y señalar las medidas preventivas que minimicen dichos efectos negativos.

De acuerdo al Reglamento de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en materia de evaluación del impacto ambiental en el Artículo 10 referente a las modalidades de las Manifestaciones de Impacto Ambiental; la manifestación de impacto ambiental se presentará en la *modalidad regional* cuando se trate de parques industriales y acuícolas de más de 500 hectáreas, carreteras y vías férreas, proyectos de generación de energía nuclear, presas y en general proyectos que alteren las cuencas hidrológicas.

La manifestación de Impacto Ambiental en su modalidad regional deberá contener la siguiente información:

- 1) Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio del impacto ambiental;
- 2) Descripción de las obras o actividades y, en su caso, de los programas o planes parciales de desarrollo;
- 3) Vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos jurídicos aplicables;
- 4) Descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región;
- 5) Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales acumulativos y residuales del sistema ambiental regional;
- 6) Estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales acumulativos y residuales del sistema ambiental regional;
- 7) Pronósticos ambientales regionales y, en su caso, evaluación de alternativas, y

- 8) Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan los resultados de la manifestación de impacto ambiental.

Una vez recibida la documentación, la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), en un plazo no mayor a treinta días, comunicará al interesado si procede o no la presentación de una manifestación de impacto ambiental indicando, en su caso, la modalidad y el plazo en que deberá hacerlo. Si la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) no emite la comunicación en el plazo señalado, se entenderá que no es necesaria la presentación de la manifestación de impacto ambiental.

El promovente deberá presentar a la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales la solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, anexando:

- 1) La manifestación de impacto ambiental;
- 2) Un resumen del contenido de la manifestación de impacto ambiental, presentado en disquete, y
- 3) Una copia sellada de la constancia del pago de derechos correspondientes.

La solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, sus anexos y, en su caso, la información adicional, deberán presentarse en disco flexible (disquete) al que se acompañarán cuatro tantos impresos de su contenido.

La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, en un plazo no mayor a diez días contados a partir de que reciba la solicitud y sus anexos, integrará el expediente; en ese lapso, procederá a la revisión de los documentos para determinar si su contenido se ajusta a las disposiciones de la Ley, del presente reglamento y a las normas oficiales mexicanas aplicables.

En los casos en que la manifestación de impacto ambiental presente insuficiencias que impidan la evaluación del proyecto, la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales podrá solicitar al promovente, por única vez y dentro de los

cuarenta días siguientes a la integración del expediente, aclaraciones, rectificaciones o ampliaciones al contenido de la misma y en tal caso, se suspenderá el término de sesenta días a que se refiere el artículo 35 bis de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

III.1.2 EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

Al evaluar las manifestaciones de impacto ambiental la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales deberá considerar:

- 1) Los posibles efectos de las obras o actividades a desarrollarse en el ó los ecosistemas de que se trate, tomando en cuenta el conjunto de elementos que los conforman, y no únicamente los recursos que fuesen objeto de aprovechamiento o afectación;
- 2) La utilización de los recursos naturales en forma que se respete la integridad funcional y las capacidades de carga de los ecosistemas de los que forman parte dichos recursos, por periodos indefinidos, y
- 3) En su caso, la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales podrá considerar las medidas preventivas, de mitigación y las demás que sean propuestas de manera voluntaria por el solicitante, para evitar o reducir al mínimo los efectos negativos sobre el ambiente.

Una vez concluida la evaluación de la manifestación de impacto ambiental, la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales deberá emitir, fundada y motivada, la resolución correspondiente en la que podrá:

- 1) Autorizar la realización de la obra o actividad en los términos y condiciones manifestados;
- 2) Autorizar total o parcialmente la realización de la obra o actividad de manera condicionada.

En este caso la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales podrá sujetar la realización de la obra o modificación del proyecto de medidas adicionales de prevención y mitigación que tengan por objeto evitar, atenuar o compensar los impactos ambientales adversos susceptibles de ser producidos en la construcción, operación normal, término de vida útil del proyecto, o en caso de accidente, o

- 3) Negar la autorización en los términos de la fracción III del Artículo 35 de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

III.1.3 MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Las medidas de mitigación, control y compensación que se propongan en el medio Físico, Geológico y Geomorfológico, Hidrología superficial y Subterránea, Medio Biótico, Medio Perceptual, Medio Social y Medio Económico se derivan de la descripción de los impactos de mayor relevancia. Cabe hacer mención de que no todos los impactos citados en este capítulo son producidos por la construcción de tuberías a presión; pero dada la magnitud de la obra; se mencionan todas las medidas de mitigación tomadas.

III.1.3.1 MEDIO FÍSICO

Las condiciones climatológicas de la localidad determinan el grado de contaminación en las proximidades de la obra que merecen especial atención.

Dentro del medio físico la calidad del aire y el nivel del ruido son los factores que se consideran afectados negativamente durante el procedimiento constructivo de las tuberías a presión de una Central Hidroeléctrica; por lo que deben implementarse medidas para mitigar o atenuar los efectos nocivos que se derive de ésta, a continuación de describen:

a) CALIDAD DEL AIRE

La generación de polvos será uno de los efectos continuos que se presentarán durante la etapa de construcción. La población inmediatamente receptora serán

los trabajadores y los vecinos usuarios, por lo que el riego continuo de agua cruda a los frentes del trabajo contribuirá significativamente a reducir los niveles de emisión e inmisión en el área.

El riego aplicado deberá ser lo suficiente para garantizar un adecuado control del polvo, por lo que se propone la aplicación de una lámina de agua del al menos 0.5 cm, una vez al día o dos en la época de mayor insolación.

Otra acción que se aplicará, pero cuya función es la reducción de los niveles de emisión de polvo y de contaminantes, es la de fijar velocidades de circulación inferiores a los 40 km/h en los frentes de trabajo. La disminución en la velocidad de circulación estará aparejada a una campaña de concientización, cuya aplicación corresponderá a los departamentos o áreas de seguridad industrial, así como a la comisión mixta de seguridad e higiene. Adicionalmente se colocarán señales que indiquen las velocidades permitidas. La velocidad propuesta permite un transporte eficiente y seguro de los materiales, equipos y personas, y si bien no impide la generación de polvo, la cantidad es muy inferior a la que se produce al circular a 50-60 km/h, o velocidades superiores.

El control de las emisiones de contaminantes originados por la combustión de carburantes responde a una política que escapa del ámbito de este estudio, por lo que sólo son factibles las medidas de control del parque vehicular de los contratistas para que estos cumplan con las Normas Oficiales Mexicanas NOM-045-ECOL/1996 y NOM-EM-127-ECOL/1998, de las que están exentos los equipos de construcción. A estos últimos se les sujetará a un continuo y adecuado mantenimiento, con la finalidad de que sus emisiones de contaminantes y humos no representen problema para la zona.

Por lo que refiere a las fuentes fijas, se aplicarán los controles adecuados para evitar que las emisiones de partículas sólidas y contaminantes originados rebasen los límites establecidos por las Normas Oficiales Mexicanas aplicables. Esto se

realizará con especial atención en las plantas dosificadoras de concreto, en donde el manejo del material pétreo facilita la emisión de polvos, lo que aunado al tamaño y naturaleza del material hacen que su importancia, aún en cantidades pequeñas, deba tenerse en cuenta. En esta planta será necesaria la instalación de sistemas para el control de partículas y la limpieza permanente del sitio para evitar la acumulación de materiales particulados, susceptibles de incrementar los niveles de inmisión en el caso de tolveneras o de contaminar cursos de agua y suelos durante la temporada de lluvias. Los sistemas recomendados para éstas instalaciones son los filtros de sacos, precipitadores electrostáticos, separadores centrífugos o scrubbers húmedos.

Quedará sujeto a control permanente la limpieza de los equipos para el transporte del concreto y los insumos necesarios para su fabricación, por lo que éstos se sujetarán a un proceso de limpieza después de cada traslado.

En las plantas de trituración existirán sistemas de control de partículas en las entradas y salidas de los molinos y en las zonas de carga y descarga de las tolvas para suministro a camiones. El traslado de los materiales, hacia o desde las plantas de trituración y hasta los sitios de almacenamiento o utilización, se realizará en transportes cubiertos con lonas para así evitar la generación de polvo y la afectación a los demás usuarios de los caminos.

En la planta de asfalto se tendrá especial cuidado en el control de la emisión de hidrocarburos no quemados, gases y polvos provenientes del proceso de calentado y mezclado del concreto asfáltico, por lo que se instalará un ciclón en el escape del tambor de mezclado.

Cabe señalar que las plantas de trituración y la planta de asfalto para este caso; Procedimiento Constructivo de las Tuberías a Presión en una Central Hidroeléctrica no es necesaria su utilización, sin embargo si se contemplan éstas medidas dentro de la construcción de la Central Hidroeléctrica por eso la mención de éstas.

En los sitios en que se realicen voladuras, se aplicarán riegos de agua a presión para así evitar que el polvo generado afecte a los pobladores, también se tendrá en cuenta la dirección de los vientos previa a detonación, para así evitar afectaciones mayores.

Después de la etapa de construcción se promoverá la cobertura por vegetación natural de todas las zonas denudadas, incluyendo los márgenes de la obra, para así aminorar los efectos de la erosión eólica y la afectación a la población local.

b) NIVEL DE RUIDO

Las medidas que se implementarán para el caso del poblado van dirigidas a la disminución de la transmisión de las ondas y condiciones de funcionamiento de la obra.

Se propone la construcción de una barrera con los excedentes de los materiales producto del movimiento de tierras, que funcione como sombra acústica, que será en donde la carretera quede por encima del nivel del terreno, favoreciendo la dispersión del ruido. Esta barrera consistirá en un bordo de sección trapezoidal con una base no inferior a los 8 m, altura de 3.5 m y taludes, hacia la carretera, de 0.5:1, y hacia el lado contrario de acuerdo al ángulo de reposo del material. Éste se compactará adecuadamente para conferirle la estabilidad necesaria a su función y se le colocará una capa superior de suelo orgánico para facilitar su revegetación o forestación.

Para disminuir aún más los niveles sonoros se establecerá una franja de vegetación continua a lo largo de todo el tramo. La vegetación a utilizarse aquí podrá ser del tipo ornamental de acuerdo con el carácter urbano del sitio.

Los trabajos y el tráfico de vehículos y transportes en este tramo se limitarán a un horario comprendido entre las 7:00 y las 19:00 horas, para así evitar la afectación

de la población durante la noche. Cuando sea necesaria la realización de actividades nocturnas, se evitarán todas aquellas que generen ruidos molestos que puedan interrumpir el reposo nocturno. Para el caso de los transportes, los límites de velocidad nocturnos se fijarán entre 50 y 60 km/h, restringiendo el uso de frenos de motor y apertura de escapes.

Como medidas de aplicación general, el parque vehicular y de transporte será sometido a un continuo proceso de mantenimiento para conservarse en los límites permisibles de generación de ruido, establecidos en la Norma Oficial Mexicana NOM-080-ECOL-1994.

En las plantas de tratamiento de materiales se aplicará de forma estricta la Norma Oficial Mexicana NOM-081-ECOL-1994, especialmente en la de trituración que, por la naturaleza de su proceso, presentará niveles de ruido elevados. Todos los trabajadores que participen en el proyecto, incluyendo los subcontratados, contarán con su equipo de protección contra el ruido que será de utilización obligatoria durante toda la jornada laboral.

Con la finalidad de que la fauna se vea lo menos afectada por el efecto de las voladuras, éstas se realizarán durante el día, evitándose en lo posible su realización nocturna.

Las voladuras para el caso; Procedimiento Constructivo de las Tuberías a Presión, se maneja de la siguiente manera: los trabajos de rezaga de material o extracción se realizaron durante el día con el propósito de evitar las voladuras en la noche, la preparación de barrenos donde se coloca el material explosivo se realizó por la noche y en la mañana siguiente la carga del material explosivo en los barrenos al igual como la voladura.

III.1.3.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

El movimiento de tierras que se lleva a cabo en una obra de esta magnitud

provoca cambios en los relieves de la superficie y en los suelos y estos impactos están enfocados especialmente hacia el estudio de uno de los componentes del medio natural el suelo.

III.1.3.2.1 RIESGOS POR INESTABILIDAD DE LAS LADERAS

Partiendo del reconocimiento de los materiales presentes a lo largo de la ruta que sigue el camino de acceso, se propondrán, desde el diseño, las pendientes que habrán de tener los taludes en cortes (0.25:1, en materiales estables y/o sólidos; y 0.5:1, en los que son sueltos y/o con menor estabilidad) y terraplenes (1.5:1). En los cortes de dimensiones considerables se construirán bermas de al menos 3 m de ancho, por cada 9 m de corte, con las que se protegerá el camino y a sus usuarios de eventuales derrumbes del talud. Asimismo, las obras complementarias de drenaje como lo son los lavaderos, bordillos, contracunetas y subdrenes reducirán los riesgos de derrumbes referidos.

Una vez realizados los cortes y terraplenes, se atenderán de manera prioritaria aquellos taludes que presenten, o donde se prevea que se puedan presentar problemas de estabilidad. En estos se adaptará la geometría de los cortes de los taludes para garantizar su estabilidad de equilibrio en función de las características geológico-estructurales de las formaciones de suelos y rocas. Las medidas preventivas y correctivas incluirán, dado el caso, tratamientos de protección con concreto lanzado con malla de acero y anclas de fricción, drenes profundos, subdrenes, cunetas y muros de contención.

En algunos casos será necesario esperar la temporada de lluvias, o incluso períodos de tiempo mayores, para observar el comportamiento de los cortes, pues materiales que en primera instancia parecen estables y se comportan como tales, una vez intemperizados, húmedos o bajo la influencia de presiones hidrostáticas no evidenciadas en principio, pueden sufrir derrumbes de consideración y requerirán de la aplicación de estas medidas control.

En este caso no aplican estas medidas puesto que los únicos terraplenes que se tendrían que hacer son los caminos de acceso para la construcción de otras estructuras de la Central Hidroeléctrica.

III.1.3.2.2 MODIFICACIÓN DE LA GEOMORFOLOGÍA

La integración de los cortes al relieve existente sólo se podrá aplicar en los cortes pequeños, en donde el beneficio resultante no comprometa la afectación secundaria de otros factores como la vegetación y/o el suelo. En éstos se buscará que las cabeceras y extremos de los taludes sean lo mas tendidos posible o bien, siempre que sea posible, construir terrazas lo suficientemente anchas para permitir el restablecimiento de la vegetación.

Otras actividades en donde se podrán aplicar medidas para la atenuación de los efectos sobre la geomorfología son los bancos de préstamo y desperdicio. En el caso de los primeros, se buscará que el proceso de explotación esté dirigido hacia la integración del terreno resultante a la topografía circundante, mediante un programa de explotación particular para cada uno de los sitios, el cual se basará en la metodología de superposición de la situación final sobre la original o previa a la explotación.

En los bancos de desperdicio los materiales se depositarán en los sitios seleccionados buscando que la estructura resultante se incorpore de forma continua con el relieve circundante. La colocación del material se iniciará desde la parte inferior, procediendo a formar terrazas de altura y anchura variables que seguirán el contorno del sitio y que una vez terminadas se cubrirán con suelo orgánico para facilitar su colonización por la vegetación. Las pendientes de los taludes en las cabeceras de estos depósitos serán reducidas y se utilizarán en los arreglos finales, líneas onduladas que armonicen con el paisaje.

A continuación se explica la importancia de los suelos en el medio ambiente así como las medidas para la reducción de la pérdida de los mismos.

III.1.3.2.3 SUELOS

Como medida importante para evitar la destrucción directa del suelo, se tiene considerado el aprovechamiento de aproximadamente el 40% del volumen producto de la excavación; lo anterior con el propósito de reducir la superficie afectada, ya que en caso contrario se requeriría una superficie adicional a la considerada, como depósito de desperdicio. Adicionalmente, con ésta medida se reducirá el balconeo de material.

Para los impactos identificados, se consideran de forma general cuatro medidas; dos dirigidas a atenuar la pérdida de suelo; una tercera medida que tiene como objetivo minimizar la destrucción definitiva del recurso; y la cuarta, enfocada a la recuperación y balconeo selectivo de los materiales, en aquellos sitios en que por cuestiones técnicas no se pueda realizar el transporte de los materiales hacia sitios de depósito.

El procedimiento que se propone para cada medida es el siguiente:

a) MEDIDAS PARA LA REDUCCIÓN DE LA PÉRDIDA DE SUELO

Esta medida consiste en recolectar alrededor de los 20 ó 30 cm de la capa superior del suelo; en el caso de que la capa superior no tenga este espesor, se retirará una capa inferior hasta completarlo. Cuando sea posible, y no esté destinado para la recuperación de algún sitio, el suelo se redistribuirá inmediatamente, mezclándolo de forma conveniente con el material de la parcela o terrenos colindantes.

El almacenamiento, para su uso posterior en la recuperación de los bancos de desperdicio y préstamo, cortes y terraplenes, se realizará en camellones cuya altura no será superior a 1.5 m. La colocación de los camellones se hará de forma tal que prevenga la disolución de sales por escurrentía (por ejemplo: siguiendo el contorno del terreno o sobre superficies planas). Los sitios de almacenamiento

estarán lo más próximos a los sitios en que se reutilizará. En casos extremos el almacenamiento se realizará en sitios liberados a lo largo del derecho de vía; de forma especial esto se aplicará cuando el material sea destinado a la restauración de los taludes de terraplenes.

Los suelos que permanezcan almacenados se mantendrán constantemente sembrados y abonados, con la finalidad de evitar la degradación de la estructura original por compactación, compensar pérdidas de materia orgánica, y permitir la subsistencia de la flora y fauna en los suelos. Al colocar éstos suelos sobre terrenos desnudos, como en el caso de los bancos de préstamo, desperdicio, taludes y cortes, se procurará que los volúmenes sean mecánicamente estables para así comenzar con las tareas de recuperación o regeneración natural. En el caso de estos terrenos, la colocación será inmediata a la liberación de las terrazas, para favorecer la regeneración natural.

En el caso de los suelos forestales, estos se mezclarán con la vegetación destruida para aumentar el contenido de materia orgánica y el banco de semillas. Sólo se retirará el material que será utilizado por los pobladores como leña, madera, para construcción o como material vegetativo para las labores de restauración.

b) MEDIDAS PARA LA ELIMINACIÓN DEFINITIVA DEL SUELO

Las áreas en que la destrucción del suelo será definitiva e irreversible, se marcarán de forma adecuada en campo para limitar en todo momento la afectación adicional del potencial productivo de los suelos adyacentes. De entre las medidas aplicables destacan las siguientes:

- 1) Los caminos de acceso temporales se construirán preferentemente sobre terrenos degradados, evitando su construcción en aquellos en que los suelos presenten buen desarrollo y una cubierta orgánica aceptable. Cuando por necesidades de construcción lo anterior no resulte posible, la cubierta superficial

(30 cm) se acamellonará a los lados del camino para su posterior reincorporación al finalizar la etapa constructiva y previo laboreo del terreno subyacente.

2) En los terrenos agrícolas se evitará el tráfico por sobre las parcelas, limitándose ésta a la franja comprendida entre el derecho de vía. Lo mismo será aplicable a los caminos y desviaciones que se deban habilitar para el manejo del tráfico local. En todos los casos y aún tratándose del derecho de vía, estos terrenos serán aflojados para permitir su regeneración natural o facilitar las tareas de restauración. Cuando las pendientes de los terrenos a restaurar prefiguren la aparición de procesos erosivos, se aplicarán las medidas de control del suelo como: revegetación con especies nativas, construcción de terrazas con bancos alternos, construcción de presas para la contención de azolves, disminución de cárcavas (fosos o zanjas ocasionadas por las corrientes de agua al erosionar el terreno), etc.

3) Para la protección de los bordes de corte y adicional a la contracuneta, se fomentará la permanencia de vegetación natural del tipo arbustivo y/o herbácea; se pretende la utilización de pastos nativos, agaves y cactáceas, que por sus sistemas radiculares tienen la capacidad de retener el suelo.

4) La posible disminución de la actividad biológica de los suelos se atenuará mediante el fomento de la vegetación natural en los terrenos de pendiente abajo, particularmente a los ubicados en el margen de la obra. También se realizarán prácticas de conservación de suelos y agua en los casos en que, adicional al efecto del corte, el terreno presente problemas de erosión hídrica o movimientos en masa de la cubierta del suelo.

c) MEDIDAS PARA EL BalcONEO DE MATERIAL

En los casos en el que el balcaneo o movimiento de los materiales a volteo no pueda ser evitado, por cuestiones económicas, técnicas o de fuerza mayor, se

procurará que los materiales se distribuyan de una forma uniforme a lo largo del tramo afectado, evitando sepultar la capa de suelo de manera continua. El procedimiento se iniciará con el retiro y acamellonado de la capa de suelo orgánico, para su posterior reincorporación al terreno. Se buscará que el material se balconee de forma graduada; primero los materiales de mayor tamaño, y evitando los fragmentos de grandes dimensiones, por lo que sólo se permitirá esta acción con las rocas que se fragmenten fácilmente, como en el caso de las tobas extrusivas ácidas intemperizadas y los granitos. Adicionalmente se considerará la pendiente de la ladera para establecer intervalos en el vertido de los materiales y evitar erosión excesiva en las partes bajas o de inclinaciones pronunciadas. Estos intervalos estarán dados por el tiempo en que el material derrumbado sea estabilizado por completo entre carga y carga, para así evitar efectos acumulativos entre las energías cinéticas de cada una. En todo momento se evitará la formación de escombreras sin que la estabilidad esté garantizada.

Los fragmentos de grandes dimensiones se estabilizarán mecánicamente a los lados del camino, preferentemente sobre el derecho de vía, procurando su integración al paisaje de forma adecuada y que la superficie expuesta sea lo mayor posible para acelerar su intemperización y colonización por especies rupícolas. Una vez que hayan sido realizadas estas acciones, se procederá a distribuir uniformemente la capa de suelo orgánico que se retiró primeramente, procurando que se forme una capa continua sobre la superficie afectada.

Adicionalmente en los terrenos no afectados por la construcción, pero incluidos en el derecho de vía, en donde se presenten problemas por pérdida del suelo, se aplicarán las medidas de control más convenientes. En este mismo caso se incluirá a los tramos en los que se hayan balconado materiales, utilizando preferentemente terrazas construidas con materiales de pepena.

Para prevenir los vertidos accidentales o intencionales de productos contaminantes, todas las áreas en que éstos se manejen serán protegidas

adecuadamente. En los talleres mecánicos y de mantenimiento de maquinaria, se contará con pisos de concreto o asfaltados para evitar la impregnación del suelo con grasas, combustibles y demás productos que ahí se manejen.

El almacenamiento de todos los materiales potencialmente contaminantes, y de los materiales y residuos peligrosos, se hará en sitios que garanticen su integridad y la de los factores ambientales potencialmente afectables. Los almacenamientos temporales de los residuos y productos peligrosos se construirán conforme a las especificaciones aplicables y vigentes en la materia.

Los residuos peligrosos permanecerán en el sitio de almacenamiento temporal, sólo el tiempo indispensable para que las empresas encargadas de su manejo lo transporten a los sitios de tratamiento y/o disposición final.

Los materiales y residuos peligrosos serán transportados únicamente en los vehículos que cumplan con las especificaciones para el autotransporte federal de estos productos, estando obligados a cumplir con los requisitos básicos para el cumplimiento de la normatividad vigente y aplicable en la materia.

Para este caso en particular, se aplicaron los procedimientos de manejo recomendados por los fabricantes, dichos procedimientos se obtuvieron de los mismos proveedores para su disposición final a través de una empresa encargada del transporte y disposición final de los materiales y residuos peligrosos.

III.1.3.3 HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

Sólo en el caso de los escurrimientos laminares y los que se originen en los cortes sobre el terreno, será necesaria la aplicación de medidas para la corrección o mitigación adecuada; éstas incluyen la construcción de subdrenes transversales a la carretera, con la finalidad de no incrementar los volúmenes transportados en los escurrimientos y conservar los procesos biológicos en los suelos adyacentes y la vegetación de laderas debajo del corte.

En los depósitos de desperdicio y bancos de materiales, se protegerá en todo lo posible la integridad de los escurrimientos superficiales. En el primer caso, la construcción de subdrenes así como la readecuación del terreno, conforme a los adyacentes, impedirá la modificación drástica de los escurrimientos. Por cuanto a las bancas de material, la readecuación de los terrenos resultantes se hará conforme con la topografía circundante, para así evitar también cualquier tipo de modificación sobre este factor.

En todos los sitios en donde el arrastre de materiales sea de consideración se construirán represas filtrantes escalonadas o de sedimentación, con la finalidad de retenerlos. Posterior a su retención los materiales serán estabilizados en el mismo sitio, promoviendo el crecimiento en su superficie de pastos nativos. Los materiales retenidos en las represas de sedimentación se colocarán en el sitio a restaurar más cercano, como puede ser un banco de material o de desperdicio.

Para la prevención de la contaminación de las aguas superficiales por derrames accidentales o no controlados, serán aplicables las medidas expuestas anteriormente para la prevención de la contaminación del suelo, adicionando en los talleres mecánicos y de mantenimiento, planta de concreto, trituradora y mezcladora de asfalto, sistemas de drenaje segregados en los que las aguas contaminadas por grasas y aceites serán conducidos a una trampa de grasas como tratamiento previo a su derrame en superficie o conducción a un cauce preexistente. El tratamiento de las aguas residuales dependerá de la disponibilidad de terreno, características y origen. Sin embargo, y por el carácter temporal de la mayor parte de las instalaciones, los sistemas de tratamiento recomendables son los de tanques bioenzimáticos activados, complementados con campos de evapotranspiración-absorción., que por estar condicionado en su carga hidráulica de funcionamiento a los valores promedio de evapotranspiración, se adapta inmejorablemente a zonas con altas temperaturas y prolongado periodo de secas.

III.1.3.4 MEDIO BIÓTICO

Uno de los impactos que mas influyen en construcciones de gran magnitud son los que se refieren a la naturaleza circundante, Flora y Fauna. Sin embargo no es tema de análisis para la construcción de las tuberías a presión, pero vale la pena hacer mención de las medidas a tomar en la construcción de una obra de esta magnitud.

a) FLORA

Como se ha mencionado en el apartado correspondiente a la identificación de los impactos ambientales, la destrucción de la vegetación en el área que será ocupada por la obra es irreversible. De ahí que las medidas aplicables para la reducción de este impacto vayan dirigidas en primer término a la prevención (evitar la destrucción innecesaria); de forma secundaria a la realización de plantaciones y siembras, y; en tercero a la regeneración de la cubierta vegetal.

Para evitar la destrucción innecesaria de la vegetación se habrán de analizar de forma puntual los sitios a desmontar, cortes, caminos de acceso temporales, bancos de material, depósitos de desperdicio y sitios para el balconeo de materiales, con la finalidad de limitar la superficie afectada.

En los sitios en los que se efectuarán desmontes, cortes y balconeo de material, la construcción de caminos temporales estará limitada, en lo posible, al área considerada en el derecho de vía, la que será delimitada y señalada en terreno desde el inicio de los trabajos. Cuando por las condiciones del terreno no sea posible acceder a los diferentes frentes de trabajo por las brechas existentes, la habilitación de los nuevos caminos estará sujeta a los siguientes criterios:

- 1) Se considerarán como más apropiados los terrenos en que la vegetación no presente cubiertas arboladas o arbustivas continuas. En las que el número de individuos forestales con diámetros normales menores a 25 cm, no sea superior a

15 ó con un área que cubra no menos de 4 m², estimada a partir de los árboles con una altura promedio de 25 cm,

2) Se evitará en todos los casos la afectación de los terrenos en que la vegetación predominante sea el bosque tropical subcaducifolio;

3) Se evitará afectar terrenos frágiles y aquellos en los que los trabajos de restauración posterior no garanticen la adecuada restitución de la vegetación nativa; y,

4) Cualquier brecha o camino temporal estará sujeto a un proceso de evaluación en campo, en la que participarán los grupos de construcción y de gestión ambiental involucrados en el proyecto.

Con respecto al último punto mencionado, éste sólo podrá aplicarse directamente en campo dependiendo del avance requerido en el proceso constructivo y la dificultad que represente el acceso a los frentes particulares de trabajo.

En los bancos de préstamo y desperdicio, los caminos temporales se habilitarán dentro de las áreas de afectación definidas para cada banco, a las que deberán de limitarse durante todo el tiempo que dure la explotación. El almacenamiento de los suelos, que serán utilizados en la restauración de los sitios, se realizará en una superficie que previamente haya sido desmontada o en los bordes del banco, en donde la cubierta vegetal no sea relevante.

Como parte de la superficie de estos bancos se considerará una franja de protección de al menos 20 m de ancho, en la que se conservará y fomentará la vegetación natural. Esta franja se conservará libre de toda afectación y depósito de materiales. Su función es preservar el potencial regenerativo del sitio a partir de la vegetación circundante.

Con la finalidad de acelerar los procesos de regeneración de la vegetación natural y especialmente en los sitios en que ésta haya sido destruida completamente y en donde las condiciones para la regeneración natural como suelo, pendientes, exposición, entre otras, no resulten del todo favorables, se procederá a la plantación y/o siembra de especies nativas. Para la elección de especies se han considerado como de mayor importancia la facilidad con la que pueden colonizar superficies recién abiertas.

Las plantaciones sólo se efectuarán en las zonas en que la dependencia ejecutora o el organismo operador de la vía, ejerzan dominio legal sobre las superficies a restaurar (por ejemplo: el área incluida dentro del derecho de vía). En terrenos por fuera de ésta, sólo se realizarán plantaciones cuando los compromisos de utilización o usufructo de los mismos sea lo suficientemente amplio como para garantizar el desarrollo adecuado de los especímenes plantados, y cuando exista la seguridad de que el uso del suelo en esos terrenos no estará comprometido en el mediano plazo. Por lo que resultará conveniente que el manejo de éstas plantaciones pueda continuarse por al menos, tres años después de finalizada la obra para justificar la plantación.

El diseño de las plantaciones se adecuará a cada uno de los casos en particular y el uso de las diferentes especies estará determinado en función de las siguientes variables: vegetación existente, pendiente de los terrenos, condiciones del suelo, entorno paisajístico y uso social del terreno.

En todas aquellas superficies en que la afectación se extienda por fuera del derecho de vía, las acciones atenuantes tendrán como objetivo el crear las condiciones óptimas en cuanto a pendientes, suelo, estabilidad del terreno, etc., que permita en el corto plazo la implantación de especies anuales, herbáceas y arbustivas; y en el mediano y largo plazo, la colonización de la vegetación autóctona inicial. (Tal es el caso de los sitios habilitados como bancos de material

y bancos de desperdicio; la realización de plantaciones en estos sitios estará condicionada a los tiempos de ocupación del terreno).

b) FAUNA

Las medidas de mitigación o corrección aplicadas para los factores suelo y vegetación, se reflejarán en los componentes de la fauna. Este componente será favorecido también por la construcción de las alcantarillas, que por sus dimensiones, funcionarán como pasos a desnivel por donde los animales podrán cruzar la vía con facilidad y seguridad. Esto será de gran importancia durante la temporada seca que es cuando por la búsqueda de agua, los animales realizan desplazamientos a grandes distancias. Durante todo el tiempo se procura que éstas estructuras se mantengan limpias y libres de cualquier obstrucción que pudiera comprometer su funcionamiento principal y consecuentemente la del paso de los animales.

Durante todo el proceso constructivo se implementará un programa de vigilancia, tendiente a evitar que los trabajadores realicen cualquier tipo de aprovechamiento, captura o daño de la fauna silvestre; como caza de especies protegidas o en peligro de extinción. Este programa incluirá la imposición de sanciones a nivel interno; como la del despido y remitirlos a las autoridades correspondientes; para quienes infrinjan estas disposiciones, mismas que serán incluidas en el plan de calidad del proyecto y en todos los contratos que se celebren para su ejecución. Con la finalidad de disuadir la caza furtiva, se celebrarán convenios con la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente (PROFEPA) para que, con fundamento en sus atribuciones, ejerza tareas de vigilancia en todos los frentes de trabajo y zonas aledañas. Éste y otro tipo de convenios tendientes a la protección de los Recursos Naturales, se incluirán en el Programa de Control y Vigilancia en Materia Ambiental.

Previo al ataque de cualquiera de los frentes de trabajo, se realizarán recorridos en campo para la detección de guaridas y/o refugios, en cuyo caso se ahuyentará

a los animales que los ocupen. Cuando se detecte la existencia de crías o juveniles, se pondrán a resguardo en un sitio lo más cercano posible al punto de localización para permitir la reunión del grupo familiar. Cuando no se logre reunir al grupo, la camada será mantenida en cautiverio hasta que los ejemplares adquieran la capacidad de valerse por sus propios medios y entonces se liberarán en los sitios que resulten más propicios para su desarrollo. En ningún caso se capturarán animales adultos.

Cuando por cualquiera de las actividades ejecutadas en los frentes de trabajo resulten animales heridos, se evaluará su posible recuperación. Adicionalmente a los efectos atenuantes que sobre este factor tendrán la construcción de las alcantarillas y el cercado de alambre, se propone la instalación de una señalización adecuada, en la que se prevendrá al usuario sobre la existencia de fauna silvestre y la conveniencia de su protección.

Como medida adicional, el ejecutor de la obra, sus contratistas o subcontratistas, ejercerán una función de vigilancia, durante el tiempo que duren las obras y durante el periodo en que la administración de la obra esté a su cargo. Las acciones contrarias a la conservación, protección y aprovechamiento de la fauna silvestre se notificarán a las autoridades correspondientes para su atención; de esto se llevará un registro cuidadoso y documentado.

III.1.3.5 MEDIO PERCEPTUAL

El aspecto que presenta una obra al concluirse suele producir un impacto visual adverso, por lo que debe reducirse o atenuarse buscando mediante diversos elementos una modificación del paisaje que resulte agradable a la vista.

a) MODIFICACIÓN DEL PAISAJE

Las medidas tendientes a la atenuación de los efectos del proyecto sobre el paisaje se relacionan de forma directa con la conservación de la cubierta vegetal,

los suelos y la geomorfología, así como con la aplicación de medidas de restauración en los sitios en que las afectaciones resulten más drásticas.

Como una forma de desvanecer el efecto de intrusión visual de la obra, se realizará un ordenamiento dasonómico a lo largo de toda la vía: en el que sin comprometer la seguridad de los usuarios, se integrará la estructura al paisaje mediante la revegetación, plantaciones y restauración en toda la zona federal, acorde a sus condiciones originales.

En todos aquellos sitios en que el balconeo de material establezca una discontinuidad cromática con el entorno, se fomentará el restablecimiento de la vegetación natural, particularmente con pastos como *Lasiacis procerrima*, *Lasiacis ruscifolia* y *Zeugites mexicana*; Figura III.1 "Pastos Utilizados en Recubrimientos de Suelos", que presentan una buena cobertura en terrenos con vegetación natural y un sistema radicular profundo, con gran aptitud de retención del suelo.

FIGURA III.1 PASTOS UTILIZADOS EN RECUBRIMIENTOS DE SUELOS



III.1.3.6 MEDIO SOCIAL

Algunos de los impactos sociales incluyen cambios en los patrones de crecimiento de población, demanda de servicios públicos. Los impactos sociales en estudio son los siguientes:

a) TERRITORIO

Dentro de las medidas de mitigación que se han incluido para este factor, destaca la de aprovechar en la mayor medida posible los caminos existentes. Ésta fue adoptada desde la etapa de anteproyecto y sus efectos positivos son observables cuando se analizan las diferentes alternativas del trazo.

Como un resultado final se tiene que las afectaciones a los terrenos con vocación agropecuaria son de poca consideración, comparativamente a la longitud total de la vía. Esto se describe profusamente en el apartado referente a edafología.

De esta forma las medidas tendientes a la mitigación de los impactos identificados sobre este factor, son las mismas que se han planteado para la conservación de los suelos y la vegetación. Atendiendo de forma especial, a las referentes a las limitaciones de maniobras sobre el derecho de vía.

Por lo que se refiere a las parcelas que han sido seccionadas, se apoyará al poseedor en sus gestiones ante el ejido para que se le provea de nuevos terrenos productivos, en la que el seccionamiento y posterior delimitación del derecho de vía, compromete la mayor parte del terreno volviendo inconveniente su habilitación agrícola.

En ambos casos será conveniente analizar la posibilidad de adecuación de las tierras incultas en la vecindad de éstas parcelas, para de esta forma restituir la superficie afectada. De ser posible esta acción debe también ser avalada por el ejido y las autoridades agrarias con injerencia en el caso. La restitución siempre evitará el afectar terrenos con vegetación natural o frágiles.

Las medidas aplicables para evitar los cambios en el uso del suelo no son competencia del promovente, por lo que de su parte sólo puede asumir el compromiso de realizar un programa de vigilancia durante el tiempo que le corresponda administrar el camino, notificando de sus resultados a las autoridades correspondientes, para que éstas, en el ejercicio de sus facultades y atribuciones, ejerzan los procedimientos jurídicos y administrativos procedentes.

La prevención de los efectos que a nivel regional pudieran tener los cambios en los cultivos tradicionales, es competencia de las autoridades estatales. En este caso el promovente no puede ejercer ninguna función al respecto. A éstas autoridades y a sus pares en el ámbito federal compete también la planeación del desarrollo regional, que deberá basarse en el principio del desarrollo sustentable.

b) CULTURAL

Las interrelaciones que se establezcan entre los trabajadores y los habitantes de las comunidades aledañas al proyecto, sólo podrá ser paliada de forma mínima con el alejamiento del campamento del poblado mas próximo, en donde se les ofrecerán todos los servicios que requieran para satisfacer sus necesidades de estancia y ocio. Fuera de ello sólo compete a las autoridades sanitarias y municipales establecer las medidas adecuadas para que esta población flotante, y con recursos superiores a las medias regionales, no ejerza presiones contrarias a las dinámicas sociales prevalecientes.

Previo al inicio de los trabajos de construcción, se firmará con el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), en el que se determinarán los alcances y objetivos de la investigación, así como el seguimiento y vigilancia a que estarán sometidos los vestigios arqueológicos. El territorio que se incluirá en el documento, para referencia de los hallazgos, también será determinado por el Instituto Nacional de Antropología e Historia.

c) INFRAESTRUCTURA

Los caminos existentes estarán sujetos a un proceso de rehabilitación y mantenimiento constante, por lo que ésta es una medida que obligadamente se deberá de efectuar. Sin embargo, se evitará el tránsito por el interior de los poblados, se construirá de forma inmediata una vía de acceso alterna para ingresar a la brecha existente y el nuevo frente de trabajo. En este caso se aprovecharon las brechas existentes de poco tránsito, para los accesos a los diferentes frentes de trabajo

d) HUMANOS

El retroceso de los niveles de vida de la población, al terminar la construcción de la obra, requiere de la aplicación de medidas de mitigación que sobrepasan los compromisos que la dependencia ejecutora puede asumir. En este sentido, se establecerá un vínculo con las autoridades correspondientes para fomentar el desarrollo de la región, hacia procesos de producción y aprovechamiento alternativos de los recursos naturales que resulten en beneficios para toda la comunidad, y que le permitan mantenerse en un nivel adecuado de tranquilidad económica.

Los proyectos que se pueden promover son: plantaciones forestales sustentables (con especies maderables y no maderables), fruticultura tradicional, desarrollo e instauración de campos cinegéticos ejidales (con manejo de poblaciones silvestres y en simicautiverio), recolección y comercialización de productos medicinales tradicionales, desarrollo del etno y ecoturismo, etc.

III.1.3.7 MEDIO ECONÓMICO

Así como en el medio social los cambios repercuten de manera directa en el medio económico por los cambios de actividades económicas en la región donde se lleva a cabo la obra; y los principales sectores afectados son la Población y la Economía como a continuación se explica:

a) POBLACIÓN

Los cambios que se operarán a nivel demográfico no pueden ser mitigados de forma directa por el promovente, por lo que resulta recomendable que sean las mismas autoridades locales quienes establezcan las formas de controlar dichos cambios a través de la atracción de integrantes de los mismos grupos familiares locales, pero con residencia en otros poblados, para que sean ellos quienes se encarguen de cubrir las necesidades de mano de obra, y que una vez finalizada su función se reintegren a su poblado o se incrusten en la población local sin ningún problema.

b) ECONOMÍA

Como se sabe la economía en México esta dividida en sectores. Un sector es una parte de la actividad económica cuyos elementos tienen características comunes, guardan una unidad y se diferencian de otras agrupaciones. Según la división clásica, los sectores de la economía son: Sector primario o sector agropecuario, Sector secundario o sector Industrial, Sector terciario o sector de servicios.

Sector primario o agropecuario: Es el sector que obtiene el producto de sus actividades directamente de la naturaleza, sin ningún proceso de transformación. Dentro de este sector se encuentran la agricultura, la ganadería, la silvicultura, la caza y la pesca. No se incluyen dentro de este sector a la minería y a la extracción de petróleo, las cuales se consideran parte del sector industrial.

Sector secundario o industrial: Comprende todas las actividades económicas de un país relacionadas con la transformación industrial de los alimentos y otros tipos de bienes o mercancías, los cuales se utilizan como base para la fabricación de nuevos productos. Se divide en dos sub-sectores: industrial extractivo e industrial de transformación.

Sector terciario o de servicios: Incluye todas aquellas actividades que no producen una mercancía en sí, pero que son necesarias para el funcionamiento de la

economía. Como ejemplos de ello se tiene el comercio, los restaurantes, los hoteles, el transporte, los servicios financieros, las comunicaciones, los servicios de educación, los servicios profesionales, el Gobierno, etc.

Es indispensable aclarar que los dos primeros sectores producen bienes tangibles, por lo cual son considerados como sectores productivos. El tercer sector se considera no productivo puesto que no produce bienes tangibles pero, sin embargo, contribuye a la formación del ingreso nacional y del producto nacional.

A continuación se explican las medidas tomadas para reducir o compensar los efectos causados en los sectores económicos que se ven afectados con la realización de la obra:

a) *Sector primario*: Como una medida importante de compensación por la expropiación de los terrenos agropecuarios y de uso común, están las indemnizaciones de la tierra y de los bienes distintos a ella. Con esta indemnización se pretende que los productores puedan resarcirse de los perjuicios que les inflige la obra y les facilite el emprender nuevas actividades. Esto será de importancia para los casos en que las parcelas son afectadas casi en su totalidad y para que se propongan medidas alternativas y de compensación.

La pérdida de producción no es de relevancia, dada la superficie afectada y podrá ser subsanada rápidamente mediante la utilización de variedades con mejores rendimientos o mejoramiento en el manejo del suelo y agua.

b) *Sector terciario*. Para que la derrama económica, originada en la satisfacción de la demanda de servicios por parte de los trabajadores de la obra, resulte en un beneficio para el ámbito local, compete a las autoridades domésticas y municipales la gestión de la capacitación comunitaria para satisfacerla. Esto se podrá lograr canalizando adecuadamente sus proyectos de auto-empleo hacia organismos correspondientes.

Para finalizar, lo que este capítulo pretende destacar es la importancia de la elaboración de un estudio completo referente al impacto ambiental que se deriva del Procedimiento Constructivo de las Tuberías a Presión de una Central Hidroeléctrica, para así poder entender las necesidades e impactos negativos al medio ambiente en el que se aloja este proyecto.

Una vez identificadas éstas necesidades se procede a estudiar y analizar cada una de ellas para llegar a una mitigación o reducción de los impactos negativos al medio ambiente provocados tanto por el proceso constructivo como la puesta en marcha del proyecto, este análisis se debe hacer en apego a los reglamentos vigentes que nos dicte la ley en materia ambiental.

El objetivo de este estudio es la elaboración de la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA), documento que tiene como finalidad la identificación de los impactos nocivos que el proyecto pueda generar. La presentación de este documento ante la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) es necesaria ya que dicha dependencia será quien autorice, niegue o condicione la realización del proyecto.

Alguna de las actividades para la mitigación de los efectos negativos por consecuencia del Procedimiento Constructivo de las Tuberías a Presión se detalla el Capítulo IV "Excavación y Soporte de las Tuberías a Presión", es decir; la mitigación concerniente a los movimiento de tierras, formaciones de bancos, las voladuras entre otros impactos negativos mencionados en este Capítulo III.

CAPITULO IV

EXCAVACIÓN Y SOPORTE

DE LAS TUBERÍAS

A PRESIÓN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CAPITULO IV

EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

IV.1 GENERALIDADES

El periodo inicial de construcción civil de la Central Hidroeléctrica que se tomará como ejemplo (Aguamilpa), fue de octubre de 1989, a junio de 1994 fecha de cierre de compuertas, sin embargo el crecimiento de consumo de energía eléctrica de 1989 superó las expectativas que se tenían previstas, de tal forma que en algunas zonas de la República Mexicana se presentaron tasas de crecimiento del 10 y 11%, en lugar del 7% estimado, esta situación hizo que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se viera en la necesidad no solo de cumplir, si no de acelerar los programas de expansión de centrales generadoras y además establecer estrategias de ahorro de energía eléctrica. Ante este panorama el periodo inicial de construcción del proyecto se recortó considerablemente hasta en un año. Consecuentemente, las excavaciones de los túneles para las tuberías a presión se vieron afectadas en cuanto al recorte del programa de construcción.

IV.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ORIGINAL

Para la excavación de la sección completa se requirió de barrenar un pozo piloto que se excavó con una contrapocera de 2.44 m de diámetro para posteriormente, ampliar la sección con el sistema de banqueos para definir la sección de proyecto como a continuación se indica:

- a) Una vez realizada la excavación del talud y la plataforma de la obra de toma donde arrancaron las tuberías de presión, así como del túnel horizontal en la parte inferior de las ramas inclinadas que llegó hasta la parte superior del codo inferior de las mismas, se procedió de la siguiente forma.

- b) Se inició con el emportalamiento superior de las ramas inclinadas, sobre el talud de la excavación de la obra de toma hasta una profundidad tal que se cumplieran las siguientes condiciones:
- b.1) Que la excavación se realizara cómodamente por la parte superior.
 - b.2) Que el barreno guía que a continuación se realizó, fuera recto desde la plataforma de trabajo hasta el codo inferior de la tubería de presión.
- c) A continuación se instaló la máquina contrapocera y se perforó el barreno guía. Una vez perforado se instaló la broca rimadora de la contrapocera y se excavó el piloto inclinado de 2.44 m de diámetro.
- d) Inmediatamente después se inició el banqueo con barrenación y voladura en la parte superior de las ramas inclinadas, cuidándose los detalles siguientes:
- d.1) El extremo inferior de cada barreno debería estar calculado de tal manera que al efectuarse la voladura se obtuviera una superficie con una pendiente tal que facilitó la caída del producto de la voladura por el pozo piloto.
 - d.2) La voladura debería realizarse en etapas para evitarse la posible obstrucción del pozo piloto.

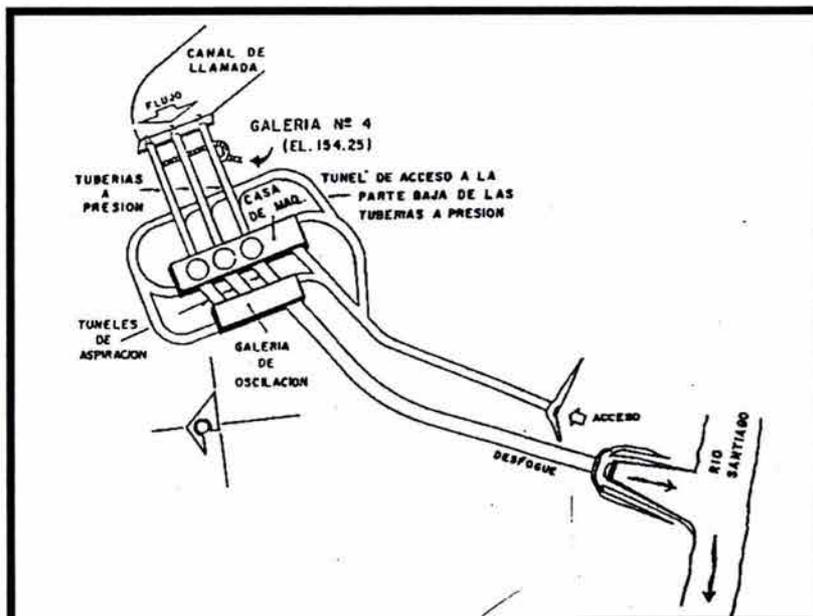
La rezaga producto de la voladura cayó por el pozo piloto hasta el codo inferior de la tubería a presión, en donde inmediatamente un cargador frontal cargo el material a camiones fuera de carretera (como adelante se describen las características) para ser acarreado fuera de la obra subterránea.

A continuación se describe en forma detallada el procedimiento constructivo así como la secuencia de construcción de los túneles de las tuberías a presión.

IV.2.1 ANTECEDENTES

El acortamiento en el programa de obra mencionado, obligó a planear vialidades subterráneas que permitieran atacar las excavaciones de una manera eficaz e independientes entre sí; los túneles para las tuberías a presión, las cavernas de casa de máquinas y de galería de oscilación, los túneles aspiración, el túnel desfogue, las lumbreras de buses y las lumbreras de ventilación, se muestran en la Figura IV.1 "Accesos a las tuberías a presión" y Figura IV.2 "Accesos a las tuberías a presión isométrico". Ante tal situación el túnel auxiliar a las tuberías a presión, acceso a casa de máquinas y galería de oscilación, y la galería 4 (galería de drenaje e inspección del proyecto), facilitaron ampliamente las excavaciones de los túneles para las tuberías a presión. El Departamento de Control de Proyecto tomó la decisión de construir ramales que partieran del túnel auxiliar a las tuberías a presión y a la casa de máquinas y galería de oscilación por tímpanos norte, de manera que permitieran el acceso a la parte baja de las tuberías a presión e hicieran posible las excavaciones de los tramos horizontales para independizarse totalmente de las excavaciones de casa de máquinas.

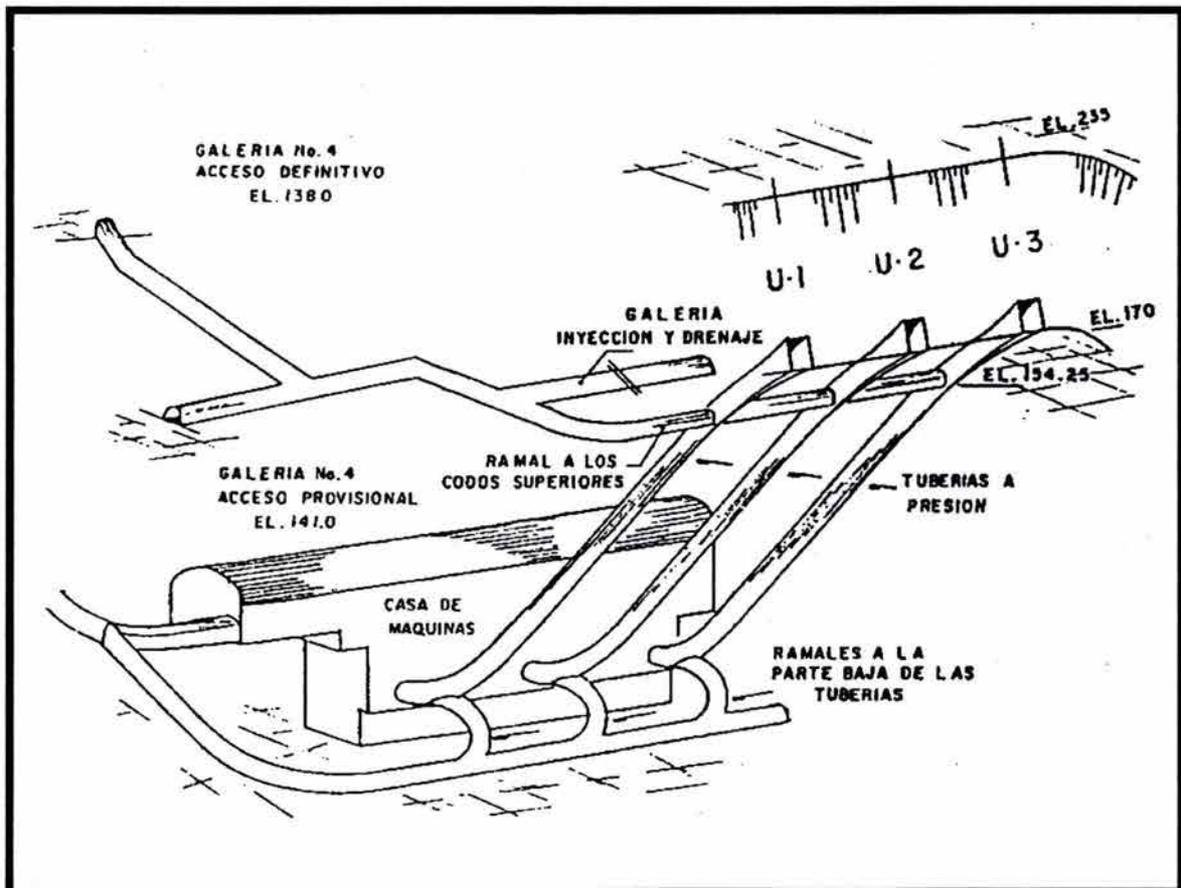
FIGURA IV. 1 ACCESOS A LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Similarmente, aprovechando las ubicaciones de la galería de drenaje e inspección 4, se tomó la decisión de construir un ramal de acceso a los codos superiores de las tuberías a presión a la elevación 154.25 metros sobre el nivel del mar (msnm), con la finalidad de atacar las excavaciones de la rama inclinada. De esta forma, fue posible trabajar simultáneamente e independientemente en el interior de las tuberías a presión y el canal de llamada de la obra de toma. De no haberse construido este ramal de acceso al interior de las tuberías a presión hubiera sido necesario esperar a que se terminara la excavación del canal de llamada. Como dato de referencia la excavación en las ramas inclinadas a 52° de las tuberías a través de la galería 4 inició en mayo de 1991.

**FIGURA IV. 2 ACCESO A LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
ISOMÉTRICO**



IV.2.2 SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.

Una vez planeados y establecidos dos frentes de ataque para la excavación de cada uno de los túneles de las tuberías a presión, la construcción de éstos se llevó a cabo de la siguiente manera:

- 1) Excavación del tramo horizontal y de la parte baja del codo inferior.
- 2) Ampliación en el codo superior.
- 3) Excavación del tramo inclinado a 52° en tres etapas las cuales se mencionan a continuación:

Etapas 1: Perforación del barreno piloto y rimado del pozo piloto.

Etapas 2: Ampliación del pozo piloto.

- Colocación de rieles.
- Empaque de rieles.

Etapas 3: Ampliación a sección completa.

Una vez concluidas las excavaciones en el canal de llamada de la obra de toma, se estableció un nuevo frente de ataque a partir de la elevación 170.00 msnm procediendo a:

- 4) Excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior.
 - Colocación de rieles.
 - Empaque de rieles.
- 5) Continuación de la ampliación a sección completa del tramo inclinado a 52° .
- 6) Continuación de la excavación del codo inferior. Alternadamente a la excavación definitiva del tramo horizontal, del codo superior de la ampliación a sección completa en el tramo inclinado a 52° del tramo bocatoma-transición-codo superior y del codo inferior, se realizaron los tratamientos necesarios para la estabilidad de la roca expuesta.

La construcción de los túneles para las tuberías a presión se desarrolló mediante

un ciclo o secuencia de actividades establecidas, cuya finalidad principal era la de optimizar al máximo los tiempos necesarios para llevar a cabo cada una de las diferentes actividades de construcción, de manera de tener la oportunidad de cumplir con el programa de obra fijado. La Figura IV.3 “Secuencia de construcción de las tuberías a presión” muestra a detalle cada una de las actividades realizadas.

Este ciclo de construcción, a la vez, se constituyó por las fases o ciclos siguientes:

- Ciclo de excavación durante la construcción de los túneles.
- Ciclo de tratamientos durante la construcción de los túneles.
- Tiempos muertos durante la construcción de los túneles.

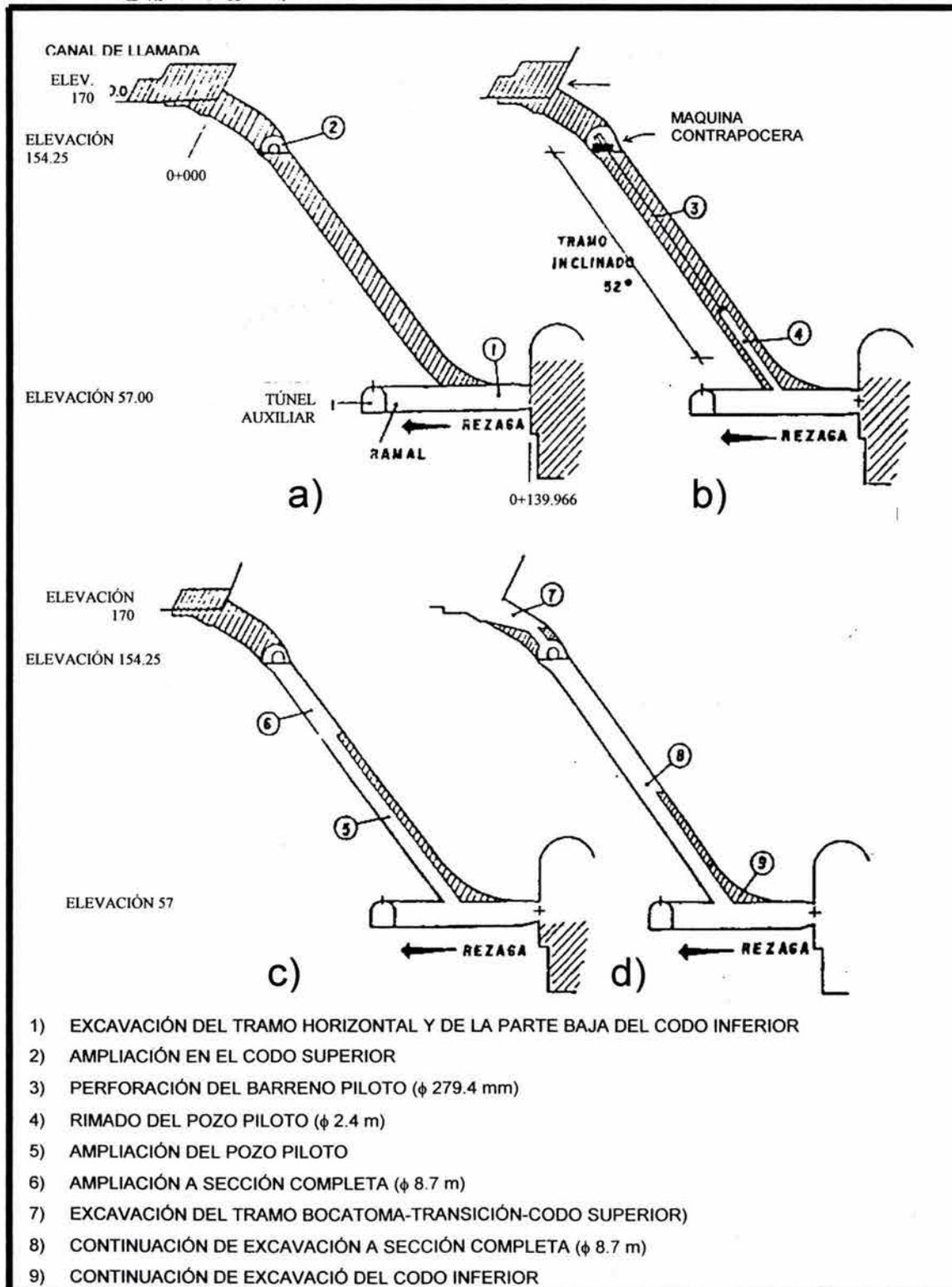
1) CICLO DE EXCAVACIÓN

Los túneles se excavaron empleando el método mecánico y el método con explosivos. Las excavaciones con el uso de explosivos se realizaron de acuerdo a la secuencia de actividades enlistadas a continuación:

- a) Trazo topográfico
- b) Barrenación
- c) Carga de explosivos
- d) Disparo
- e) Ventilación
- f) Rezaga y amacize.

El trazo topográfico consistió en marcar el contorno que delimitaba la sección de excavación del túnel. El tiempo utilizado en esta actividad dependió de la magnitud de la sección, del grado de dificultad, de las referencias marcadas en campo, del equipo utilizado y de la experiencia del personal.

FIGURA IV. 3 SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



La barrenación consistió en ejecutar una serie de perforaciones de longitudes, diámetros y distribuciones adecuadas: de acuerdo a un análisis y diseño previo de la plantilla de barrenación, ya que de ello dependió la eficiencia en el rompimiento de la roca, la carga consistió en colocar el explosivo a emplear en cada uno de los barrenos que formaron la plantilla de barrenación del frente de excavación; previo diseño de la plantilla de carga.

El disparo consistió, en el momento justo de efectuar la detonación del frente cargado con explosivos, la ventilación consistió en el tiempo necesario para que el área de trabajo quedara libre de polvos y gases tóxicos producto de la voladura del frente de excavación. Dicho tiempo comprendió desde el momento justo del disparo hasta que el área quedó totalmente libre de contaminación.

La rezaga consistió en retirar la roca fragmentada producto de las voladuras utilizando métodos manuales y/o mecánicos según las condiciones de trabajo que lo permitieran. La rezaga manual se realizó mediante la utilización de equipo como: picos, palas, y la aplicación de aire comprimido, en el caso de rocas tentativamente pequeñas; manualmente en el caso de rocas de mayor tamaño.

La rezaga mecánica se realizó, utilizando equipo mayor o maquinaria pesada, tales como cargadores y camiones fuera de carretera.

El amacize consistió en derribar toda aquella roca suelta localizada en bóveda y paredes que atentaba contra la seguridad del personal y equipo que laboraba en el interior de los túneles.

2) CICLO DE TRATAMIENTOS DE LA ROCA EXPUESTA

La secuencia adoptada en la ejecución de los tratamientos de la roca expuesta durante la excavación varió de acuerdo al tiempo de este, por lo que más adelante

se hará una descripción detallada del ciclo característico de cada uno de los tratamientos realizados.

3) TIEMPOS MUERTOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES

Los tiempos muertos se refieren a los periodos de inactividad que prevalecieron durante las construcciones de los túneles; y que fueron ocasionados por una diversidad de factores, tales como:

- Fallas mecánicas de los equipos utilizados.
- Faltas de agua y aire y fallas en el suministros de las mismas.
- Interferencia con otros frentes de trabajo, motivadas principalmente por la suspensión de voladuras ya que las vibraciones y contaminación producida por las mismas perjudicaban los colados en el proceso o realizados (de edad temprana) en casa de máquinas.
- Interferencia entre los tratamientos y las excavaciones, motivadas principalmente por la suspensión de voladuras con la finalidad de evitar daños a los tratamientos en proceso de fraguado (anclaje, mortero, lanzado).

Concretamente los ciclos de excavación y tratamientos se vieron afectados con frecuencia por este tipo de situaciones, razón por la cual influyeron considerablemente en los periodos de construcción de los túneles para las tuberías a presión.

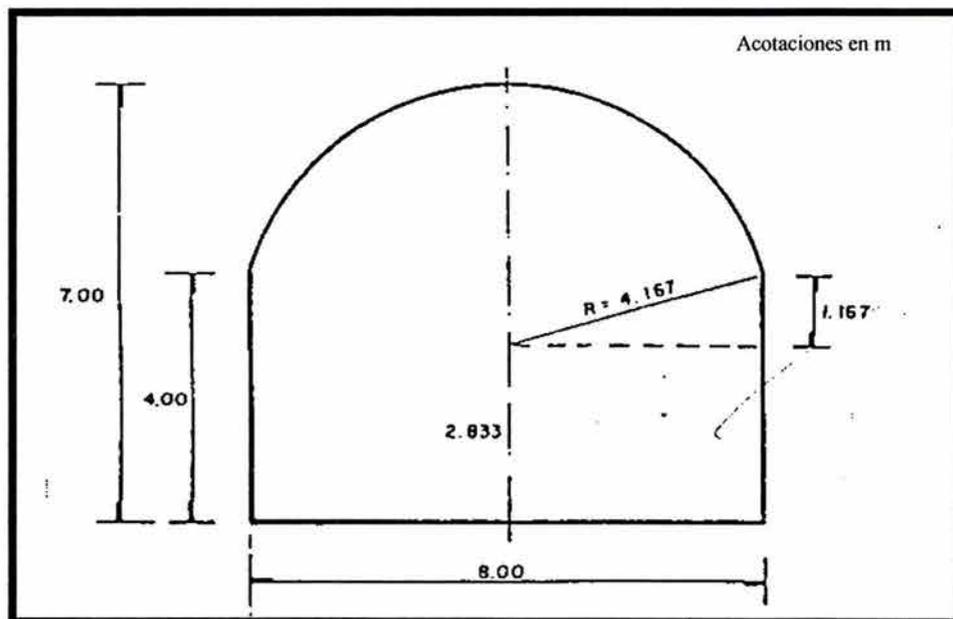
Sin embargo, para llevar a cabo las excavaciones y tratamientos fue necesario contar con los siguientes recursos:

- Energía eléctrica, necesaria para iluminación, alimentación de maquinaria de barrenación, equipo de soldar y equipo de inyección.
- Dos Transformadores de 500 kilovolts–amperes (KVA) cada uno.
- Aire comprimido
- Agua

IV.2.3 EXCAVACIÓN DEL TRAMO HORIZONTAL Y DE LA PARTE BAJA DEL CODO INFERIOR

La excavación del túnel ramal auxiliar de acceso a la parte baja de cada una de las tuberías a presión consistió en una sección tipo portal de 8 m de ancho por 7 m de altura y una longitud de 45.975 m, Figura IV.4 "Sección-túnel auxiliar tipo portal", partiendo del punto intersección entre los ejes de cada tubería y el eje del tubo auxiliar de acceso a tuberías de presión con un tramo curvo de longitud 17.73 m y llegando al punto de tangencia 2 (PT2) del codo inferior con un tramo recto de 28.24 m paralelo al eje de las tuberías.

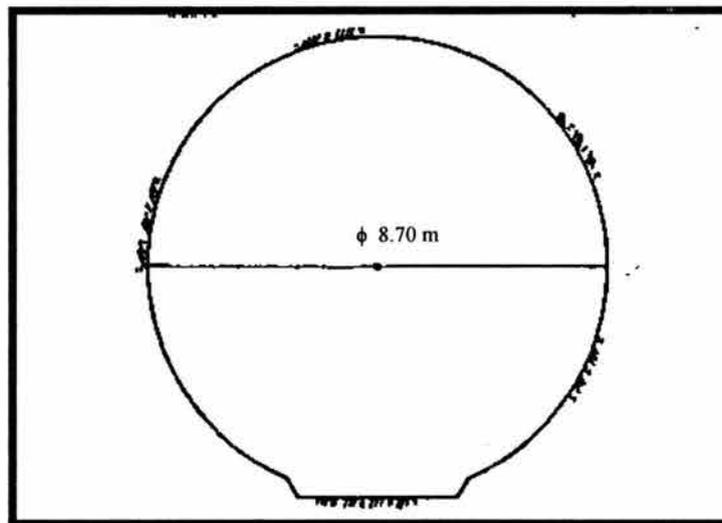
**FIGURA IV. 4 SECCIÓN-TÚNEL AUXILIAR
TIPO PORTAL**



En las tres unidades ver Figura IV.2 "Accesos a las tuberías a presión", el túnel ramal auxiliar llegó a la elevación de piso 52.65 msnm en el PT2 del codo inferior (cadenamiento 0+126.34) y partió de la elevación 55.480 msnm.

A partir de la intersección del ramal auxiliar con el codo inferior (cadenamiento 0+100.50 aproximadamente), la altura del túnel aumentó hasta llegar a la excavación 61.35 msnm en el PT2 del cadenamiento 0+126.341, cambiando la sección de excavación de portal a circular, Figura IV.5 “Sección tramo horizontal tipo circular” y Figura IV.6 “Excavación de la parte baja de las tuberías a presión”.

**FIGURA IV. 5 SECCIÓN TRAMO HORIZONTAL
TIPO CIRCULAR**



En la zona horizontal del túnel la excavación se efectuó a sección completa utilizando para la barrenación del frente un jumbo electrohidráulico de tres brazos tipo HS-305T Maximatic de Tamrock, como se muestra a continuación en la Figura IV.7 “Jumbo electrohidráulico”.

La barrenación consistió en una plantilla que generalmente tuvo en promedio 100 perforaciones de 47.6 mm de diámetro cada una, y además dos barrenos quemados de 76.2 mm de diámetro que funcionaron como cuña. La longitud de barrenación se ejecutó homogéneamente en toda la sección a 3.20 m para una longitud total de barrenación de 320 m, la distribución de la carga de explosivos se realizó de la manera siguiente:

FIGURA IV.6 EXCAVACIÓN DE LA PARTE BAJA DE LAS TUBERÍAS A
PRESIÓN

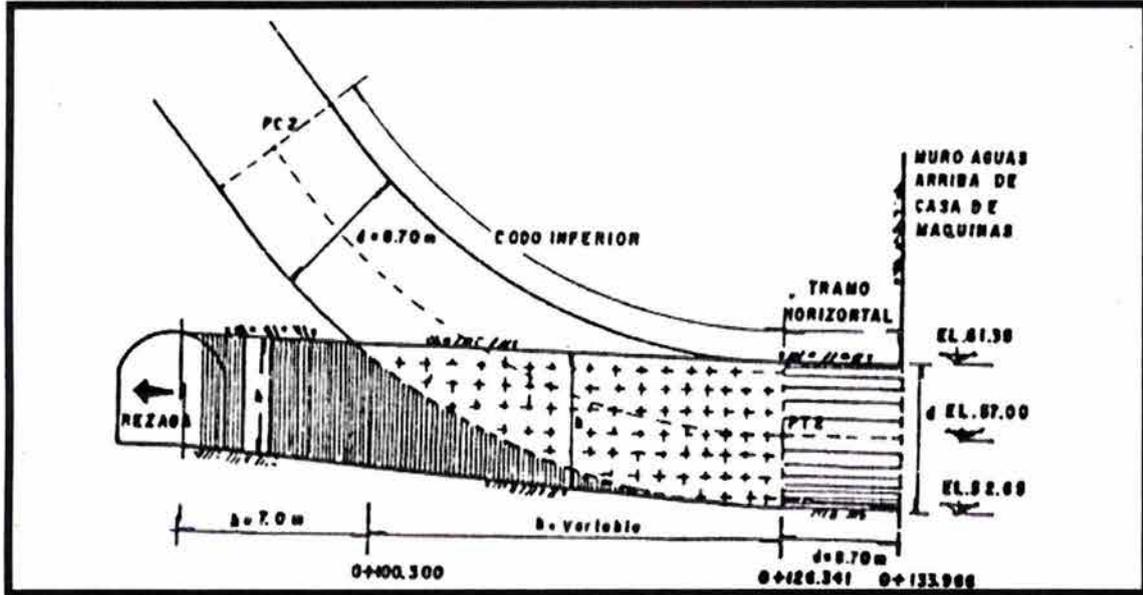


FIGURA IV.7 JUMBO ELECTROHIDRÁULICO



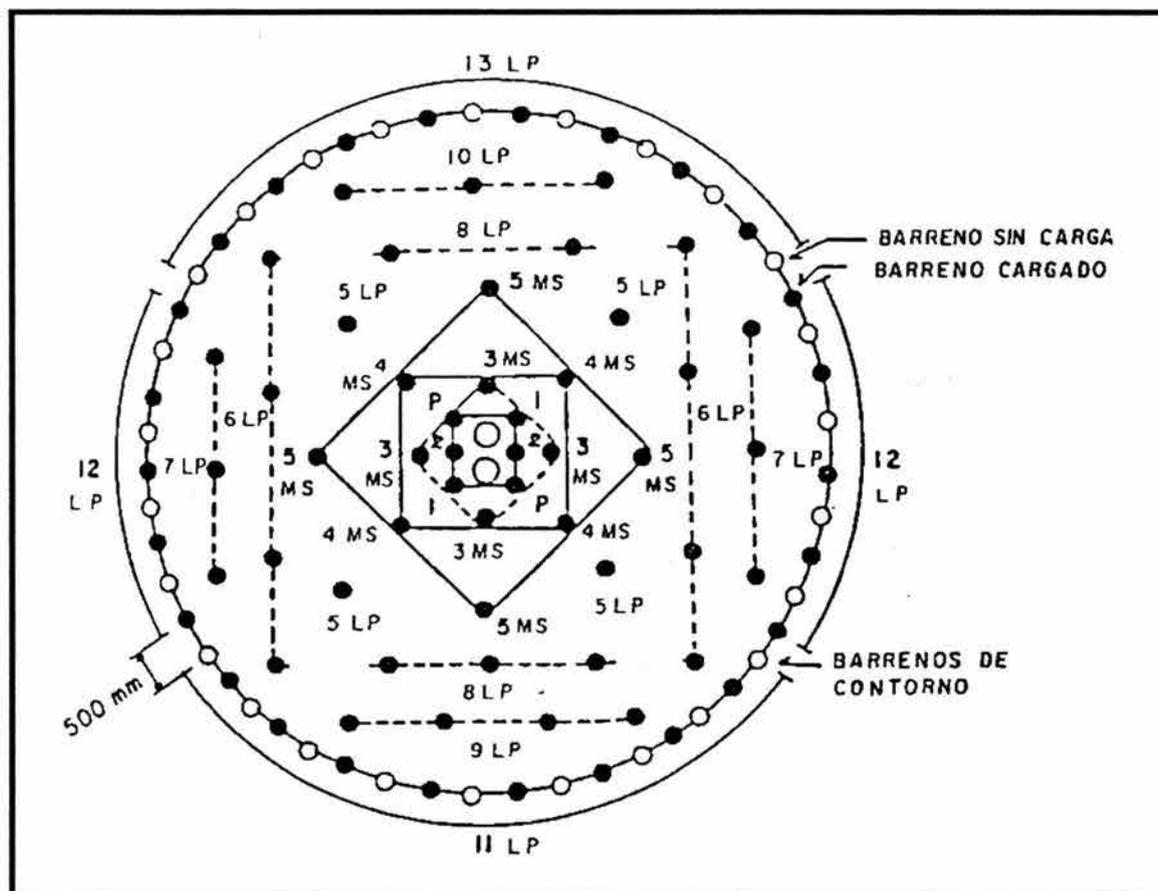
Los barrenos que conformaron la cuña y los que delimitaron el contorno de la sección se cargaron empleando el explosivo Hidrogel. El resto de los barrenos que componen la plantilla se cargaron mediante una combinación de Anfo e Hidrogel; usando el explosivo Hidrogel como carga de fondo y el explosivo Anfo como carga de columna. La densidad de carga resultante fue 1.26 kg/m^3 de roca. La excavación se hizo mediante voladuras controladas empleando detonadores no eléctricos Nonel que activaban las cargas; estas se controlaron con un total de 13 tiempos que minimizaron la cantidad de explosivos detonadas en un solo tiempo. La excavación se desarrolló empleando el método de post-corte, cuya finalidad fue dañar la roca lo menos posible mediante el atenuamiento de las cargas. La plantilla de barrenación y carga se muestra en Figura IV.8 "Plantilla de barrenación y carga unidades 1, 2 y 3". La Tabla IV.1 "Datos de la plantilla de barrenación", muestra características y detalles de la platilla de barrenación utilizadas en las unidades 1, 2 y 3.

IV.2.4 AMPLIACIÓN DE LOS CODOS SUPERIORES

El túnel ramal auxiliar de acceso a los codos superiores de las tuberías a presión por galería 4, tiene una sección de excavación tipo portal de dimensiones 3.2 m de ancho por 3.6 m de altura y una longitud total de 95.37 m, medidos de la bifurcación con la galería 4 (cadenamiento 0+000) a la intersección con la pared derecha de la tubería a presión unidad 3 (cadenamiento 0+095.37) el eje del ramal auxiliar se intercepta con el eje de las tuberías en los cadenamientos (referidos al ramal) 0+033.47 en la unidad 1, 0+062.17 en la unidad 2 y 0+090.87 en la unidad 3.

Una vez concluidas totalmente las excavaciones del túnel ramal auxiliar número 4 en su intersección con los codos superiores de las tuberías, a la elevación 154.25 msnm con la finalidad de despejar una mayor área de trabajo que permitiera las maniobras e instalaciones adecuadas de la máquina contrapocera que ejecutaría

FIGURA IV.8 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
UNIDADES 1, 2 Y 3



las excavaciones de los pozos pilotos, se tomó la decisión de ampliar las excavaciones del túnel ramal auxiliar en las intersecciones con el codo superior de las tuberías a presión, de acuerdo a las dimensiones de la máquina contrapocera y en función de no sobrepasar las líneas de proyecto de la excavación.

La ampliación en los codos superiores se realizó a través de una excavación de 9 m de longitud con sección portal de 8 m de ancho por 8 m de altura con respecto a los cadenamientos del túnel ramal auxiliar 4, las ampliaciones comprendieron de la pared izquierda a la pared derecha de las tuberías a presión, ver Figura IV.2 "Accesos a las tuberías a presión".

TABLA IV.1 “DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN”

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	3.20 m
Diámetro de barrenación	47.60 mm
Cantidad de barrenos	100
Longitud total de barrenación	320 m
Tiempo de barrenación	1.75 horas
Área de excavación	59.83 m ²
Total de explosivos	241.23 kg
Volumen teórico extraído	191.46 m ³
Densidad de carga	1.26 kg/m ³
Longitud efectiva	2.85 m
Eficiencia	89.06%
Volumen real extraído	170.52 m ³
Coefficiente de barrenación	1.67 m/m ³
Rendimiento de barrenación	182.86 m/hora

En la unidad 1: del cadenamiento 0+028.97 al cadenamiento 0+037.97

En la unidad 2: del cadenamiento 0+057.67 al cadenamiento 0+066.67

En la unidad 3: del cadenamiento 0+086.37 al cadenamiento 0+095.37

Tanto las excavaciones del ramal auxiliar en su intersección con los codos superiores como las ampliaciones correspondientes, se realizaron mediante el uso del explosivo Anfo, Hidrogel, detonadores no eléctricos Nonel y cordón detonante Primacord.

La barrenación para éstas excavaciones se realizó mediante dos perforadoras de pierna (neumáticas); con un diámetro de perforación de 31.75 mm y una longitud de 2.4 m la carga de explosivos se efectuó de la siguiente manera: en los barrenos de la cuña se colocó Hidrogel manualmente, en los ayudantes de la cuña y en los interiores manualmente se colocó Hidrogel como carga de fondo y, neumáticamente Anfo como carga de columna en los barrenos del contorno fueron

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

empleadas cargas pequeñas de Hidrogel. Las voladuras se efectuaron mediante el método de post-corte, el sistema de encendido fue a base de estopines Nonel conectados a una línea troncal de cordón Primacord, el sistema de iniciación fue a base de un sistema eléctrico (explosor) o en ocasiones mecha de seguridad y fulminante.

La ventilación del área de trabajo se controló mediante ventilación forzada (introduciendo aire), utilizando para ello dos ventiladores de 75 HP que se instalaron en el portal de acceso a la galería 4, en la excavación 138 msnm la rezaga se llevó a cabo utilizando un equipo de bajo perfil un Toro 400D de Tamrock, este equipo se muestra en la Figura IV.9 "Toro 400D", este equipo transportó el material producto de la voladura desde el frente de ataque hasta el portal de acceso a la galería para posteriormente ser cargado y depositado en la cortina o bancos establecidos.

Con el objetivo de facilitar el tránsito del equipo de rezaga, primeramente se realizó la ampliación en la unidad 1, posteriormente en la unidad 2 y finalmente en la unidad 3.

El volumen total excavado en el túnel ramal auxiliar 4 fue de 1026 m³ efectuado en dos meses.

Las tres ampliaciones se excavaron en 1.7 meses con un volumen total de 1435 m³. Las ampliaciones en el codo superior de las tuberías a presión se desarrollaron en las siguientes fechas:

- Unidad 1: marzo de 1991
- Unidad 2: abril y mayo de 1991
- Unidad 3: abril de 1991

FIGURA IV.9 TORO 400D



IV.2.5 EXCAVACIÓN DEL TRAMO INCLINADO A 52°

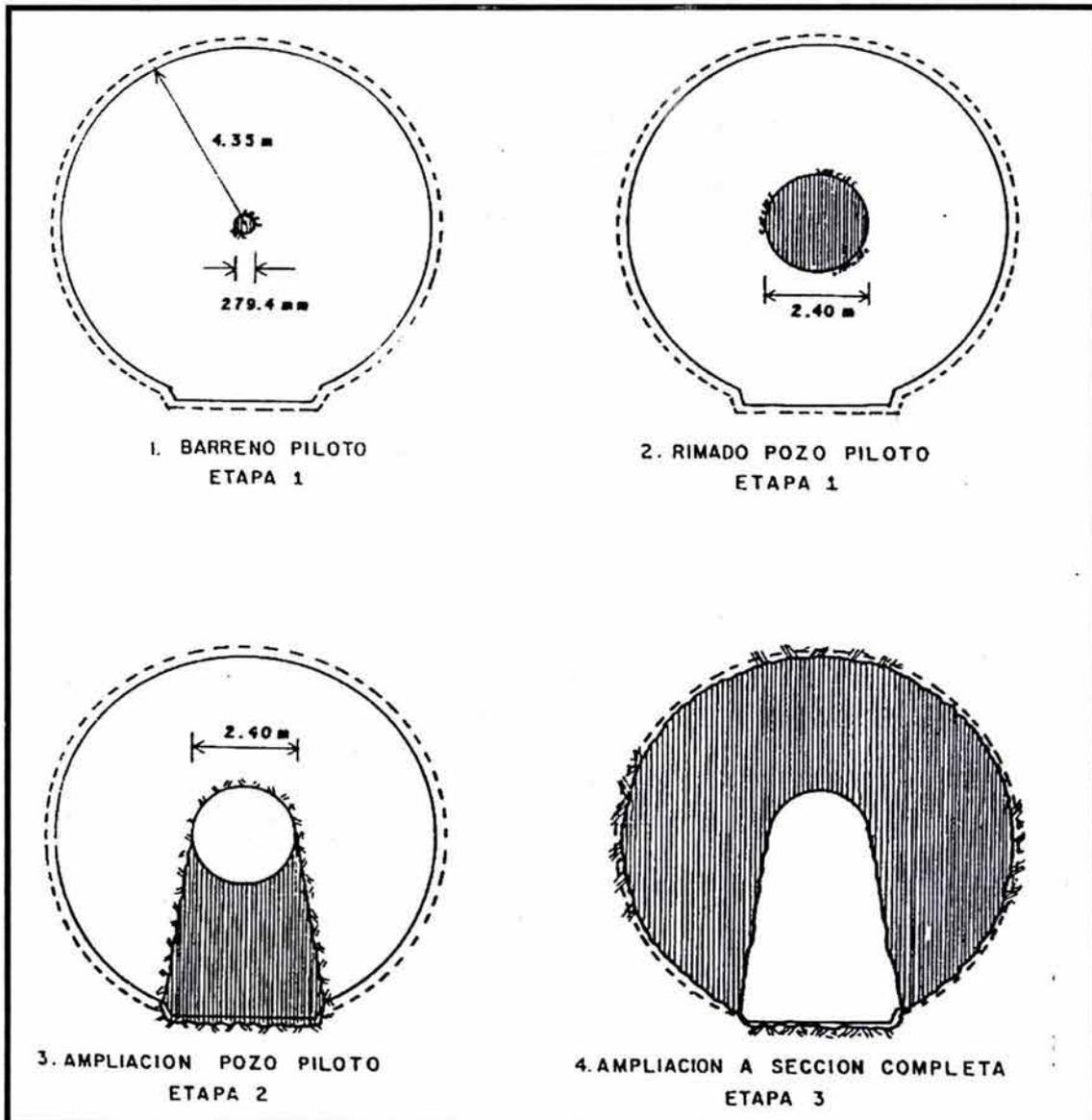
Una vez concluida la ampliación en el codo superior y en el túnel de acceso a la parte baja de cada una de las tuberías a presión, se procedió a la excavación del tramo inclinado comprendido entre las excavaciones 154.25 msnm (elevación del piso en el codo superior) y 61.35 msnm (elevación de la clave del túnel de acceso a los codos inferiores). Este tramo, inclinado a 52° descendentes respecto a una horizontal, tenía una longitud de 117.89 m y comprendió una parte del codo superior, la zona de reducción, la rama inclinada y una parte del codo inferior. Las excavaciones de los tramos inclinados a 52° de las tuberías a presión se realizaron en tres etapas cada una las cuales se muestran en la Figura I.10 “Etapas de excavación en el tramo inclinado a 52°”.

IV.2.5.1 ETAPA 1: PERFORACIÓN DEL BARRENO PILOTO Y EXCAVACIÓN DEL POZO PILOTO

Para la perforación del barreno piloto y la excavación (rimado) del pozo piloto se

realizó utilizando una máquina Contrapocera Robbins tipo 61-r, a continuación se

**FIGURA IV.10 ETAPAS DE EXCAVACIÓN EN EL
TRAMO INCLINADO A 52°**



muestra la Figura IV.11 "Máquina contrapocera Robbins tipo 61-r". El ciclo de operación de perforación y rimado con la máquina contrapocera es el siguiente:

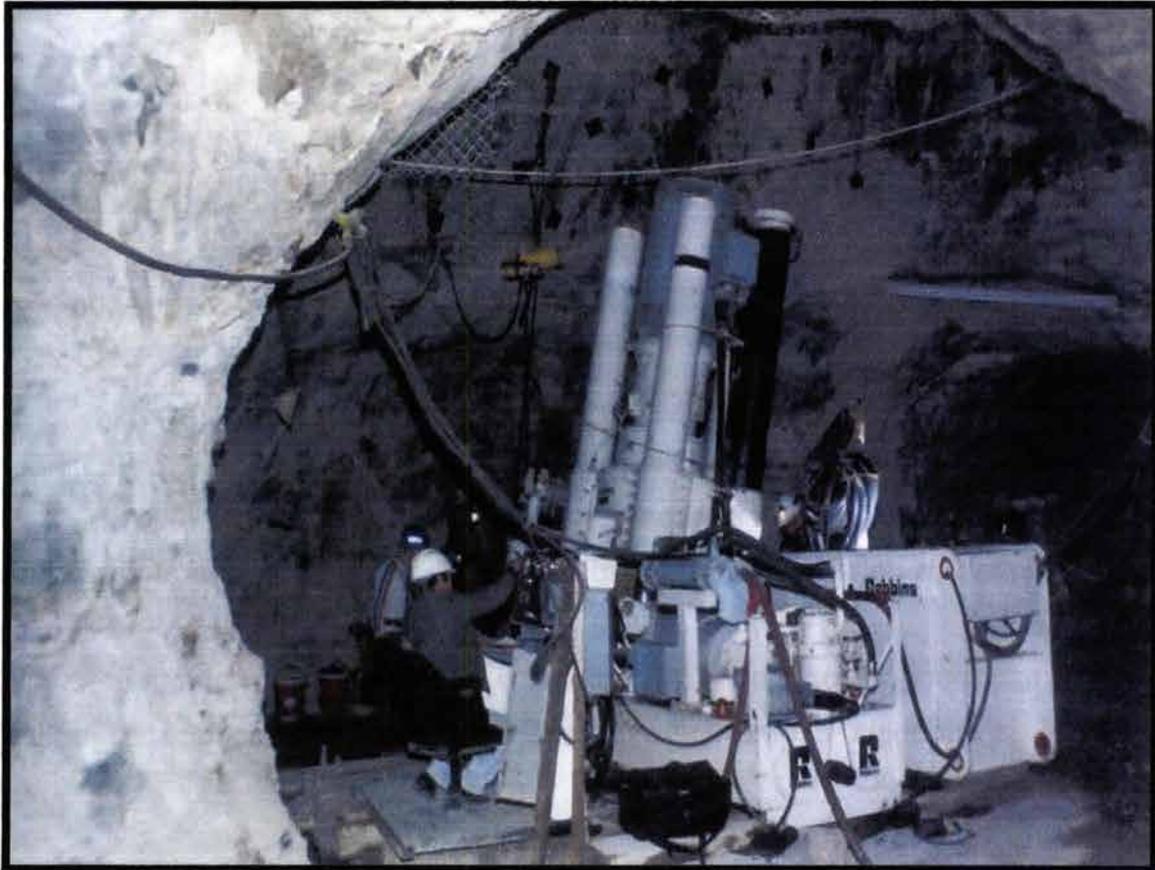
1) Instalación de la máquina contrapocera.

Todas las instalaciones necesarias para el funcionamiento de la máquina consistieron en:

- Determinación del sitio adecuado donde se montaría la máquina contrapocera.
- Barrenación, colocación e inyección de anclas al piso.
- Colado de una plantilla de concreto simple.
- Colocación de dos patines o vigas sobre la plantilla.
- Montaje o colocación y fijación de la máquina contrapocera sobre los patines.
- Ubicación del punto donde se perforaría el barreno piloto.
- Construcción del sistema de reciclaje del agua.
- Instalación de implementos para la suministración de energía eléctrica.
- Asignación de una área adecuada en la que se almacenaría el equipo de trabajo.
- Trazo topográfico: consistió en alinear y dar la dirección correcta del brazo de la máquina contrapocera, según los fines o planes que se tenían contemplados.

2) La máquina contrapocera perforó un barreno piloto de 279 mm de diámetro en toda la longitud del proyecto. Primeramente se colocó una broca especial que rompió la roca al inicio de la perforación, posteriormente esta broca rompedora se cambió por una broca-guía y se continuó con la perforación utilizando tubería de perforación que se acopló conforme se profundizó en el barreno. El recorte producto de la barrenación y el enfriamiento de la roca misma se controlaron mediante la inyección de agua a la tubería de perforación, llegando esta a la broca-guía y brotando a la superficie a través del barreno, el agua que salía se llevo mediante un canal a un depósito (pileta) de desazolve, donde se bombeó a la máquina contrapocera y nuevamente se inyectó a la tubería de perforación para reiniciar el ciclo.

**FIGURA IV.11 MÁQUINA CONTRAPOCERA ROBBINS
TIPO 61-R**



- 3) Una vez que la broca-guía salió a la parte baja (se concluyó la perforación del barreno piloto), se desacopló la broca y en sustitución se acopló una cabeza rimadora (rima) de 2.40 m de diámetro.
- 4) La máquina contrapocera jaló la rima hacia arriba al mismo tiempo que le impuso rotación, iniciándose así el proceso de rimado o excavación del pozo piloto
- 5) El material producto del rimado (excavación) cayó al fondo del contrapozo y se retiró hacia fuera de las obras subterráneas.

En la Figura IV.12 "Ciclo de operación y rimado" se muestra a detalle el ciclo de operación y rimado de la máquina contrapocera.

Por las condiciones de acceso que presentaba el túnel ramal auxiliar 4 se optó por iniciar la excavación del pozo piloto en la unidad 3 posteriormente en la unidad 2 y finalmente en la unidad 1, con la finalidad de conservar el acceso para la maquinaria. Ver Figura IV.13 "Ubicación del barreno piloto".

Es importante mencionar que en las tres unidades de las tuberías a presión, la perforación del barreno se hizo paralelamente al eje de las tuberías a presión, es decir paralelo al eje longitudinal y en cuanto a inclinación se refiere, a 52° descendientes respecto a la horizontal. En ninguna de las tres unidades se perforó el barreno exactamente sobre el eje de la tubería, debido a que se trataba de una perforación inclinada, por peso propio de las tuberías de perforación (barras) el barreno piloto tendería a desplazarse hacia abajo y posiblemente saldría fuera de la zona de excavación en el codo inferior.

La alineación y dirección del brazo de la máquina contrapocera se logró topográficamente utilizando, un tránsito por la alineación longitudinal y un clisímetro para darle la inclinación descendente. En promedio, por unidad: la perforación del barreno piloto con longitud de 117.892 m se efectuó en un total de 63 horas para un avance de 1.871 m/hora el rimado con una rotación media de 10 rpm se ejecutó en un total de 134 horas, obteniéndose un avance de 0.88 m/hora.

La excavación de los pozos piloto (etapa 1) inició en mayo de 1991 con la perforación del barreno piloto de la unidad 3 y finalizó en agosto de 1991 con el rimado de la unidad 1.

A continuación se describe la 2ª etapa de la excavación de las tuberías a presión.

FIGURA IV.12 CICLO DE OPERACIÓN Y RIMADO

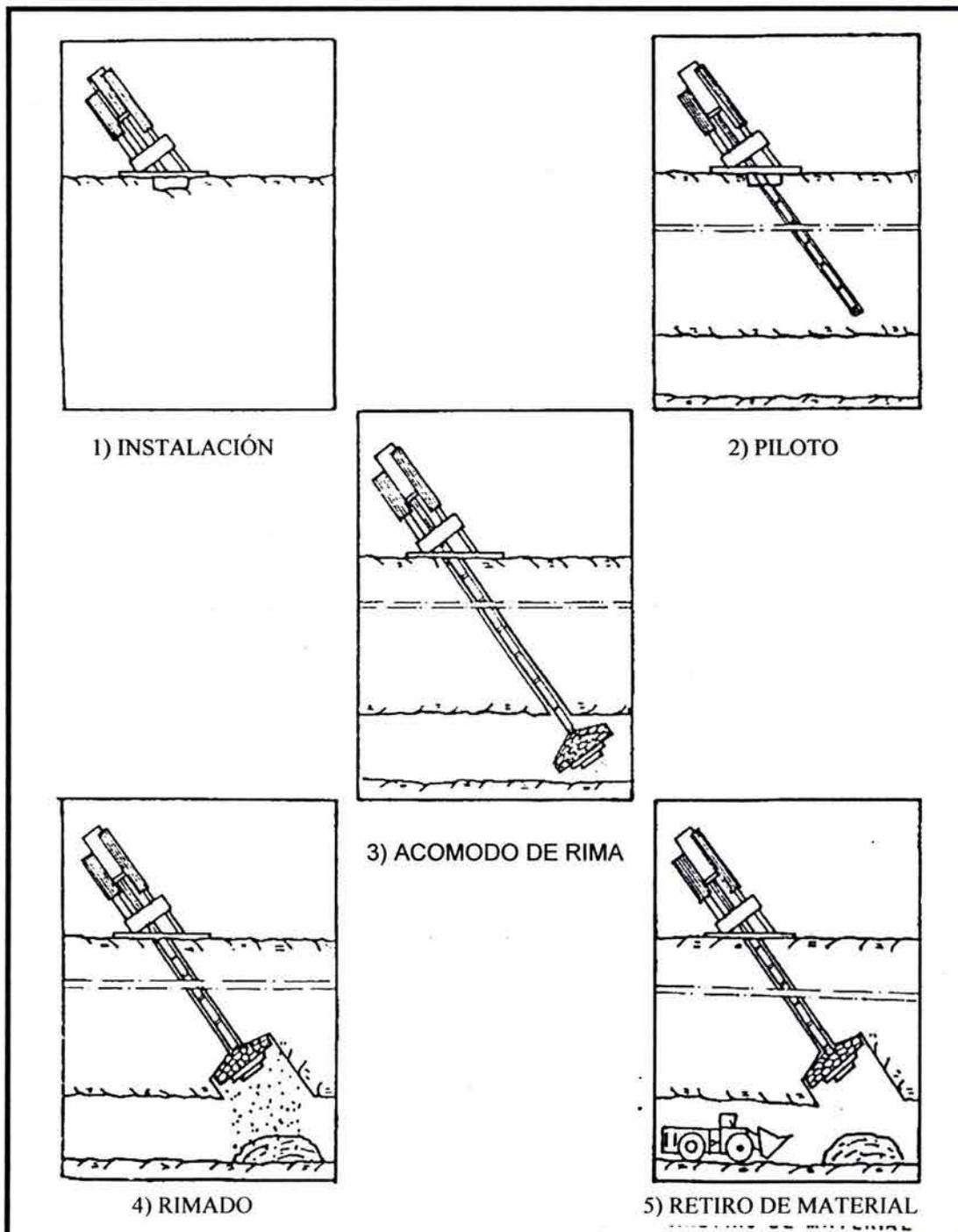
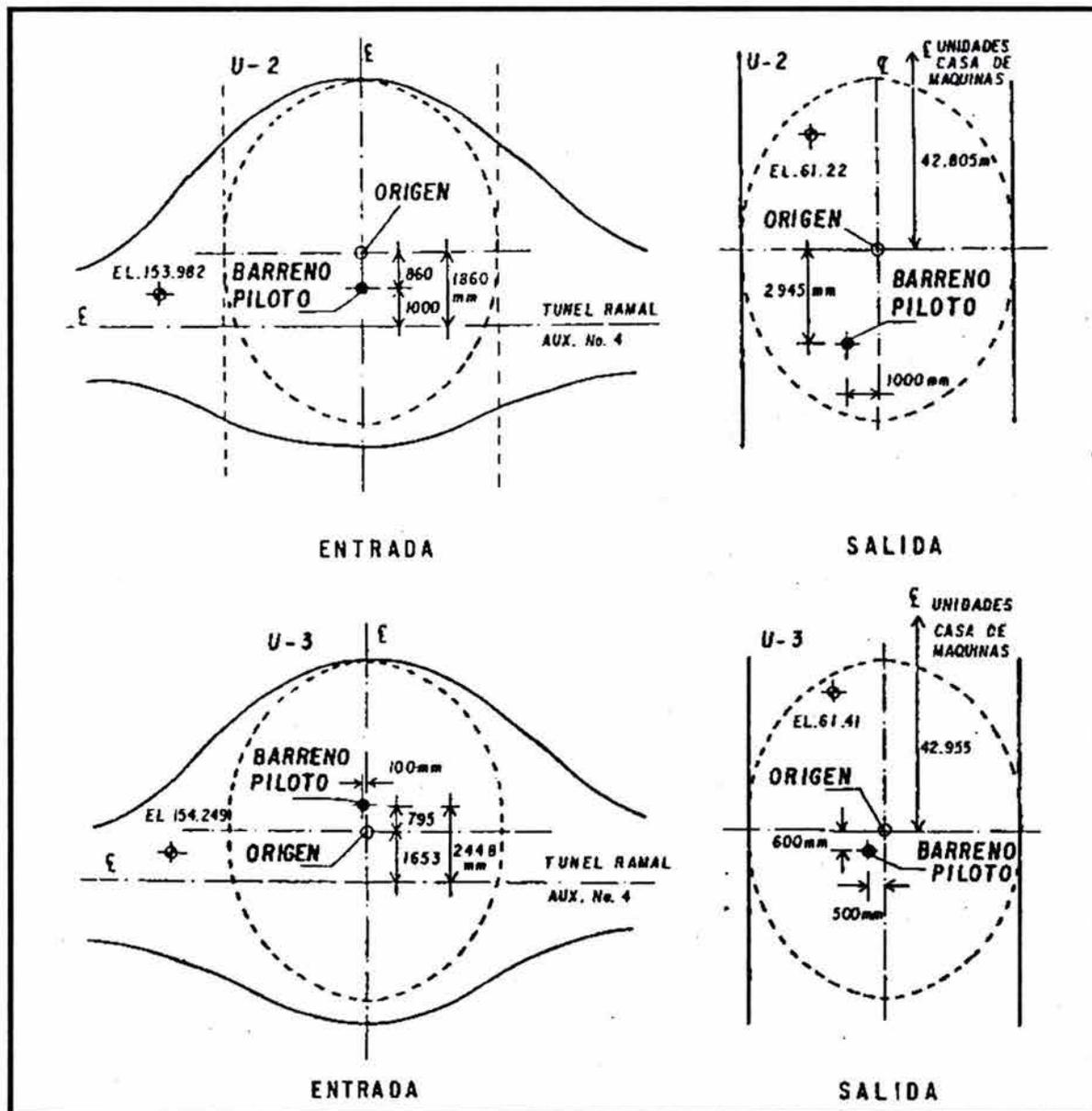


FIGURA IV.13 UBICACIÓN DEL BARRENO PILOTO



IV.2.5. 2 ETAPA 2: AMPLIACIÓN DEL POZO PILOTO

Ante los problemas presentados durante la construcción de los túneles para las tuberías a presión en otros complejos hidroeléctricos, la experiencia adquirida de los mismos fue decisiva en el procedimiento de excavación de los tramos inclinados a 52° de las tuberías a presión de la Central Hidroeléctrica, una vez que

se concluyó el rimado del pozo piloto se descartó la excavación de los túneles a sección completa y se optó primeramente por hacer una ampliación del pozo piloto en toda la longitud para, posteriormente hacer la ampliación a sección completa.

Este procedimiento tuvo como objetivo principal: evitar que el pozo piloto se obstruyera con la roca fragmentada producto de todas las excavaciones a sección completa y que consecuentemente, provocara trabajos extraordinarios para destapar el pozo, representando posibles retrasos en cuanto al programa de obra, pérdidas económicas y riesgos por seguridad del personal de trabajo.

Al tener una mayor área con la ampliación del pozo este riesgo se reduciría considerablemente puesto que el volumen a sección completa disminuiría, facilitándose de esta manera el desalojo de la rezaga a través del pozo ampliado. La excavación de la segunda etapa representó beneficios tales como permitir la colocación o montaje de rieles y el empaque de los mismos con concreto hidráulico de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, en la zona de la cubeta, de esta manera aún sin terminar totalmente las excavaciones de los túneles, se avanzaría en la construcción de éstas estructuras requeridas para el lanzado o montaje de los tubos o anillos metálicos que constituirán el blindaje metálico de las tuberías a presión, consumada esta fase de construcción, permitió la búsqueda de nuevas soluciones que, aprovechando las estructuras de los rieles para el montaje de los anillos metálicos, se utilizaron éstas para facilitar el acceso e implemento de estructuras y/o equipo que auxiliarían en las excavaciones a sección completa de los tramos inclinados a 52° , se tuvo un avance del 25.50 % aproximadamente en las excavaciones el tramo inclinado a 52° de cada unidad, además el 100 % de colocación de empaque de riel.

La excavación para la ampliación del pozo piloto en cada uno de los tramos inclinados a 52° , se llevó a cabo mediante el sistema de banqueos con el uso de

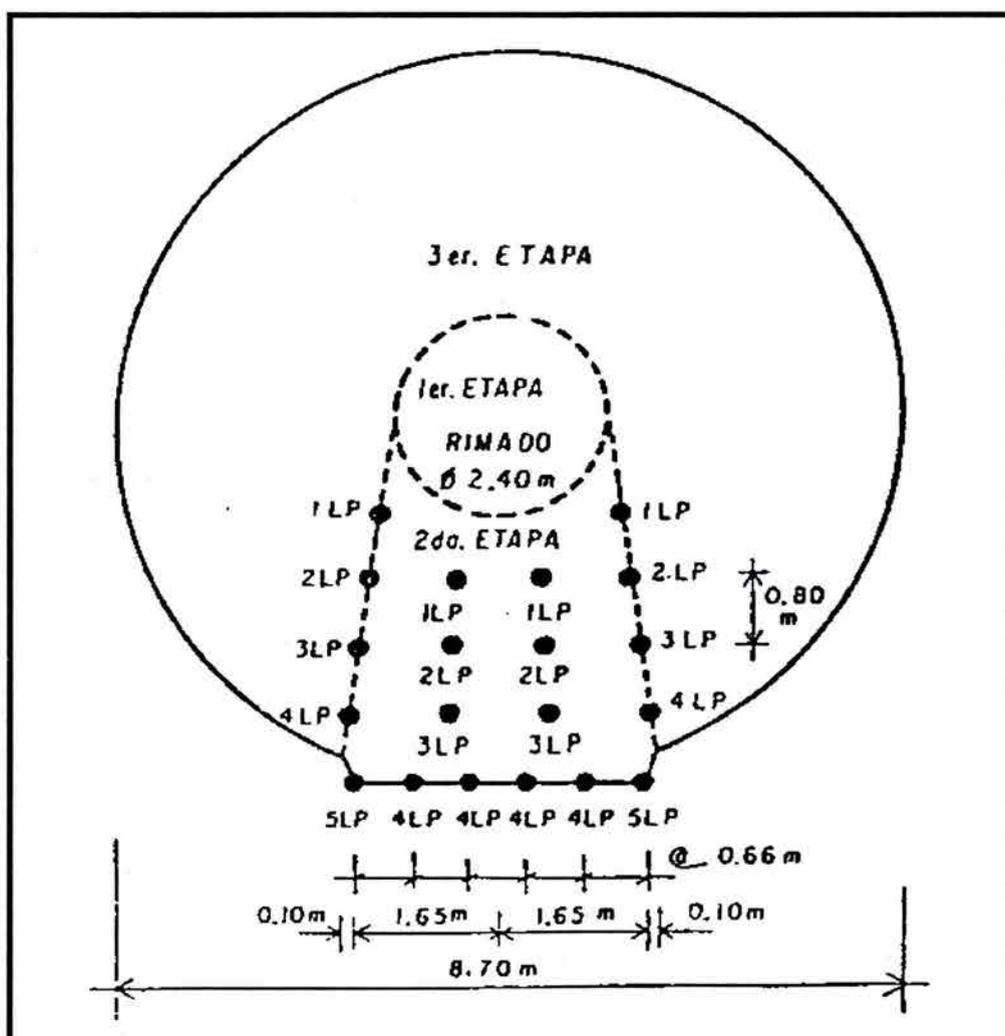
explosivos (Hidrogel). La barrenación se realizó utilizando máquinas neumáticas perforadoras de piso y piernas, equipadas con acero integral de longitudes 0.80 m, 1.60 m, 2.40 m y pastillas de tungsteno de 38.10 mm. El sentido de ataque de la excavación fue de arriba hacia abajo es decir, de la parte superior de la parte inclinada de la elevación 154.2 msnm hacia la clave del túnel horizontal en la parte baja de la tubería, a la elevación 61.35 msnm aprovechándose de esta manera el pozo piloto para la rezaga del material producto de las excavaciones.

Para cada banqueo, una vez trazado el contorno que delimitaba el área para la excavación de la etapa 2, ampliación del pozo piloto a 15.26 m² se procedió a la barrenación de la misma con una longitud promedio de 2.40 m y un diámetro de 3.81 cm. Enseguida se cargaron los barrenos con explosivo tipo Hidrogel, utilizando bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8") y peso de 0.118 kg cada una. La Figura IV.14 "Plantilla de barrenación y carga para la unidad 1", Figura IV.16 "Plantilla de barrenación y carga para la unidad 2" y Figura IV.18 "Plantilla de barrenación y carga para la unidad 3", muestran las plantillas de barrenación y carga correspondientes a la excavación de la segunda etapa en las unidades 1, 2 y 3, respectivamente. La Figura IV.15 "Análisis para la barrenación en la unidad 1", Figura IV.17 "Análisis para la barrenación en la unidad 2" y Figura IV.19 "Análisis para la barrenación en la unidad 3", muestra el análisis para la barrenación post-corte e interior para cada una de las unidades respectivamente.

Una vez efectuada la detonación y dada la ventilación adecuada en el área de trabajo se procedía a la rezaga del material, producto de la voladura en forma manual y mediante soplete con aire a presión arrojando la roca a través del pozo piloto hacia la parte baja de la tubería a presión para su posterior retiro utilizando un cargador frontal 90c-Terex y camiones fuera de carretera Terex-3307 con capacidad para 44 toneladas. Éste tipo de vehículo se muestra en la Figura IV.20 "Camiones fuera de carretera Terex-3307".

El retiro de la rezaga se hizo a través del túnel auxiliar de acceso a la parte baja de las tuberías a presión y del túnel de acceso a la casa de máquinas. Concluida la rezaga manual en la parte superior de la excavación, se reiniciaba el ciclo de actividades.

FIGURA IV. 14 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 1

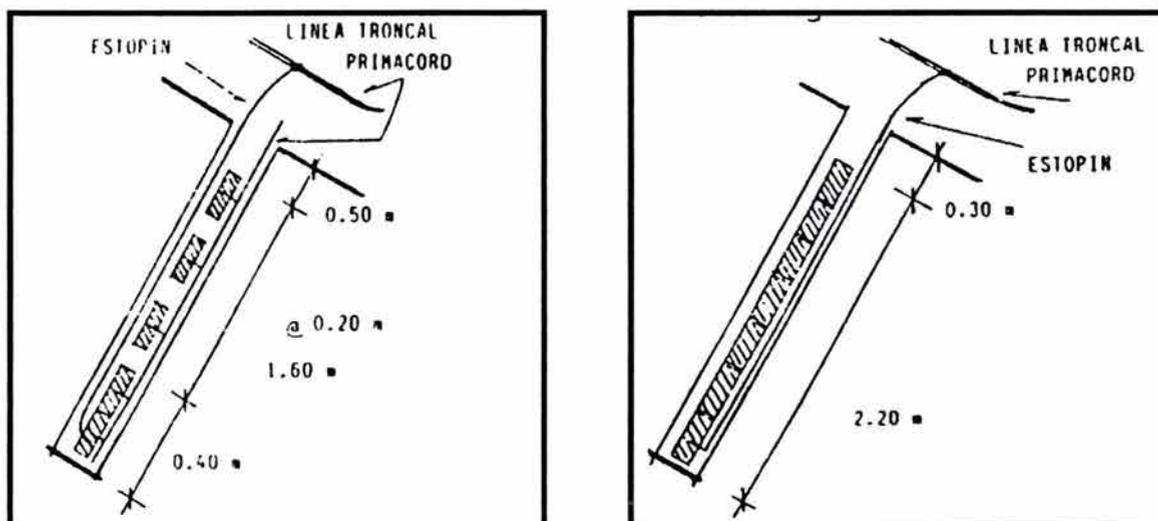


A continuación se muestra la Tabla IV.2 "Datos de la plantilla de barrenación y carga para la unidad 1".

**TABLA IV.2 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 1**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Cantidad de barrenos	20
Barrenos de post-corte	6
Barrenos interiores	14
Longitud total de barrenación	48 m
Tiempo de barrenación	2.81 horas
Área de excavación	10.73 m ²
Total de explosivos	22.42 kg
Volumen teórico extraído	25.76 m ³
Densidad de carga	0.87 kg/m ³
Longitud efectiva	2.13 m
Eficiencia	89.08%
Volumen real extraído	22.95 m ³
Coefficiente de barrenación	1.86 m/m ³

**FIGURA IV.15 ANÁLISIS PARA LA BARRENACIÓN
EN LA UNIDAD 1**



UNIDAD 1

- Análisis para la barrenación de post-corte (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

Carga de fondo (2 bombillos)

$$CF = (2)(0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

Carga de columna (4 bombillos)

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

Carga por barreno

$$CB = CF + CC = 0.708 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte

$$CP = (6 \text{ barrenos})(0.708 \text{ kg}) = 4.2489 \text{ kg}$$

- Análisis para la barrenación interior (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

Carga por barreno

$$CB = (11 \text{ bombillos})(0.118 \text{ kg}) = 1.298 \text{ kg}$$

Carga total de interiores

$$CI = (14 \text{ barrenos})(1.298 \text{ kg}) = 18.172 \text{ kg}$$

Carga total (plantilla de 20 barrenos de 1 ½" (3.81 cm) de diámetro por 2.40 m).

$$CT = CP + CI = 22.42 \text{ kg}$$

Volumen de excavación.

$$V = (L)(A) = (2.40 \text{ m})(10.73 \text{ m}^2) = 25.76 \text{ m}^3$$

Factor de carga

$$FC = CT/V = 22.42 \text{ kg}/25.76 \text{ m}^3 = 0.87 \text{ kg/m}^3$$

FIGURA IV. 16 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 2

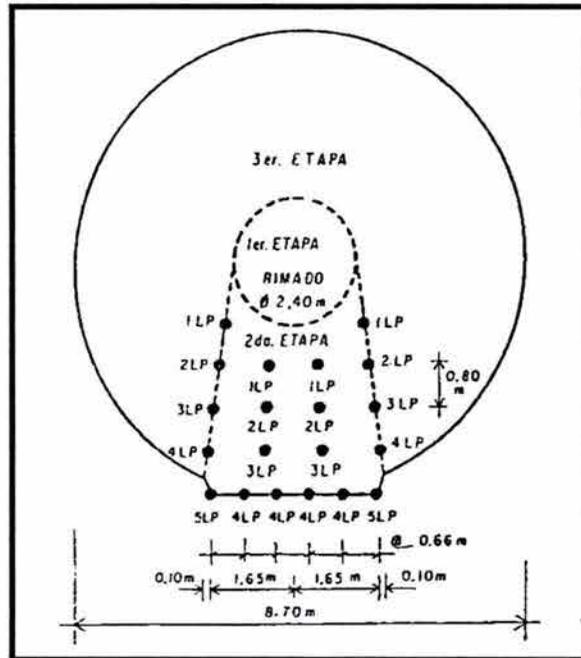
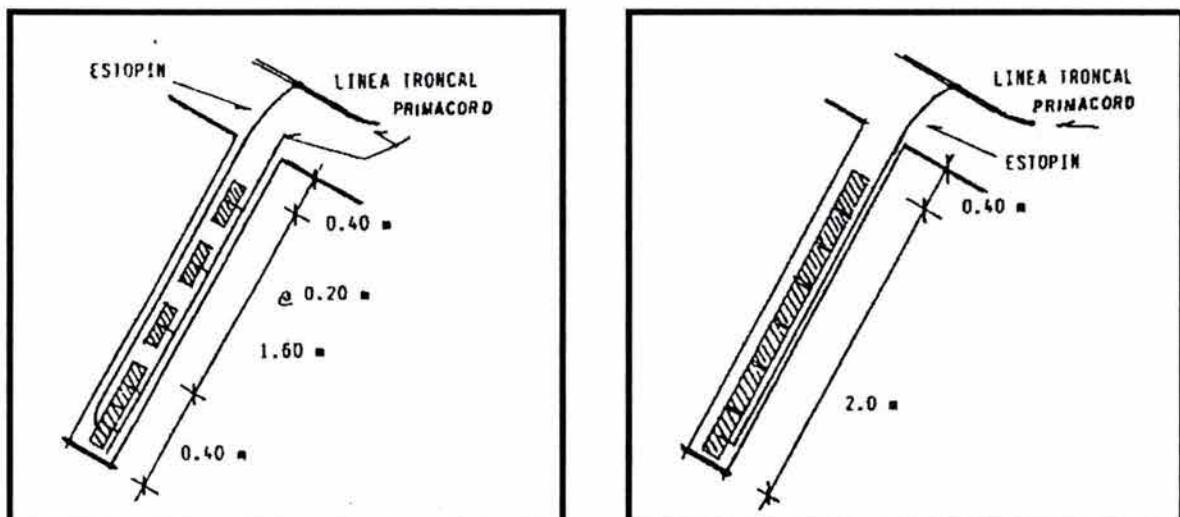


FIGURA IV.17 ANÁLISIS PARA LA BARRENACIÓN
EN LA UNIDAD 2



A continuación se muestra la Tabla IV.3 "Datos de la plantilla de barrenación y carga para la unidad 2".

**TABLA IV.3 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 2**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Cantidad de barrenos	20
Barrenos de post-corte	6
Barrenos interiores	14
Longitud total de barrenación	48 m
Tiempo de barrenación	3.62 horas
Área de excavación	10.73 m ²
Total de explosivos	20.76 kg
Volumen teórico extraído	25.76 m ³
Densidad de carga	0.81 kg/m ³
Longitud efectiva	2.06 m
Eficiencia	85.96%
Volumen real extraído	22.14 m ³
Coefficiente de barrenación	1.86 m/m ³
Rendimiento de barrenación	13.24 m/hora

UNIDAD 2

- Análisis para la barrenación de post-corte (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

Carga de fondo (2 bombillos)

$$CF = (2)(0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

Carga de columna (4 bombillos)

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

Carga por barreno

$$CB = CF + CC = 0.708 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte

$$CP = (6 \text{ barrenos})(0.708 \text{ kg}) = 4.2489 \text{ kg}$$

- Análisis para la barrenación interior (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

Carga por barreno

$$CB = (10 \text{ bombillos})(0.118 \text{ kg}) = 1.18 \text{ kg}$$

Carga total de interiores

$$CI = (14 \text{ barrenos})(1.18 \text{ kg}) = 16.52 \text{ kg}$$

Carga total (plantilla de 20 barrenos de 1 ½" (3.81 cm) de diámetro por 2.40 m).

$$CT = CP + CI = 20.768 \text{ kg}$$

Volumen de excavación.

$$V = (L)(A) = (2.40 \text{ m})(10.73 \text{ m}^2) = 25.76 \text{ m}^3$$

Factor de carga

$$FC = CT/V = 20.768 \text{ kg}/25.76 \text{ m}^3 = 0.806 \text{ kg/m}^3$$

UNIDAD 3

- Análisis para la barrenación de post-corte (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

Carga de fondo (2 bombillos)

$$CF = (2)(0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

Carga de columna (4 bombillos)

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Carga por barreno

$$CB = CF + CC = 0.708 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte

$$CP = (7 \text{ barrenos})(0.708 \text{ kg}) = 4.96 \text{ kg}$$

- Análisis para la barrenación interior (bombillos de 2.54 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), y peso de 0.118 kg cada uno).

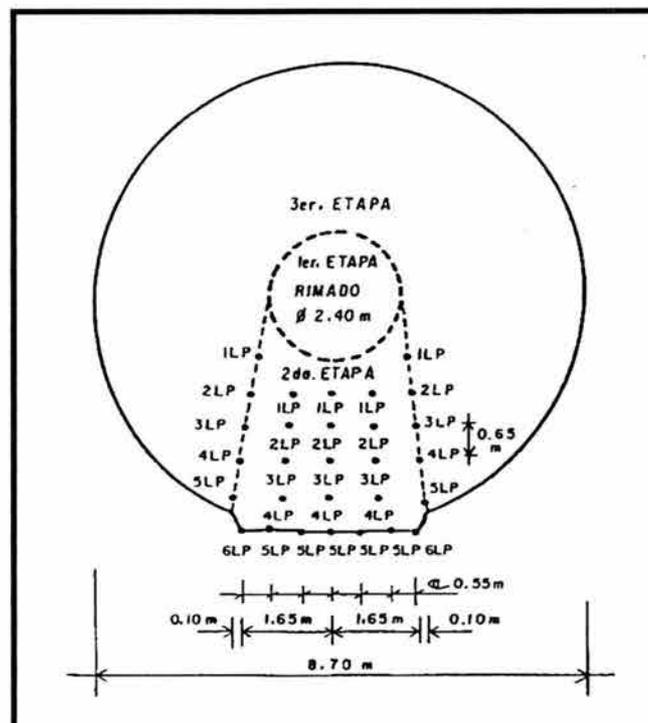
Carga por barreno

$$CB = (10 \text{ bombillos})(0.118 \text{ kg}) = 1.18 \text{ kg}$$

Carga total de interiores

$$CI = (22 \text{ barrenos})(1.18 \text{ kg}) = 25.96 \text{ kg}$$

**FIGURA IV. 18 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 3**

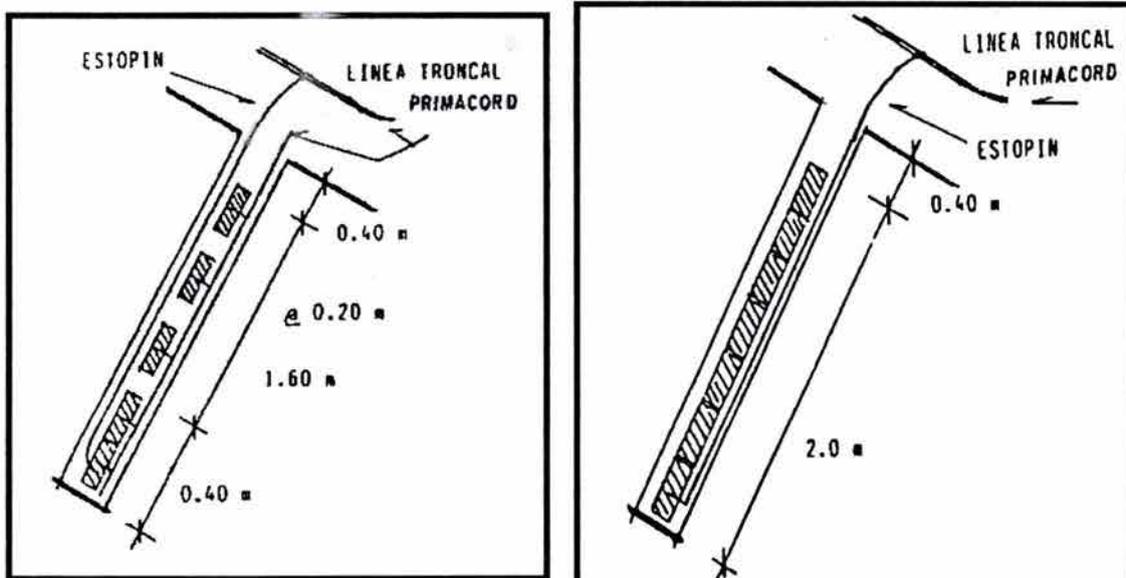


A continuación se muestra la Tabla IV.4 "Datos de la plantilla de barrenación y carga para la unidad 3".

**TABLA IV.4 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
PARA LA UNIDAD 3**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Cantidad de barrenos	29
Barrenos de post-corte	7
Barrenos interiores	22
Longitud total de barrenación	69.60 m
Área de excavación	10.73 m ²
Total de explosivos	30.92 kg
Volumen teórico extraído	25.76 m ³
Densidad de carga	1.20 kg/m ³
Coefficiente de barrenación	2.70 m/m ³

**FIGURA IV.19 ANÁLISIS PARA LA BARRENACIÓN
EN LA UNIDAD 3**



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Carga total (plantilla de 34 barrenos de 1 ½" (3.81 cm) de diámetro por 2.40 m).

$$CT = CP + CI = 30.92 \text{ kg}$$

Volumen de excavación.

$$V = (L)(A) = (2.40 \text{ m})(10.73 \text{ m}^2) = 25.76 \text{ m}^3$$

Factor de carga

$$FC = CT/V = 30.92 \text{ kg}/25.76 \text{ m}^3 = 1.19 \text{ kg/m}^3$$

FIGURA IV.20 CAMIONES FUERA DE CARRETERA TEREX-3307



El avance promedio de excavación que se obtuvo fue de 2.10 m por ciclo, que representa el 87.50 % de eficiencia; lográndose un avance mensual aproximado de 78.75 y 65.21 metros lineales en las unidades 1 y 2, respectivamente.

Los periodos de excavación de la segunda etapa en los tramos inclinados de los túneles para las tuberías a presión fueron las siguientes:

Unidad 1: Inició el 19 octubre de 1991 y terminó el 2 de marzo de 1992, con un total de 47 días de trabajo correspondientes a 1,056 horas hábiles.

Unidad 2: Inició el 21 de septiembre de 1991 y concluyó el 4 de diciembre de 1991, con un total de 60 días de trabajo correspondiente a 1,352 horas hábiles.

Unidad 3: Inició el 28 de junio de 1991 y terminó el 3 de octubre de 1991, con un total de 55 días de trabajo aproximadamente.

La Tabla IV.5 "Ciclo de excavación de la segunda etapa en el tramo inclinado a 52°, unidad 1" y la Tabla IV.6 "Ciclo de excavación de la segunda etapa en el tramo inclinado a 52°, unidad 2", muestran los ciclos de excavaciones de la segunda etapa en el tramo inclinado a 52° de las unidades 1 y 2, el ciclo de la unidad 3 no se presenta en este documento dado que es de características similares a las de las unidades 1 y 2.

**TABLA IV.5 CICLO DE EXCAVACIÓN DE LA SEGUNDA ETAPA EN EL
TRAMO INCLINADO A 52°, UNIDAD 1**

ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
Trazo	0.564
Barrenación	2.818
Carga	1.759
Detonación de dinamita-ventilación	0.482
Rezaga	6.136
Tiempos muertos	7.441
Total	19.200
Ciclos por día	1.25 ciclos

Muchos factores contribuyeron en los tiempos registrados en los ciclos de excavación resultantes debido a que por las condiciones y características de cada

uno de los túneles inclinados, representaron una labor tediosa, complicada y de alto riesgo. Uno de los factores principales fueron las dificultades físicas de acceso y salida de los frentes de excavaciones, así como las condiciones de trabajo dentro de los túneles inclinados como fue la inconveniencia ante la posibilidad de instalar agua a las perforadoras de piso, provocándose una crítica contaminación del área durante la barrenación y consecuentemente una disminución en los rendimientos.

**TABLA IV.5 CICLO DE EXCAVACIÓN DE LA SEGUNDA ETAPA EN EL
TRAMO INCLINADO A 52°, UNIDAD 2**

ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
Trazo	0.908
Barrenación	3.623
Carga	1.667
Detonación de dinamita-ventilación	0.496
Rezaga	4.943
Tiempos muertos	11.542
Total	23.179
Ciclos por día	1.035 ciclos

Para salvar un poco y gradualmente estos obstáculos, se recurrió a instalaciones auxiliares que facilitaron y mejoraron las condiciones de trabajo y seguridad para la optimización de las jornadas de trabajo tales como:

- En las unidades 1 y 2 se instalaron ó colocaron escaleras marinas y sogas que permitieran la entrada del personal obrero al frente de ataque y la salida del mismo. Las escaleras se fabricaron en tramos de 10 m con varillas de acero corrugada de diámetro 19.05 mm consistían en: dos varillas longitudinales separadas 40 cm y escalones con varillas transversales de longitud 40 cm separadas a cada 30 cm.

- Conforme avanzaban las excavaciones se iban colocando tramos de escalera, fijándose el extremo superior de la escalera a colocar en el extremo inferior de la escalera última y antes colocada: fijándose además a la roca mediante anclaje empotrado.

- En la unidad 3 en la zona de la cubeta conforme avanzaba la excavación se iban colocando separadas entre sí, dos tuberías de 3" (7.62 cm) de diámetro cada una, que conducían aire y agua hasta el frente de ataque para alimentar a las máquinas perforadoras. Se habilitó un carro acondicionado y equipado con ruedas, de tal manera que se deslizara sobre las tuberías, para facilitar el acceso y el retiro del personal y equipo de trabajo al área de trabajo.

- En el piso de la plataforma a la excavación 154.25 msnm se instaló un malacate, marca Skagit, modelo G-70-CM, Tipo 2MRA-CC con motor de combustión diesel y doble tambor de tracción, con un peso total de 5,700 kg y una capacidad nominal de carga de 10,000 kg que hacía posible el ascenso o descenso del carro sobre las tuberías provisionales mediante un cable de acero torcido de diámetro 31.75 mm y longitud aproximada 120 m.

- Con el objetivo de mejorar la ventilación en el área de trabajo, en el portal de entrada a la galería de inspección y drenaje 4 se instaló un ventilador de 16 HP que generaba aire transportándose este a través de la galería 4 y del ramal auxiliar a cada una de las tuberías a presión mediante un ducto de vinil de diámetro 0.75 m.

- En las unidades 1 y 2 se instaló un malacate (de características similares a la de la unidad 3, descrito anteriormente) en el piso de la plataforma a elevación 154.25 msnm y se procedió a la colocación de los rieles en cada una de las tres unidades.

IV.2.5.3 ETAPA 3: AMPLIACIÓN A SECCIÓN COMPLETA

El plan era iniciar las excavaciones a sección completa en el tramo inclinado a 52° de cada unidad una vez que se hubieran concluido las excavaciones del tramo del túnel comprendido entre el talud de arranque en la obra de toma y el túnel ramal auxiliar 4 en su intersección con los codos superiores respectivamente. Éstos tramos de túnel comprenden las zonas de sección rectangular, transición y una parte del codo superior (Tramo bocatoma – transición – codo superior).

Las excavaciones de la ampliación a sección completa (tercer etapa) en los tramos inclinados a 52°, se iniciaron antes de que las excavaciones de los tramos bocatoma-transición-codo superior, respectivamente en cada una de las unidades, se comunicaran con el túnel auxiliar 4 en los codos superiores de las tuberías a presión.

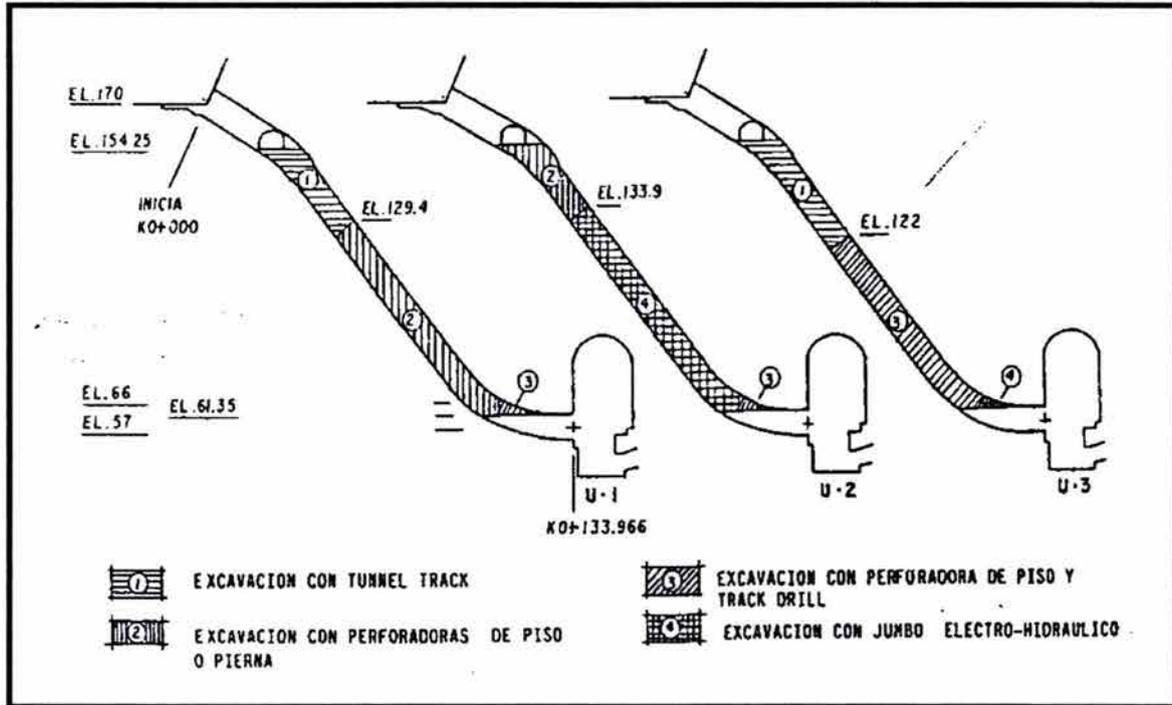
La Figura IV.21 “Excavación de la tercera etapa, tramos inclinados a 52°”, muestra los recursos utilizados para la excavación de la tercera etapa en los tramos inclinados de las tuberías a presión. El procedimiento de excavación se describe a continuación:

UNIDAD 1: EXCAVACIÓN CON TUNNEL-TRACK

Estando aún en proceso la excavación de la segunda etapa y antes de iniciar con las colocaciones de los rieles en forma alternada a ésta, se decidió iniciar con la excavación de la tercera etapa a partir del piso de la plataforma en la elevación 154.25 msnm. De igual manera que en la excavación de la segunda etapa, la ampliación a sección completa se realizó de arriba hacia abajo mediante el sistema de banqueos con el uso de explosivos como son, el Hidrogel, el cordón detonante Primacord, estopines de iniciación no eléctricos (Nonel) y eléctricos.

Para llevar a cabo estas excavaciones se optó por la ejecución de una barrenación

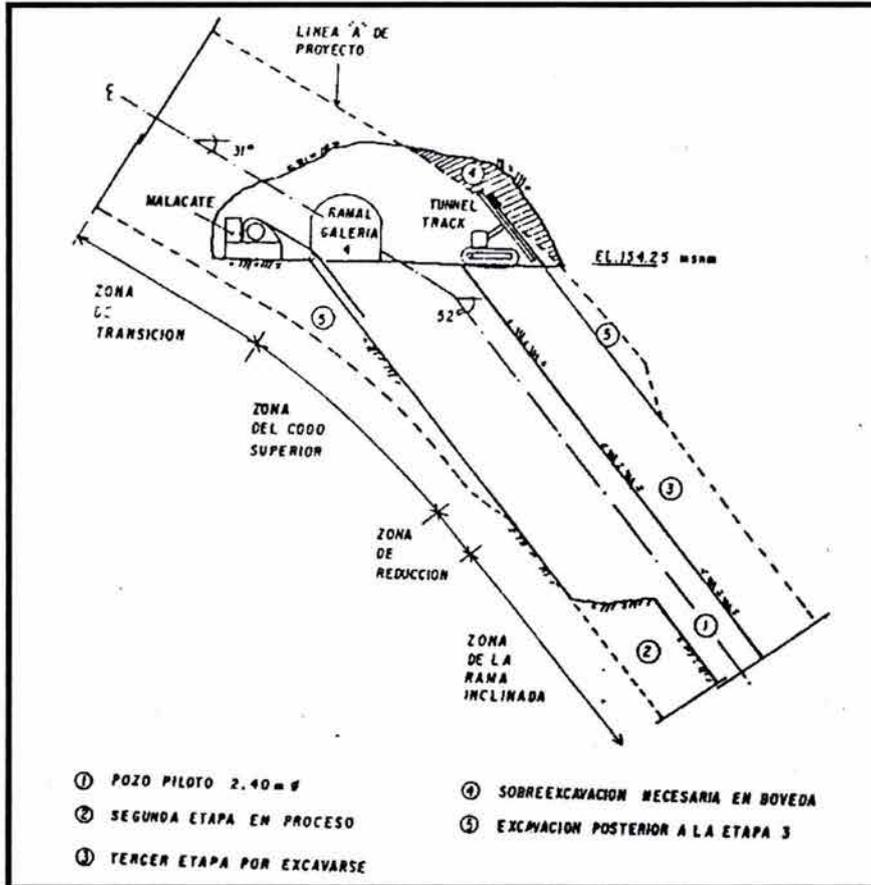
FIGURA IV.21 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA,
TRAMOS INCLINADOS A 52°



profunda utilizando como equipo de perforación un tunnel-track con martillo de fondo, neumático. Sin embargo, debido a las características del equipo de perforación y a las dimensiones de la ampliación del túnel ramal auxiliar 4 en su intersección con el codo superior de la tubería a presión, no era posible realizar la barrenación en el perímetro del túnel inclinado. Para ello fue necesario ampliar la excavación en la bóveda del codo superior hasta la línea "A" de proyecto, inclusive fue necesario sobre-excavarse un poco más de la línea "A", como se observa en la Figura IV.22 "Excavación con tunnel-track".

Una vez concluida la ampliación en el codo superior se procedió al trazo de la sección completa a la línea "A", en este caso, como el piso de la plataforma era horizontal la sección a trazar consistía en una elipse de dimensiones: semieje mayor 11.04 m y semieje menor 8.7 m.

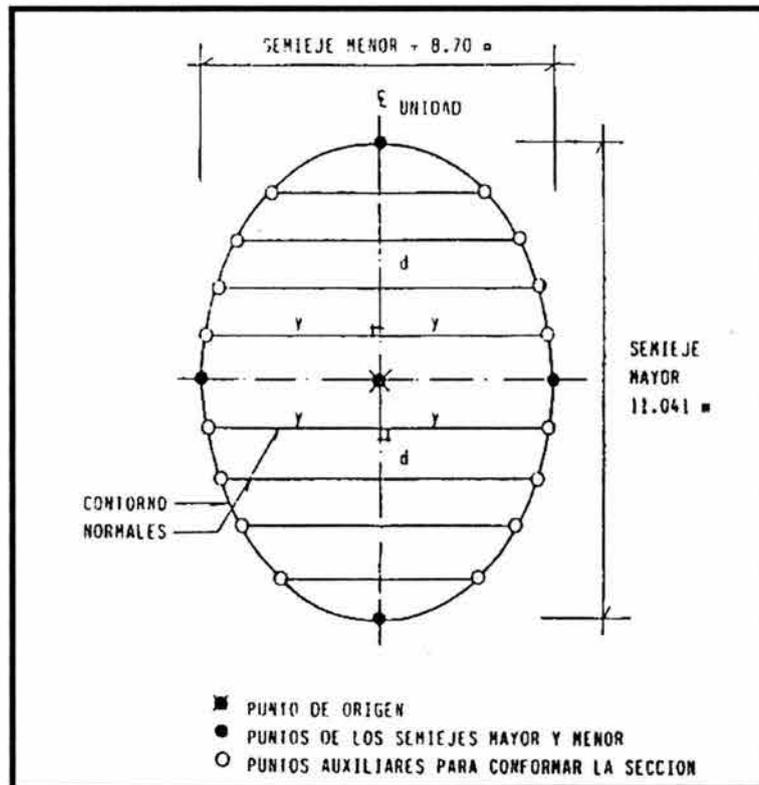
FIGURA IV.22 EXCAVACIÓN CON TUNNEL-TRACK



Para trazar topográficamente el contorno de la sección (elipse) de excavación, se trazó el punto de origen en el sitio donde se proyectaría el eje del túnel inclinado a 52° sobre la elevación del piso de la plataforma, enseguida longitudinalmente y paralelamente el eje de la tubería, opuestos entre sí con respecto al punto de origen se trazaron los dos puntos que constituían el semieje mayor de la elipse, luego, transversalmente al eje longitudinal de la tubería, sobre el punto de origen y opuestos entre sí con respecto a este, después se trazaron los dos puntos que conformaban el semieje menor. Enseguida en sentidos opuestos al punto de origen y partiendo de éste se trazaron una serie de normales al semieje mayor de la elipse separadas entre sí a una distancia "d", simultáneamente al trazo de cada

normal, opuestos entre sí con respecto al semieje mayor "y" a una distancia y previamente calculada, se trazaron los dos puntos que conformaban parte de la sección. Finalmente el contorno se dibujó uniendo con una línea los puntos trazados. Para tener una referencia de lo antes mencionado ver la Figura IV.23 "Trazo de la sección de excavación".

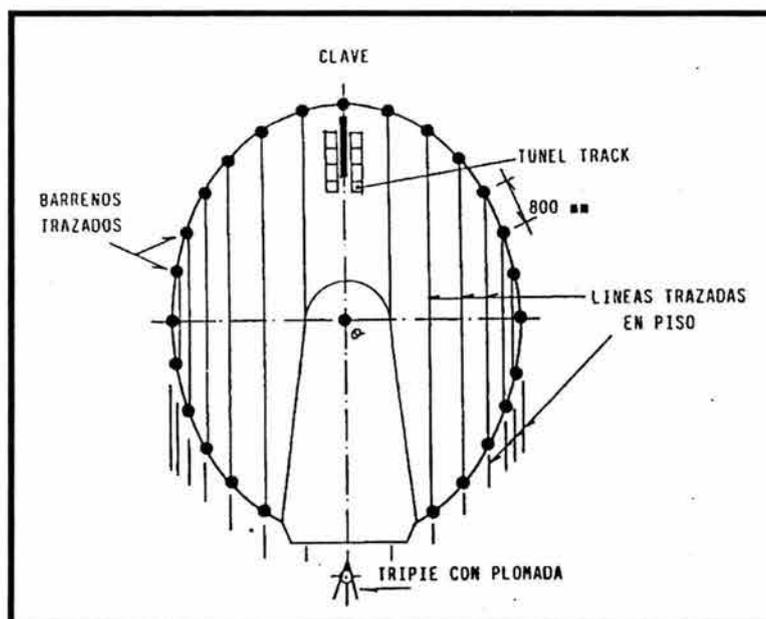
FIGURA IV.23 TRAZO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN



Luego partiendo del punto central de la clave, a cada 80 cm se marcaron sobre el contorno de la sección los puntos sobre los que se ejecutaría la barrenación que definiría las paredes del túnel. Sin embargo, para lograr la alineación e inclinación adecuada y exacta de las barrenaciones fue necesario realizar una serie de trazos topográficos que permitieron llevarlo a cabo. Primero la alineación de la pluma del tunnel-track se logró trazando sobre el piso líneas paralelas al semieje mayor, es

decir, paralelas al eje longitudinal de la tubería, separadas entre sí de tal manera que coincidieran dos barrenos del contorno de la sección, opuestos entre sí con respecto al semieje menor. Enseguida se colocó la pluma de la máquina perforadora aproximadamente en el barreno por perforar, de tal manera de alinearla aproximadamente a ojo con la línea trazada en el piso, en un punto sobre la línea se colocó un tripié sobre el que pendía una plomada y visualmente se procedió a alinear exactamente y definitivamente la pluma, de manera de coincidir ésta con el hilo de la plomada y con la línea trazada en el piso. Ver Figura IV.24 "Alineamiento longitudinal del tunnel-track".

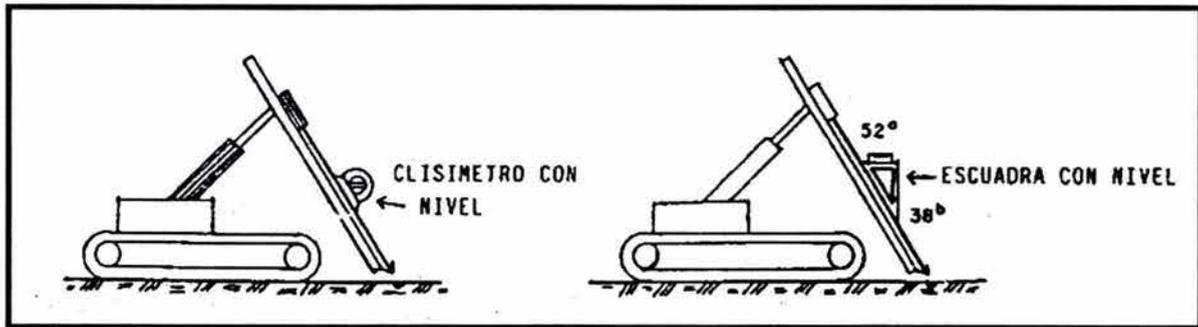
**FIGURA IV. 24 ALINEAMIENTO LONGITUDINAL DEL
TUNNEL-TRACK**



Para garantizar la correcta dirección de barrenación con la inclinación de 52° , ésta se logró mediante la utilización de clisímetros o escuadras que contaban con un nivel de burbuja. El clisímetro contaba con una escala graduada que permitía colocarlo en 52° , éste se apoyó sobre la barra de perforación del tunnel-track que

se ajustaba hasta que en el nivel de la escuadra la burbuja quedaba centrada. Por su parte la escuadra de dimensiones adecuadas y con ángulos de 38° y 52° , se apoyaba con su hipotenusa sobre la barra de perforación del tunnel-track que se ajustaba hasta que en el nivel de la escuadra, la burbuja quedara centrada, como se muestra en la Figura IV. 25 "Inclinación del tunnel-track".

FIGURA IV. 25 INCLINACIÓN DEL TUNNEL-TRACK



Tanto la alineación longitudinal como la inclinación se hicieron para cada uno de los barrenos del contorno y del interior de la sección en un tiempo promedio de 0.5 horas. La barrenación profunda se realizó con una longitud de 50.5 m y un diámetro de 88.9 mm. Esta longitud de barrenación se logró mediante el uso de un martillo de fondo con longitud de 1 m y 33 barras de longitud 1.50 m cada una. El tiempo efectivo que se obtuvo para la perforación de un barreno con tales características fue de 7.505 horas, que representó un avance de perforación de 6.72 m/hora ó 9 min/m. Se perforaron 23 barrenos interiores y 33 barrenos en el contorno para un total de 56 barrenos por sección. Conforme se terminaba la perforación de una serie de barrenos, éstos se rellenaron con arena para evitar que se obstruyeran y se taparan.

La barrenación profunda se realizó del 15 de noviembre al 17 de diciembre de 1991. La excavación dio inicio el 13 de enero de 1992. Una vez concluida toda la barrenación, a base de aire a presión se sopletearon todos los barrenos hasta una

profundidad de 3 m con la finalidad de realizar banqueos de esta longitud. Las excavaciones se ejecutaron empleando el método del post-corte. Para la barrenación interior se utilizaron bombillos Hidrogel de 5 cm de diámetro x 40 cm (2" x 16"), y peso de 1 kg cada uno, en la barrenación del post-corte se utilizaron bombillos Hidrogel de 2.5 cm (1") de diámetro x 20 cm (8"), de peso 0.118 kg cada una, separados a cada 20 cm, rellenándose los huecos con arena, no se utilizó Anfo. La detonación de cada barreno se inició mediante un estopín no-eléctrico (Nonel) y estos, se conectaban a la línea principal constituida por cordón detonante Primacord. A la línea principal se conectaba un estopín eléctrico que funcionaba como el dispositivo de inclinación principal que mediante una línea de conducción, se activaba al aplicar una carga eléctrica, ocasionando la explosión del Primacord que a su vez activaba los estopines Nonel de cada barreno.

Efectuada la detonación y dada la ventilación adecuada al área de trabajo, se procedió a rezagar manualmente y mediante sopletes con aire a presión. Concluida ésta, nuevamente se procedía al sopleteo de barrenación para reiniciar el ciclo de excavación. Es importante mencionar que en forma alternada con la excavación se ejecutaron los tratamientos necesarios para el soporte de la roca expuesta.

Con este método de excavación se obtuvieron avances de 2.707 m/ciclo, representando una eficiencia del 90.23%. Sin embargo, la lentitud registrada durante la barrenación profunda afectó considerablemente el ciclo de excavación. El ciclo de excavación a sección completa es muy similar al de la tubería a presión unidad 3.

El acceso al frente de trabajo se logró mediante escaleras marinas y sogas que se fueron instalando conforme avanzaban las excavaciones. La excavación a sección completa se suspendió el 21 de enero de 1992 al llegar a la elevación 144 msnm

para proceder a la terminación de la segunda etapa de excavación, así como iniciar y terminar la colocación y empaque de los rieles. La ampliación a sección completa se reanudó el 28 de mayo de 1992 una vez concluida la excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior.

La excavación de la tercera etapa utilizando tunnel-track con martillo de fondo se realizó de la elevación 154.25 a la 129.40 msnm, obteniéndose excelentes acabados en las paredes definitivas del túnel.

UNIDAD 2: EXCAVACIÓN CON PERFORADORAS DE PISO

Ante los resultados obtenidos de la utilización del tunnel-track para la excavación a sección completa, concretamente la lentitud para la ejecución de la barrenación profunda ocasionada por las fallas mecánicas del equipo de perforación, maniobras y la falta de recursos, se tomó la determinación de ejecutar la excavación mediante la utilización de perforadoras neumáticas de piso con el propósito de agilizar la misma. Al iniciar la excavación de la tercera etapa el 15 de abril de 1992, la segunda etapa de excavación, la colocación y empaque de rieles estaban totalmente terminadas. El trazo de la sección de excavación se llevó a cabo similarmente al procedimiento descrito en la unidad 1, con la única diferencia de que para cada banqueo se trazaba.

La barrenación consistió en perforaciones de diámetro 38.10 mm y longitud de 2.40 m que se utilizaron mediante la utilización de 4 perforadoras de piso. En el contorno de la sección de excavación se efectuaron un total de 31 barrenos separados a cada 75 cm y un total de 37 barrenos interiores separados a cada 75 cm, bordos de 100 cm completaron la plantilla de barrenación.

De igual manera que en la unidad 1 los banqueos se ejecutaron empleando el método del post-corte mediante el uso de explosivos. La diferencia estriba en que la barrenación interior como en la barrenación de post-corte se utilizaron bombillos

de Hidrogel de 2.5 cm (1") x 20 cm (8"), con peso de 0.118 kg. El sistema de iniciación y encendido fue idéntico al descrito en la unidad 1, a continuación se muestra la Tabla IV.6 "Características de la plantilla de barrenación y carga".

**TABLA IV.6 CARACTERÍSTICAS DE LA PLANTILLA DE
BARRENACIÓN Y CARGA**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Barrenos de post-corte	31
Barrenos interiores	37
Cantidad total de barrenos	68
Longitud total de barrenación	163.2 m
Tiempo de barrenación	11.22 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	65.60 kg
Volumen teórico extraído	106.97 m ³
Densidad de carga	0.61 kg/m ³
Longitud efectiva	2.15 m
Eficiencia	89.79 %
Volumen real extraído	96.05 m ³
Coefficiente de barrenación	1.52 m/m ³
Rendimiento de barrenación	14.54 m/hora

El acceso al frente de excavación se logró mediante escaleras marinas y sogas que se fueron instalando conforme avanzaba la excavación. Sin embargo, se presentó otro tipo de dificultades como lo fueron, el ascenso y descenso de las máquinas perforadoras cada que se efectuaba una detonación, la incomodidad y la seguridad del personal al efectuar la barrenación.

El avance que se obtuvo fue de 2.15 m por ciclo (89.79 % de eficiencia), lográndose tan solo 0.65 ciclos por día y reduciendo un avance mensual de aproximadamente 42.60 m lineales.

En la tabla IV. 7 "Excavación de la tercera etapa del túnel inclinado a 52°" se muestran los ciclos de excavación y tratamientos con perforadoras de piso o pierna.

**TABLA IV. 7 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA DEL TÚNEL
INCLINADO A 52°**

CICLO	ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
EXCAVACIÓN	Trazo	1.435
	Barrenación	11.223
	Carga	3.942
	Detonación de dinamita-ventilación	0.500
	Rezaga	6.716
	Total	23.816
TRATAMIENTOS	Trazo	0.756
	Barrenación	4.291
	Colocación y calafateo de anclas	1.507
	Inyección de anclas	0.683
	Total	7.237
TIEMPOS MUERTOS	Total	5.358
	CICLO TOTAL	36.411
	CICLOS POR DÍA	0.659

La excavación se suspendió el 22 de mayo de 1992 a la elevación 140.60 msnm por la obstrucción del pozo con el mismo material producto de las voladuras, debido a la acumulación de éste por la falta de rezaga en la parte baja (codo inferior) de la tubería. El periodo de obstrucción de pozo fue del 14 de mayo de 1992 al 26 junio de 1992.

La excavación se reanudó el 3 de julio de 1992 y se suspendió nuevamente el 14 de agosto de 1992 a la elevación 133.90 msnm ya que se procedió a la elevación del tramo bocatoma-transición-codo superior hasta comunicar con el ramal auxiliar de la galería 4.

UNIDAD 3: EXCAVACIÓN CON TUNNEL-TRACK

La ampliación a sección completa en el tramo inclinado a 52° de la tubería a presión unidad 3, se llevó a cabo utilizando como equipo de perforación un tunnel-track con martillo de fondo. Al igual que en la unidad 1, fue necesario realizar una segunda ampliación en el codo superior, de modo que permitiera el libre acceso de la máquina perforadora para la ejecución de la barrenación profunda.

La excavación de la tercera etapa se inició una vez concluida la segunda etapa de excavación y antes de que se comenzara con la colocación de rieles. Por lo que previo a la ampliación a sección completa, se retiraron las tuberías de aire y agua que se utilizaron para la alimentación de las perforadoras de piso y como medio auxiliar para el acceso durante la excavación de la segunda etapa. La barrenación profunda se inició el 14 de octubre de 1991 y se terminó el 20 de noviembre del mismo año. La excavación propiamente dicha se inició el 27 de noviembre de 1991.

La secuencia de los trabajos para la excavación de la tercera etapa, así como las características de la barrenación profunda, del método topográfico empleado, del sistema de excavación y explosivos empleados, y las instalaciones utilizadas para el ascenso y descenso del personal obrero; son idénticas al procedimiento de excavación descrito anteriormente para la unidad 1. La Figura IV.26 "Plantilla de barrenación y carga, unidades 1 y 3. Elevación 154.25-95.0 msnm", muestra la plantilla típica de barrenación y carga y la Figura IV.27 "Análisis para la barrenación con tunnel-track, unidades 1 y 3", muestra el análisis para la barrenación post-corte e interior para las unidades 1 y 3.

La Tabla IV.8 "Datos de la plantilla de barrenación y carga, unidades 1 y 3. Elevación 154.25-95.0 msnm", muestran datos y características de ésta plantilla de barrenación y carga.

FIGURA IV. 26 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA, UNIDADES 1, Y 3.
ELEVACIÓN 154.25-95.0 MSNM

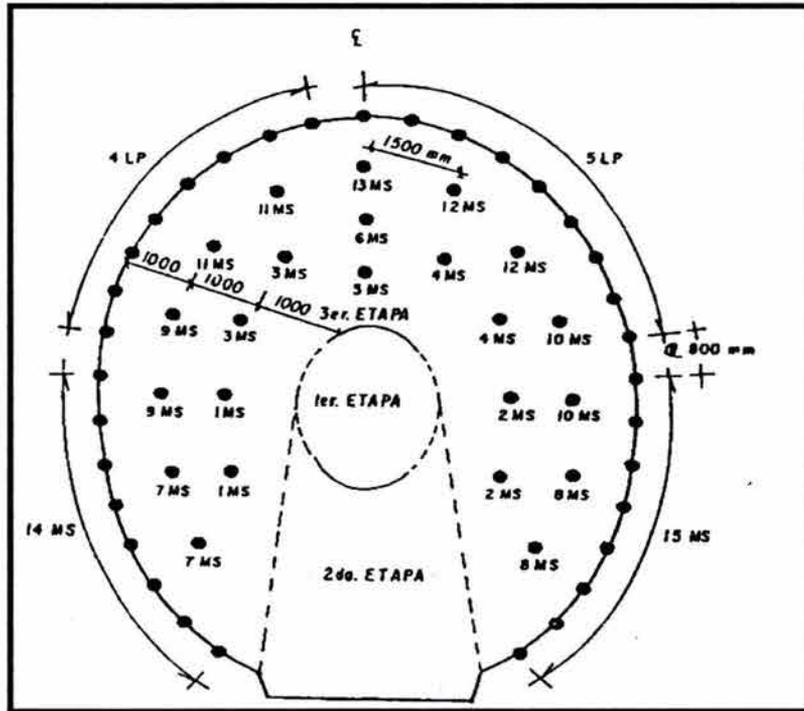
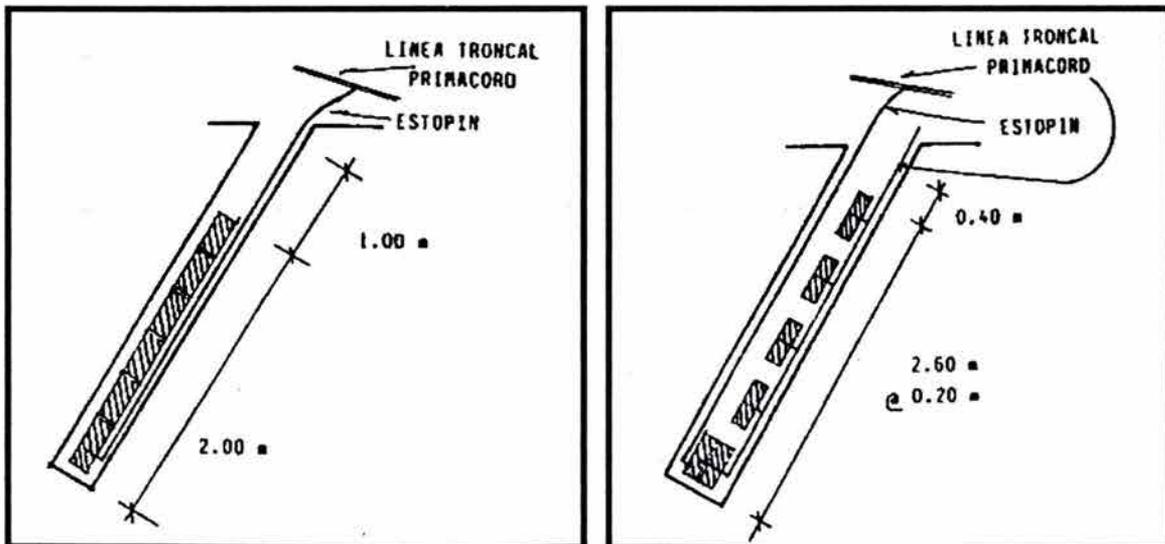


FIGURA IV.27 ANÁLISIS PARA LA BARRENACIÓN CON TUNNEL-TRACK,
UNIDADES 1 Y 3



**TABLA IV.8 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA,
UNIDADES 1 Y 3. ELEVACIÓN 154.25–95.0 MSNM**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Barrenos de post-corte	31
Barrenos interiores	37
Cantidad total de barrenos	68
Longitud total de barrenación	163.2 m
Tiempo de barrenación	11.22 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	65.60 kg
Volumen teórico extraído	106.97 m ³
Densidad de carga	0.61 kg/m ³
Longitud efectiva	2.15 m
Eficiencia	89.79 %
Volumen real extraído	96.05 m ³
Coefficiente de barrenación	1.52 m/m ³
Rendimiento de barrenación	14.54 m/hora

UNIDADES 1 Y 3

- Análisis de carga del post-corte. Separación entre barrenos = 0.80 m.

Carga de fondo (2 bombillos de 1"(2.54 cm) x 8" (20 cm) con peso de 0.118 kg cada uno).

$$CF = (2)(0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

Carga de columna (6 bombillos 1"(2.54 cm) x 8" (20 cm) con peso de 0.118 kg cada uno).

$$CC = (6)(0.118) = 0.708 \text{ kg}$$

Carga por barreno

$$CB = 0.236 + 0.708 = 0.944 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte

$$CP = (33 \text{ barrenos})(0.944 \text{ kg}) = 31.15 \text{ kg}$$

- Análisis de carga en barrenación interior. Separación entre barrenos 1.50 m. Separación entre línea de barrenos (bordo) = 1.0 m.

Carga por barreno (5 bombillos de 2" (5.08 cm) x 16" (40.64 cm) con peso de 1 kg cada uno).

$$CB = (5 \text{ bombillos})(1.0 \text{ kg}) = 5.0 \text{ kg}$$

Carga total de interiores

$$CI = (23 \text{ barrenos})(5 \text{ kg}) = 115 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total de explosivos: } CT = CP + CI = 31.15 + 115 = 146.15 \text{ kg}$$

$$\text{Volumen de excavación: } V = (L)(A) = (3 \text{ m})(44.57 \text{ m}^2) = 133.72 \text{ m}^3$$

$$\text{Factor de carga: } FC = CT/V = 146.15 \text{ kg}/133.72 \text{ m}^3 = 1.093 \text{ kg/m}^3$$

Mediante este método de excavación se obtuvieron avances promedio de 2.7 m por ciclo, que representó una eficiencia del 90.23% en la Tabla IV. 9 "Excavación de la tercera etapa del túnel inclinado a 52°"; muestra el ciclo típico de trabajo.

La excavación se suspendió el 17 de enero de 1992 al llegar a la elevación 130 msnm para proceder a la colocación y empaque de rieles; reanudándose ésta al 18 de mayo de 1992 una vez que se concluyó el tramo bocatoma-transición-codo superior correspondiente. La excavación con tunnel-track se realizó entre las elevaciones 154.25 y 122 msnm y se efectuó de manera alternada con los tratamientos necesarios para el soporte de la roca expuesta. Al igual que en la unidad 1, con la utilización de este método de excavación se obtuvieron excelentes acabados en las paredes definitivas del túnel. Sin embargo, a partir de

elevación 122 msnm hacia abajo se utilizaron perforadoras de piso y track-drill para la terminación de la excavación.

**TABLA IV. 9 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA
DEL TÚNEL INCLINADO A 52°**

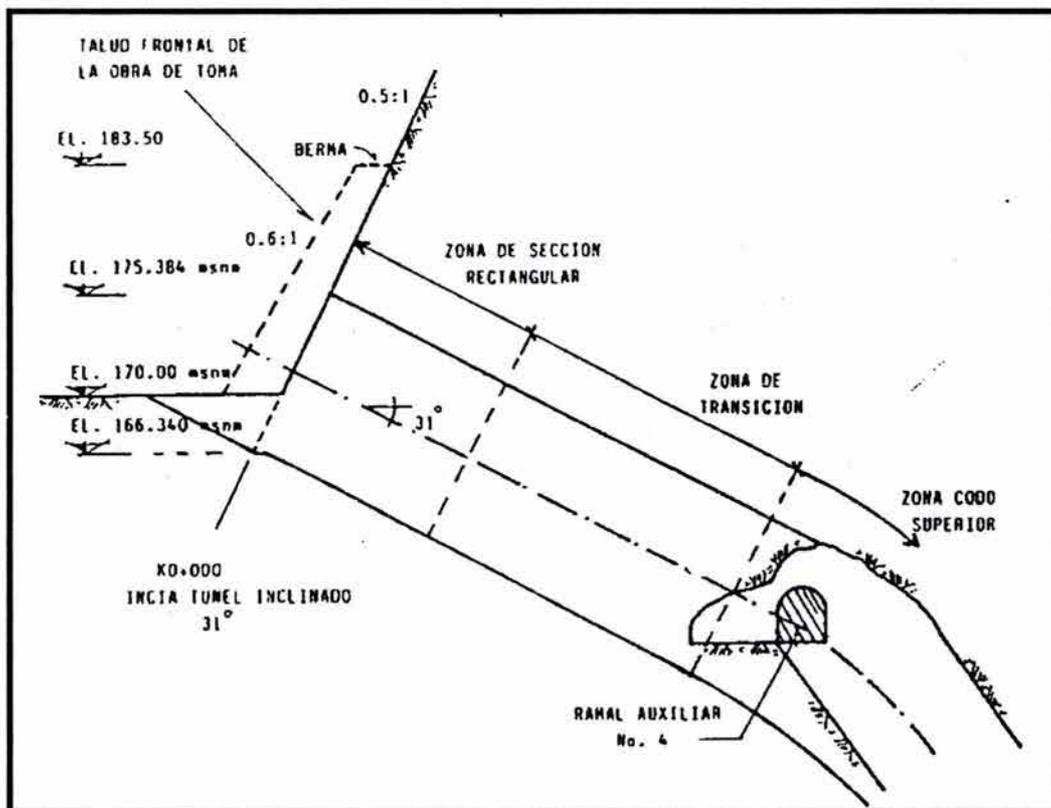
CICLO	ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
EXCAVACIÓN	Trazo	1.833
	Barrenación	27.518
	Rellenado de arena	3.767
	Sopleteo	5.867
	Carga	10.450
	Detonación de la carga	0.567
	Rezaga	8.867
	Total	58.869
TRATAMIENTOS	Trazo	1.350
	Barrenación	14.633
	Colocación y calafateo de anclas	2.767
	Inyección de anclas	1.517
	Lanzado	2.483
	Total	22.750
TIEMPOS MUERTOS	Total	54.381
	CICLO TOTAL	136
	CICLOS POR DÍA	0.177

IV.2.6 EXCAVACIÓN DEL TRAMO BOCATOMA–TRANSICIÓN– CODO SUPERIOR.

Los túneles inclinados a 31° de las tuberías a presión arrancan a partir del talud frontal de la obra de toma y terminan en la intersección de los codos superiores con el túnel ramal auxiliar de acceso 4, comprendiendo las zonas de sección rectangular, de transición y una parte del codo superior. Las excavaciones en el canal de llamada de la obra de toma, a la elevación de piso definitivo 170 msnm se terminaron a principios de febrero de 1992, quedando en condiciones de iniciar

los trabajos en los tramos inclinados a 31° a partir del talud frontal de la obra de toma, como se muestra en la Figura IV.28 "Tramo bocatoma–transición–codo superior".

FIGURA IV. 28 TRAMO BOCATOMA–TRANSICIÓN–CODO SUPERIOR



En las tres unidades las excavaciones se realizaron mediante el uso de explosivos Hidrogel, cordón detonante Primacord, estopines de iniciación no eléctricos (Nonel) y mechas de encendido. En ningún caso se utilizó Anfo. Así mismo, los tratamientos para el soporte de la roca se llevaron en forma alternada a la excavación.

La característica principal de estos túneles fue que las excavaciones se realizaron

primeramente en su sección superior siguiendo la línea que define la bóveda y posteriormente en su sección inferior. Este proceder facilitó los trabajos requeridos para los tratamientos de la roca en bóveda y paredes sin la utilización de instalaciones especiales para su ejecución.

La experiencia adquirida durante la construcción de otros túneles, fue decisiva en la determinación del procedimiento a seguir para el emportalamiento de los túneles inclinados a 31° a través del canal de llamada de la obra de toma.

Previo al inicio de la excavación de los túneles, se realizó un anclaje perimetral consistente en varillas de acero corrugado ($f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) de longitud 9 m y diámetros 25.4 mm en los paños izquierdo y derecho, y 38.10 mm en el paño superior (bóveda), que se distribuyeron de la siguiente manera:

- En las unidades 1 y 2 se colocaron dos líneas de anclaje de fricción en dirección paralela al eje de la tubería, horizontales, espaciadas a 2 m por excavar y a partir de 2 m por arriba del piso (elevación 170 msnm).
- En la unidad 3 fue similar que en el caso anterior solo que con un espaciamiento de 1.5 m en dirección paralela al eje de la tubería y con inclinación ascendente de 10°.

Una vez concluido el anclaje perimetral, se procedió a la excavación del túnel efectuando tres voladuras con avances máximos de 1 m. Únicamente para la primer voladura, sobre el contorno de la sección, se realizó una "costura" de barrenos (de diámetro 47.62 mm) separados a cada 20 cm que se cargaron ligeramente con explosivo emulsión de baja densidad (bombillos de 2.5 cm de diámetro x 100 cm de longitud) en forma alternada uno si y uno no. El resto de la barrenación interior se realizó normalmente y esta se cargó con bombillos de Hidrogel de 3.7 cm de diámetro x 40 cm.

Este procedimiento de excavación para el emportalamiento de cada uno de los túneles tuvo como objetivos principales: perfilar la sección de excavación desde el inicio de la misma y estabilizar al máximo el portal de entrada al túnel.

La secuencia de la excavación de los túneles para las tuberías a presión, tramo Bocatoma–transición–codo superior, se describe a continuación.

UNIDAD 1

El periodo de excavación en la unidad 1 fue del 13 de febrero de 1992 al 11 de mayo del mismo año. Las características generales del procedimiento constructivo fueron:

La barrenación, con diámetros 38.1 mm, 47.6 mm y 76.2 mm, se realizó utilizando como equipos de perforación: un jumbo electrohidráulico de dos brazos, tipo HS-305T Maximatic de Tamrock; un track-drill y perforadoras de piso. Se emplearon explosivos en bombillos de: 2.5 cm de diámetro x 20 cm con peso de 0.118 kg, 2.5 cm de diámetro x 100 cm con peso de 0.400 kg (baja densidad) y de 3.8 cm de diámetro x 40 cm con peso de 0.5 kg durante la excavación. Para lograr mayores avances, dadas las características por tratarse de un túnel inclinado, se utilizó al máximo posible un jumbo electrohidráulico como equipo de perforación; esto ocasionó excavaciones con el 18% de pendiente máxima para permitir el acceso o retiro del jumbo al frente de excavación.

Una vez que fue posible tener pendientes menores de excavación del 18%, la excavación se realizó utilizando un track-drill. A continuación la Figura IV.29 "Track-dill", muestra dicho equipo. Las perforadoras de piso se emplearon cuando el acceso era imposible para el track-drill.

La excavación del tramo inclinado a 31° se realizó en cinco etapas que comprendieron un total de seis fases:

FIGURA IV.29 TRACK-DRILL



ETAPA A: EXCAVACIÓN SECCIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO

FASE 1: Excavación del túnel piloto utilizando como equipo de perforación un jumbo electrohidráulico. El piloto con sección rectangular de dimensiones variables y longitud aproximada 8 m se ubicó en la parte superior izquierda del túnel definitivo. Ver Figura IV.30 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte A–A”. Para el emportalamiento del túnel se realizaron tres voladuras con avances máximos de 1 m, únicamente para la primer voladura, en la pared izquierda y en la clave del piloto, se utilizó una costura de barrenos cargados ligeramente en forma alternada uno sí y uno no para darle un mayor perfil al túnel definitivo.

Posterior a las tres voladuras iniciales, las siguientes se efectuaron con avances máximos de 3 m hasta llegar a una longitud de 8 m donde por el estrechamiento era imposible continuar con el piloto. Alternadamente a la excavación del piloto se ejecutaron los tratamientos necesarios para el soporte de la roca en bóveda y pared izquierda del túnel definitivo, con un desfase máximo de 2 m.

FASE 2: Ampliación del túnel Piloto con jumbo electrohidráulico. Esta excavación con sección rectangular de dimensiones variables y longitud aproximada de 8 m se ubicó en la parte superior derecha del túnel definitivo. El procedimiento de excavación es idéntico al anterior descrito en la fase 1, con la diferencia de que la costura de barrenos se hizo en la bóveda y pared derecha de la ampliación que definen el perfil del túnel definitivo. Ver Figura IV.30 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte A–A”, a su vez los tratamientos de bóveda y pared derecha se alternaron a la excavación con un desfase máximo de 2 m.

En ésta etapa A de excavación, la rezaga del material producto de las voladuras se realizó utilizando:

- Equipo de bajo perfil. Un toro 400D de Tamrock traspaleó la rezaga del sitio de excavación al exterior del túnel, depositándola en el canal de llamada de la obra de toma.
- Equipo de carga. Un cargador frontal 90C-Terex con capacidad de 7.7 m³ levantó la rezaga depositada en el canal de llamada y la vació en el equipo de acarreo.
- Equipo de acarreo. Dos camiones fuera de carretera (volteos pesados) R-35 Terex con capacidad de carga 35 toneladas, trasladaron la rezaga del canal de llamada a la cortina o a bancos de depósito establecidos.

La excavación de la etapa A quedó comprendida dentro de la zona de sección rectangular que conforma la tubería a presión y, esta se realizó utilizando una carga máxima de 5 kg de explosivos detonados en un solo tiempo.

ETAPA B: EXCAVACIÓN SECCIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO

FASE 3: Excavación del piso provisional. Para proceder a la ejecución de ésta fase, aproximadamente a 10 m del portal del túnel fue necesario realizar una excavación con track-drill en el piso del canal de llamada. Esta excavación se hizo con un ancho de 9.62 m y una pendiente suave adecuada para permitir el acceso del jumbo que ejecutaría la siguiente fase de excavación en el túnel.

Enseguida con una longitud aproximada de 8 m (hasta llegar a la excavación de la etapa A), a todo lo ancho del túnel definitivo y con un espesor variable (espesor inicial 2 m aproximadamente), se realizó la excavación del piso provisional como se muestra en la Figura IV.30 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte A–A”. Similarmente que en la etapa A. Primeramente se ejecutaron tres voladuras con avances máximos de 1 m y posteriormente voladuras con avances máximos de 3 m hasta llegar al frente excavado en la etapa A. Para la primer voladura, en las paredes izquierda derecha se efectuó una costura de barrenos para perfilar la excavación del túnel definitivo. Ésta fase de excavación de la etapa B quedó comprendida en la zona de sección rectangular.

FASE 4: Excavación de la sección superior del túnel. Una vez concluida la excavación del piso provisional hasta llegar al tope del frente excavado en la etapa A, se procedió a la excavación de la sección superior en todo el ancho del túnel definitivo. Figura IV.30 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte B–B”.

En esta fase de excavación de la etapa B, la barrenación que delimitaba el contorno de la bóveda y parte de las paredes izquierda y derecha del túnel definitivo se hizo con una separación de 80 cm.

Los avances máximos de excavación fueron de 3 m y esta se ejecutó hasta una longitud tal que, por el estrechamiento entre la bóveda y el piso provisional de excavación impidió el acceso del jumbo electrohidráulico hasta el frente de ataque. La longitud total excavada entre las dos etapas A y B fue de 20 m inclinados.

Similarmente, los tratamientos en bóveda y paredes se realizaron alternadamente a la excavación con un desfase máximo de 3 m. Ésta fase de excavación de la etapa B se desarrolló en las zonas de sección rectangular y transición del túnel inclinado a 31°. La rezaga se realizó idénticamente a la secuencia y equipo utilizado que se describió en la etapa A de excavación. La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 5 kg.

ETAPA C: EXCAVACIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON TRACK-DRILL

Varios problemas se presentaron para la continuación de las excavaciones en el túnel inclinado a 31° de la tubería a presión, principalmente por:

- La imposibilidad de utilizar el jumbo electrohidráulico para la barrenación, dadas las condiciones de estrechamiento y fuerte pendiente del túnel.
- La dificultad que representaba para el equipo de bajo perfil (Toro 400D) el rezagar a pendientes muy fuertes.

Para darle solución a estos problemas se tomaron las siguientes determinaciones:

- Continuar con la excavación de la sección superior del túnel definitivo utilizado como equipo de perforación un track-drill.
- Excavar un pozo piloto que se comunicara con el codo superior, de manera de efectuar la rezaga a través del mismo.

A continuación se hace una descripción de la excavación de la etapa C que comprende las siguientes fases:

FASE 5: Excavación del pozo piloto. Consistió en realizar un boquete de diámetro de 2.5 m aproximadamente, que comunicara las excavaciones del túnel inclinado con el codo superior, este pozo se ubicó en la parte inferior de la sección superior,

junto al piso, de la manera de excavar la distancia mas corta. Ver Figura IV.30 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte C–C". Para ello se realizaron varios barrenos de sondeo, de diámetro 76.2 mm, que sirvieron para verificar la ubicación de salida del pozo piloto y que posteriormente se utilizaron como barrenos quemados para darle salida a las voladuras efectuadas para la excavación de éste.

Alrededor de los barrenos quemados, en un radio de 25 m, se hicieron una serie de barrenos de diámetro 47.6 mm y longitud promedio de 6 m que se cargaron en toda su longitud con bombillos de Hidrogel de 3.75 cm x 40 cm (1¹/₂" diámetro x 16") para lograr la comunicación del pozo piloto. La rezaga se arrojó hacia la parte baja de la tubería a presión a través del piloto mismo y del tramo inclinado a 52°. El pozo piloto se comunicó con el codo superior el día 15 de abril de 1992.

FASE 6: Ampliación del pozo piloto. Una vez concluida la excavación del pozo piloto se procedió a la ampliación del mismo, de tal manera de excavar totalmente la sección superior del túnel inclinado a 31° en su comunicación al codo superior. Ver Figura IV.30 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, corte C–C".

Para realizar esta excavación fue necesario ejecutar en toda la sección superior alrededor del pozo piloto, una serie de barrenos de diámetro 47.6 mm y longitudes que variaban de 6 a 7 m. Se realizaron dos voladuras con avances máximos de 3 m por lo que fue necesario rellenar con salchichas de arena al resto de la longitud de cada barreno. La separación entre barrenos del contorno de la sección fue de 80 cm.

De igual manera que en las anteriores fases, los tratamientos de bóveda, y paredes se ejecutaron hasta donde fue posible en forma alternada a la excavación

puesto que debido a la comunicación con el codo superior las condiciones que prevalecían en el frente de trabajo no proporcionaban ningún apoyo para la maquinaria o el personal, de manera que fue imposible realizar totalmente los tratamientos. La rezaga se arrojó hacia la parte baja de las tuberías, a través del pozo de la rama inclinada a 52° , de donde posteriormente se retiró con la utilización de equipo de carga y acarreo, generalmente un cargador frontal 90C-Terex y dos camiones fuera de carretera tipo R-35 Terex con capacidad de 35 toneladas de carga. La etapa C excavación se desarrolló en la zona de transición del túnel inclinado a 52° , utilizándose una carga máxima de 5 kg de explosivo detonados en un solo tiempo.

ETAPA D: EXCAVACIÓN DEL BANQUEO.

La etapa D comprendió la excavación de la sección inferior del túnel inclinado a 31° y se desarrolló en las zonas de sección rectangular y de transición. El equipo de perforación que se utilizó fue un track-drill Ingersoll Rand. Ver Figura IV.30 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidades 1 y 3, cortes A–A, B–B y C–C”.

La excavación de la sección inferior para dar el perfilamiento del piso definitivo del túnel inclinado a 31° , se realizó mediante el sistema de banqueos y el método del precorte. Los banqueos tuvieron una profundidad variable que oscilaba entre 1 m al inicio del túnel y 7 m en la zona de comunicación con el codo superior, el diámetro de barrenación fue de 76.2 mm tanto para la barrenación del precorte como para la barrenación interior.

En general el procedimiento de excavación de esta etapa fue el siguiente: Se trazaron los paños izquierdo y derecho que delimitaban las paredes definitivas del túnel inclinado. Se marcaron referencias tales como líneas y medidas que indicaban la longitud de barrenación, puesto que la profundidad de excavación variaba de menor al inicio del tramo a mayor al final de este.

Es importante mencionar que en la zona de transición, con la finalidad de evitar sobre-excavaciones en las curvas izquierda y derecha de la sección inferior, se marcaron "cortes" de longitudes calculadas que contemplaban la ubicación de estas curvas. Enseguida se procedió a ejecutar la barrenación de precorte con perforaciones verticales separadas a cada 80 cm y longitudes de acuerdo a los cortes marcados. Los barrenos de precorte se cargaron utilizando como carga de fondo un bombillo de Hidrogel de 3.75 cm de diámetro x 40 cm con peso de 0.5 kg y como carga de columna, bombillos de Hidrogel de 2.5 cm de diámetro x 20 cm con peso de 0.118 kg, separados a cada 20 cm que se unieron a una línea de Primacord, este a su vez se unía a la línea troncal de Primacord, finalmente los barrenos se rellenaron con arena.

Para la barrenación interior, se trazaron líneas transversales al eje del túnel separadas entre sí 1 m, en ellas se marcaron "cortes" previamente calculados que indicaban la profundidad exacta de perforación. En la zona de transición estos cortes variaban en cada línea de acuerdo a las características de la sección, contrariamente, en la zona de sección rectangular los cortes eran constantes. La profundidad de barrenación varió entre líneas de barrenación.

La carga de la barrenación interior se realizó utilizando bombillos de Hidrogel de 5 cm de diámetro x 40 cm con peso de 1 kg, tanto para el precorte como para el banqueo, la carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 10 kg. El sentido de la excavación de los banqueos se llevó a cabo del interior hacia fuera del túnel para aprovechar al máximo posible que por impulso propio la rezaga cayeran a la parte baja de la tubería.

Es importante comentar que para la excavación primeramente se efectuaron las voladuras del precorte izquierdo y derecho, y posteriormente se realizaron las voladuras del banqueo en tramos de dos líneas.

Concluidas las voladuras del banqueo se utilizó un tractor sobre orugas tipo D8N de Caterpillar para empujar y arrojar hacia la parte baja de la tubería el mayor volumen posible de rezaga. Posteriormente, la rezaga restante se efectuó manualmente y mediante sopleteo con aire a presión en la parte baja de la tubería, la rezaga se retiró hacia fuera de las obras subterráneas utilizando un cargador frontal 90-C Terex y dos camiones fuera de carretera tipo R-35 Terex, con capacidad de 35 toneladas de carga.

ETAPA E: EXCAVACIÓN DEL PISO. PERFORADORAS DE PISO

Por las condiciones existentes durante la excavación del banqueo con track-drill, fue imposible realizar totalmente la excavación de la sección inferior del túnel quedando pendientes por excavar el piso del tramo final de la zona de transición y el piso del codo superior.

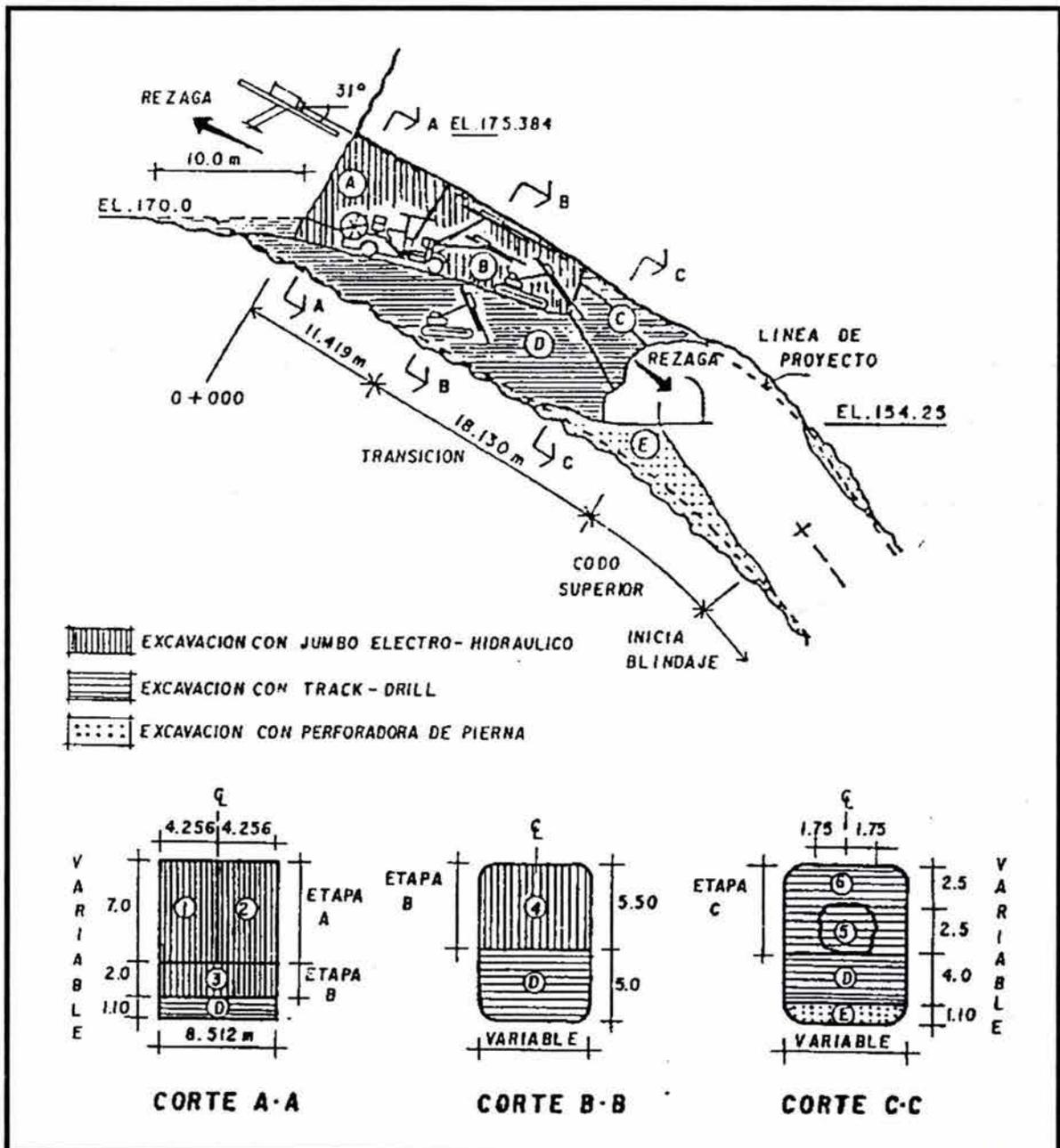
Una vez que se concluyó la rezaga del banqueo, se procedió a realizar las excavaciones pendientes utilizando como equipo de barrenación tres perforadoras de piso. Para las excavaciones se realizaron barrenaciones de diámetro y longitudes que variaban de 0.4 m a 3.2 m.

Las voladuras se ejecutaron tantas como fueron necesarias para dar la línea de piso definitivo y éstas se efectuaron empleando bombillos de Hidrogel de 2.5 cm de diámetro por 20 cm con peso de 0.118 kg.

La rezaga se efectuó manualmente y mediante el sopleteo con aire a presión al arrojarla hacia la parte baja de la tubería, para su posterior retiro.

Es importante mencionar que durante la excavaciones de las etapas D y E no se realizó el tratamiento de la roca que faltaba en las paredes izquierda y derecha, puesto que fue imposible el acceso de la maquinaria necesaria para ello, por las condiciones del túnel inclinado con pendiente fuerte (60%).

FIGURA IV. 30 ETAPAS DE EXCAVACIÓN DEL TRAMO
BOCATOMA-TRANSICIÓN-CODO SUPERIOR
UNIDADES 1 Y 3



UNIDAD 2

Un obstáculo relevante que se presentó para la construcción del tramo bocatoma–transición–codo superior de la unidad 2, fueron las críticas condiciones geológicas que prevalecían en la zona por excavar. Exactamente en el portal del túnel estaban ubicadas las fallas “FR-4” y la “Caminera”, acompañadas por una franja de roca de pésima calidad.

Realizar la excavación siguiendo el mismo procedimiento constructivo de la unidad 1 presentaba riesgos de alta consideración, por lo que éstas condiciones obligaron a tomar todas las precauciones necesarias para garantizar la estabilidad de la estructura. Con la finalidad de lograrlo, se tomó la determinación de excavar 40 cm por encima de la línea de proyecto que define la bóveda del túnel con los objetivos de:

- Colocar vigas para el soporte de la roca en bóveda.
- Conservar la sección proyecto de excavación de manera que las vigas no interfirieran en ella.

En esta unidad, dadas las críticas condiciones geológicas, se llevó un riguroso control excavación–tratamientos alterados; siendo prioritaria la ejecución de los tratamientos sobre las excavaciones, es decir, para realizar una voladura fue necesario tener incluidos los tratamientos adyacentes al frente de excavación, de tal forma que se llegaron a tener desfases máximos de 1 a 2 m.

La excavación del tramo inclinado a 31° (bocatoma–transición–codo superior) se realizó en el periodo comprendido entre el 3 de marzo al 4 de agosto de 1992.

El equipo utilizado para la barrenación, las características de barrenación y los explosivos empleados fueron similares a los utilizados y descritos en la unidad 1. La excavación del túnel inclinado se realizó en 5 etapas denominadas: Etapa A, Etapa B, Etapa C, Etapa D y Etapa E.

ETAPA A: EXCAVACIÓN SECCIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO.

La etapa A, ubicada en la parte superior del túnel inclinado, con una sección rectangular de dimensiones variables y longitud de 4 m se excavó utilizando para la barrenación un jumbo electrohidráulico de 2 brazos tipo HS-305T Maximatic de Tamrock. Ver Figura IV.31 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2". La excavación de la etapa A se realizó en tres fases alternadas:

FASE 1: Excavación del túnel piloto. El piloto consistió en un túnel de sección cuadrada de dimensiones 4 m x 4 m que se ubicó en la parte central de la sección superior, junto a la bóveda del túnel inclinado a 52°, de manera que la clave del piloto formaba parte de la bóveda del túnel definitivo. Ver Figura IV.31 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte A–A".

Los objetivos principales de la excavación del túnel piloto eran:

- Estudiar las condiciones geológicas de la roca en el interior de la excavación.
- Observar el comportamiento de la roca expuesta ante la eliminación del soporte natural que representa la excavación de un túnel.
- Disminuir al máximo la carga de explosivos empleados para la excavación de las otras fases, ya que con la excavación del piloto el área y volumen de cada fase disminuyó.

En el contorno del piloto que delimitaba la bóveda del túnel definitivo se hizo una costura de barrenos separados a cada 20 cm para el perfilamiento de la excavación definitiva. Las voladuras se hicieron con avances máximos de 1 m y carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo de 4 kg.

FASE 2: Ampliación del túnel piloto. Esta excavación consistió en ampliar el túnel piloto hasta una sección regular de 6.5 m de ancho y una altura inicial de aproximadamente 7.4 m que iba variando conforme avanzaba la excavación. La ampliación se ubicó en la parte superior derecha de la sección definitiva del túnel inclinado, como se observa en el corte A-A de la Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte A–A”.

En el contorno del piloto que delimitaba la bóveda y pared derecha del túnel definitivo, se realizó una costura de barrenos separados a cada 20 cm para perfilar la excavación. Las voladuras se realizaron con avances máximos de 1 m y una carga máxima de 4 kg por tiempo.

En cada avance de esta fase de excavación, se procedió a ejecutar los tratamientos requeridos para el soporte de la roca en bóveda y pared derecha, consistentes en la colocación de anclaje par de integración, vigas metálicas y mortero lanzado en bóveda, así como la colocación de anclaje y mortero lanzado en pared derecha. Posteriormente se realizó la excavación de la fase 3.

FASE 3: Ampliación a sección completa de la sección superior. Esta fase consistió en ampliar las excavaciones realizadas en las fases 1 y 2, de tal manera de completar totalmente la sección de la excavación comprendida en la etapa A. Ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte A–A”.

La excavación de esta fase se realizó similarmente a las descritas en las fases 1 y 2. con la diferencia de que la costura de los barrenos ahora se realizó en el contorno que delimitaba la bóveda y pared izquierda del túnel definitivo. En cada avance de esta fase de excavación se procedió a ejecutar los tratamientos necesarios de la bóveda y pared izquierda, consistentes en el anclaje y mortero lanzado.

La rezaga producto de las tres fases de excavación se realizó similarmente a la secuencia descrita en la Etapa A de excavación del túnel inclinado de la unidad 1. Finalmente, las fases de excavación 1, 2 y 3 se realizaron alternadamente de manera de llevar el mismo avance.

ETAPA B: EXCAVACIÓN SECCIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO.

Una vez concluida la excavación de la etapa A con sus respectivos tratamientos, se procedió a la excavación de la Etapa B, utilizando para la perforación un jumbo electrohídrico de dos brazos tipo HS-305T Maximatic de Tamrock. Esta etapa de excavación de desarrollo en la sección superior del túnel definitivo y comprendió parte de las zonas de sección rectangular y transición. La longitud de avance con la excavación de la Etapa B fue de 20 m inclinados. Ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2”.

La excavación de la Etapa B se realizó con avances máximos de 1 m para la fase 4 y 1.5 m para las fases 5 y 6. Para todas las fases la carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 4 kg. La secuencia de excavación y tratamientos de la etapa B fue similar a las fases de excavación (correspondientes a la misma etapa) descritas en la unidad 1.

FASE 4: Excavación del piso provisional. Esta fase de excavación tuvo una longitud de 4 m de manera que llegó hasta el frente donde se terminó la etapa A de excavación. Ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte A–A”.

La secuencia de excavación seguida fue idéntica al procedimiento descrito en la fase 3 de la etapa B, en la unidad 1 en forma alternada a la excavación se realizaron los tratamientos necesarios en las paredes izquierda y derecha.

FASE 5: Excavación de la sección derecha del túnel. Esta fase consistió en una sección de excavación de ancho 6.5 m y altura variable que se ubicó en la parte derecha de la sección superior del túnel definitivo. Ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte B–B”.

El mecanismo de construcción fue similar a la descrita en la fase 2 de la etapa A y consistió en alterar las excavaciones y tratamientos, siendo prioritarios estos últimos sobre los primeros. Realizado un avance de esta fase y concluidos los tratamientos necesarios y condicionantes para continuar con la excavación, se procedió a ejecutar un avance de la fase 6.

FASE 6: Ampliación de la sección superior del túnel. La excavación consistió en ampliar totalmente a todo lo ancho la sección superior del túnel definitivo, ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte B–B”, y se desarrolló de la siguiente manera:

Una vez concluido un avance de la fase 5 y concluidos los tratamientos necesarios en bóveda y pared derecha, se procedió a realizar un avance en la excavación de la fase 6 para luego ejecutar los tratamientos en bóveda y pared izquierda. Concluidos estos, se procedió nuevamente a efectuar un avance en la excavación de la fase 5. Es necesario aclarar y recalcar que las fases 5 y 6 de excavación se realizaron alternadamente y conjuntamente con los tratamientos respectivos de manera de llevar un mismo avance.

ETAPA C: EXCAVACIÓN SECCIÓN SUPERIOR DEL TÚNEL CON TRACK-DRILL

La excavación de la etapa C se realizó utilizando para la barrenación un track-drill neumático de la Ingersoll Rand. La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 4 kg. Ver Figura IV.31 “Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2”.

La excavación se realizó en dos fases:

- FASE 7: Excavación del pozo piloto.
- FASE 8: Ampliación del pozo piloto.

El procedimiento constructivo empleado fue idéntico al descrito en la unidad 1, solamente se hará la observación que de igual manera se alternaron las excavaciones y los tratamientos hasta donde fue posible, ya que al quedar totalmente comunicado con el codo superior no se tuvo acceso para la maquinaria que ejecutaría el tratamiento. Como dato de referencia el pozo se comunicó con el codo superior de la unidad 2 el día 29 de junio de 1992.

ETAPA D: EXCAVACIÓN DEL BANQUEO CON TRACK-DRILL INGERSOLL RAND

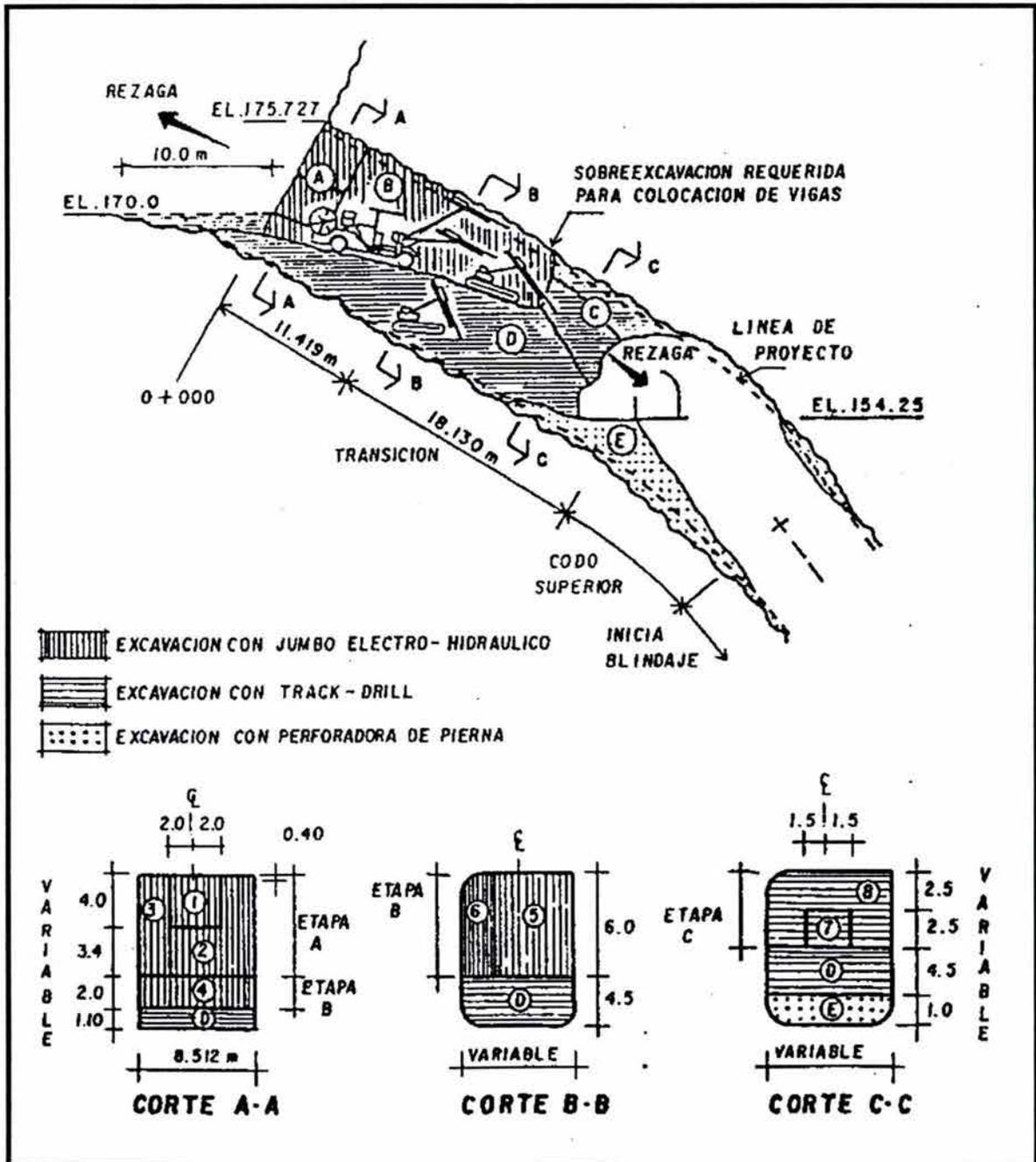
La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 10 kg. Ver Figura IV.31 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte A–A, corte B–B y corte C–C".

ETAPA E: EXCAVACIÓN DEL PISO CON PERFORADORAS DE PISO

El procedimiento de excavación de las etapas C, D y E es idéntico al descrito en el túnel inclinado a 31° de la unidad 1.

Es importante hacer la observación de que con motivo de la colocación de vigas de soporte en la bóveda del túnel en la zona de transición, fue necesario eliminar la curva superior derecha de la sección de excavación de manera de permitir el apoyo adecuado de las vigas. Ver Figura IV.31 "Etapas de excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior, unidad 2, corte B–B y corte C–C".

FIGURA IV.31 ETAPAS DE EXCAVACIÓN DEL TRAMO
BOCATOMA-TRANSICIÓN-CODO SUPERIOR
UNIDAD 2



UNIDAD 3

La excavación del tramo inclinado a 31° de la tubería a presión unidad 3 se desarrolló idénticamente al procedimiento seguido en la unidad 1. Solamente se mencionan las siguientes observaciones:

- La excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior se ejecutó entre el 24 de febrero al 30 de abril de 1992.
- El túnel inclinado 31° se comunicó con el codo superior, por medio del pozo piloto, el 2 de abril de 1992.
- Es importante aclarar que la excavación del pozo piloto no se realizó en la pared del frente de excavación sino se hizo en el piso. Esto imposibilitó el acceso del equipo hasta el frente de excavación, de manera que los tratamientos de la roca en bóveda y paredes no se realizaron en su totalidad. La longitud del claro sin tratamiento fue de 10 m.

IV.2.7 CONTINUACIÓN DE LA AMPLIACIÓN A SECCIÓN COMPLETA EN LOS TRAMOS INCLINADOS A 52°

Una vez concluidas las excavaciones en el tramo bocatoma–transición–codo superior, así como la colocación y empaque del riel (para ver colocación y empaque de rieles ver final del capítulo IV. “Excavación y soporte de las tuberías a presión”), en cada tubería a presión, se procedió a continuar con la ampliación a sección completa (etapa 3) de los tramos inclinados a 52°, teniéndose como acceso el canal de llamada de la obra de toma.

El plan fue tener totalmente terminadas la excavación de la segunda etapa y la colocación y empaque de los rieles en el tramo inclinado a 52°, de cada unidad, para que cuando se terminara la excavación del tramo bocatoma–transición–codo superior y la colocación y empaque del riel en el mismo tramo, se estuviera en condiciones de implementar instalaciones especiales que facilitaran y agilizaran las excavaciones restantes.

La construcción de las vías o rieles fue necesario para la transportación y colocación de los canutos o tubos que conformaron el blindaje de las tuberías a presión, estos se transportaron del canal de llamada de la obra de toma al sitio que le correspondió en el codo inferior o en el tramo inclinado 52° de la tubería a presión. Por esta razón, se tomó la decisión de colocar en cada unidad un malacate que auxiliara los trabajos necesarios para la terminación de las excavaciones, posteriormente, estos mismos malacates se utilizaron para la transportación o lanzado de canutos o tramos de tubería.

Así la situación: en las unidades 1 y 3 se diseñaron plataformas de trabajo que permitieron el acceso de maquinaria para perforación, facilitándose así los trabajos de excavación y tratamiento de las ramas inclinadas a 52° . En el caso de la unidad 2 se diseñó una plataforma que permitió el acceso de un jumbo electrohidráulico. Enseguida se hace una descripción de las estructuras utilizadas y de la secuencia de la excavación de la tercer etapa en la unidad 1.

UNIDAD 1: EXCAVACION CON PERFORADORAS DE PISO.

En la tubería a presión unidad 1 se diseñó una estructura conformada por los siguientes elementos:

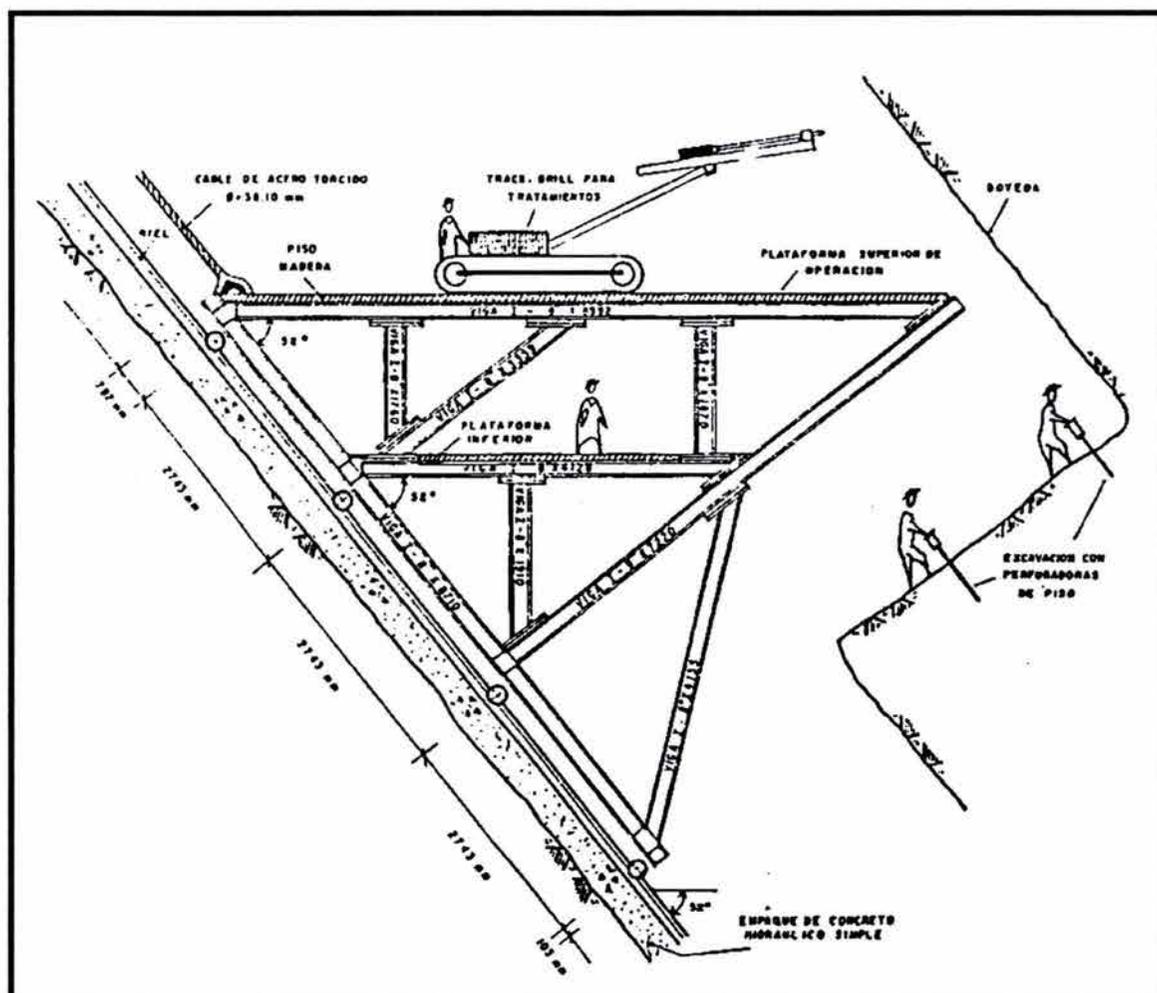
- Vigas metálicas tipo IPR de peraltes 152.40 y 203.20 mm y longitudes diversas.
- Ángulos metálicos APS de lados iguales con dimensiones 76.2 x 31.75 mm y longitudes variables.
- Tablones de madera de pino ancho de 254 mm, espesor 31.75 mm y longitudes variables.
- Ocho ruedas distribuidas en cuatro ejes.

La estructura se diseñó en base a la inclinación de la rama de excavación de manera que permitió contar con dos plataformas horizontales, una superior y una inferior, construidas a base de tablones de madera de pino.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

Las ruedas acondicionadas a la estructura permitieron el apoyo y deslizamiento de esta sobre los rieles. Ver Figura IV.32 "Plataformas de trabajo en la unidad 1".

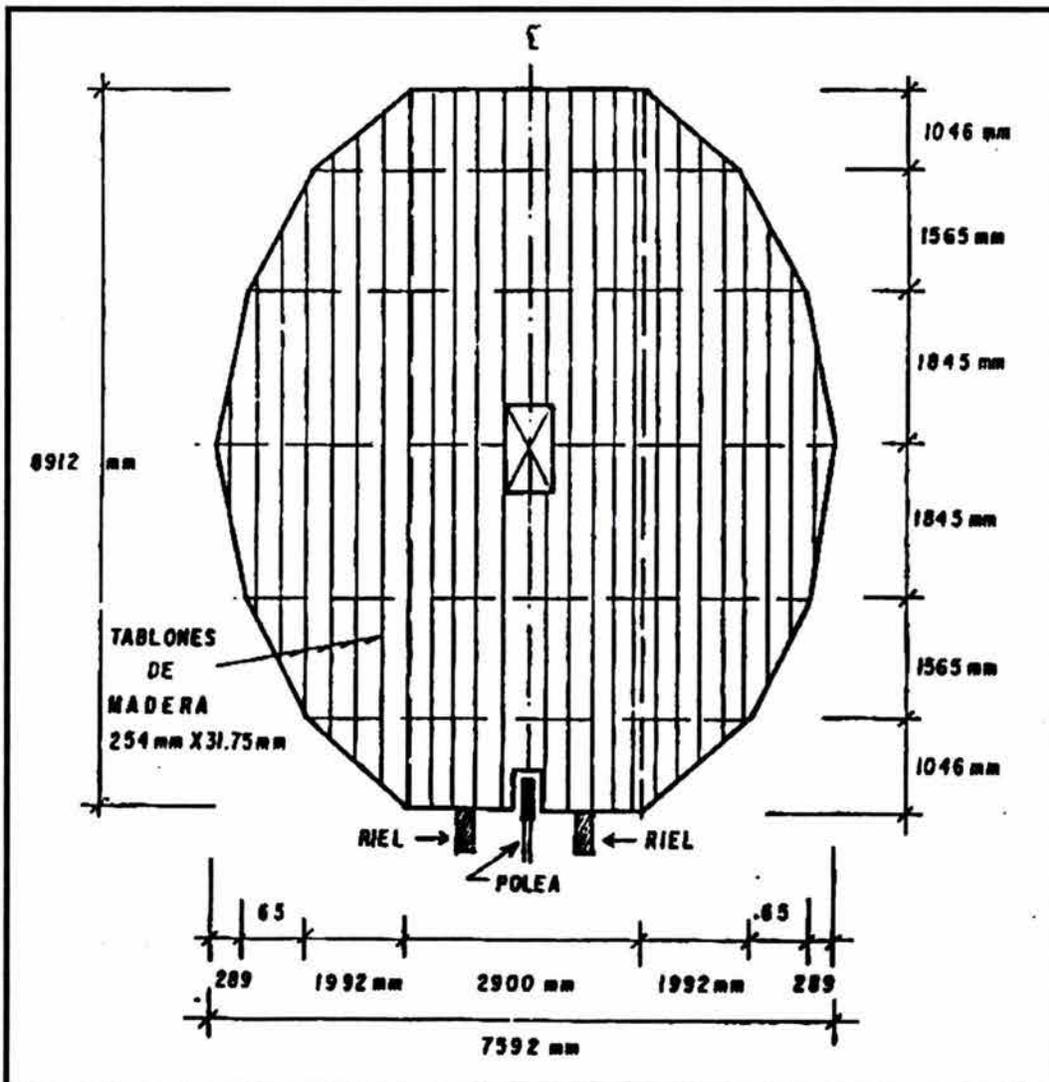
FIGURA IV. 32 PLATAFORMAS DE TRABAJO EN LA UNIDAD 1



La plataforma superior, de forma elipsoidal, tenía un ancho máximo de 7.59 m y una longitud máxima de 8.91 m en el centro contaba con un hueco que permitía el acceso del personal a la plataforma inferior. Sobre su superficie se instaló un track-drill que se utilizó para realizar los tratamientos de la roca simultáneamente a la excavación de la tercera etapa con perforadoras de piso.

Ver Figura IV.32 "Plataformas de trabajo en la unidad 1" y Figura IV.33 "Plataforma superior de operación, unidad 1".

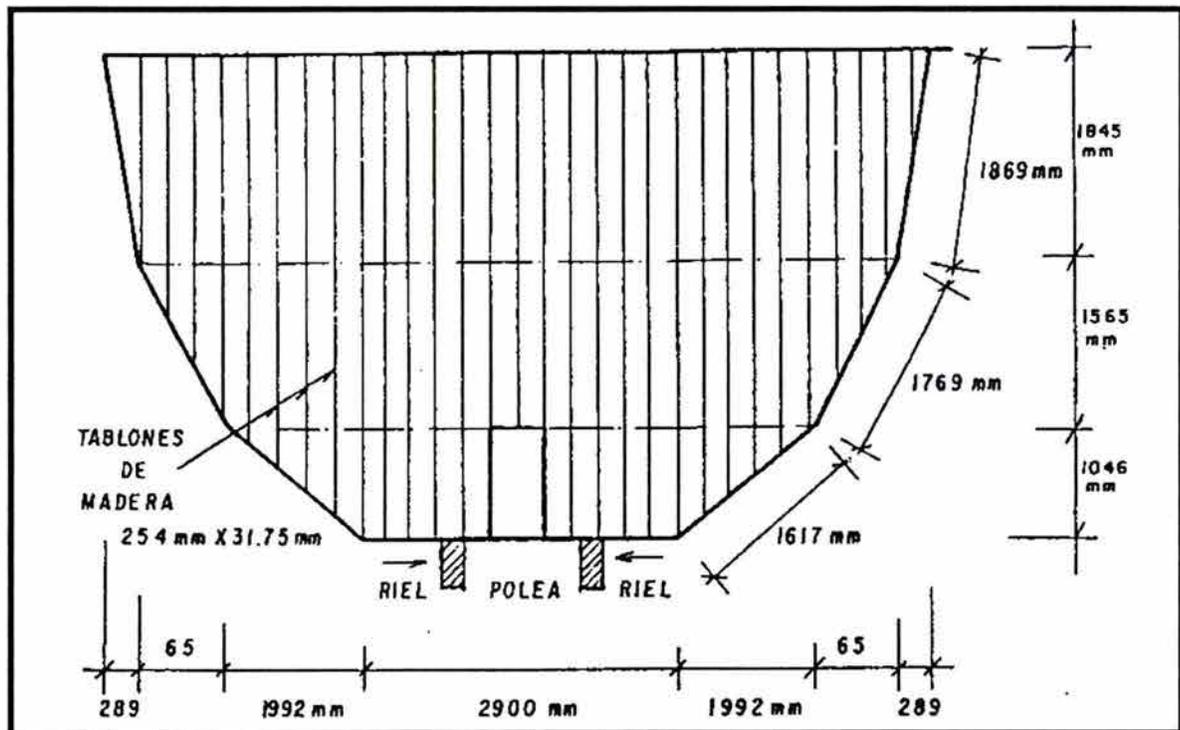
FIGURA IV.33 PLATAFORMA SUPERIOR DE OPERACIÓN
UNIDAD 1



La plataforma inferior, de forma semi-elipsoidal, con un ancho máximo de 7.59 m y una longitud máxima de 4.45 m, se utilizó para alojar o almacenar el equipo o material de trabajo como: perforadoras, herramientas y explosivos.

Ver Figura IV.32 "Plataformas de trabajo en la unidad 1" y Figura IV.34 "Plataforma inferior de operación, unidad 1".

**FIGURA IV. 34 PLATAFORMA INFERIOR DE OPERACIÓN
UNIDAD 1**



Mediante una polea adaptada a la plataforma superior y un cable de acero torcido, de diámetro 38.10 mm y una longitud aproximada 200 m se logró el ascenso y descenso de la estructura utilizando el malacate que se instaló en el canal de llamada de la obra de toma. Sobre la plantilla de rieles, con la finalidad de evitar que el cable se arrastrara, se colocó una serie de poleas en los puntos donde existían cambios fuertes de pendiente.

El 30 de junio de 1992, a la elevación 129.4 msnm, se reanudó la excavación de la tercera etapa utilizando para la barrenación máquinas neumáticas perforadoras

de piso o pierna. La excavación se atacó de arriba hacia abajo mediante el sistema de banqueos y el método del post-corte con el uso de explosivos. En sí para cada banqueo la secuencia de excavación fue la siguiente:

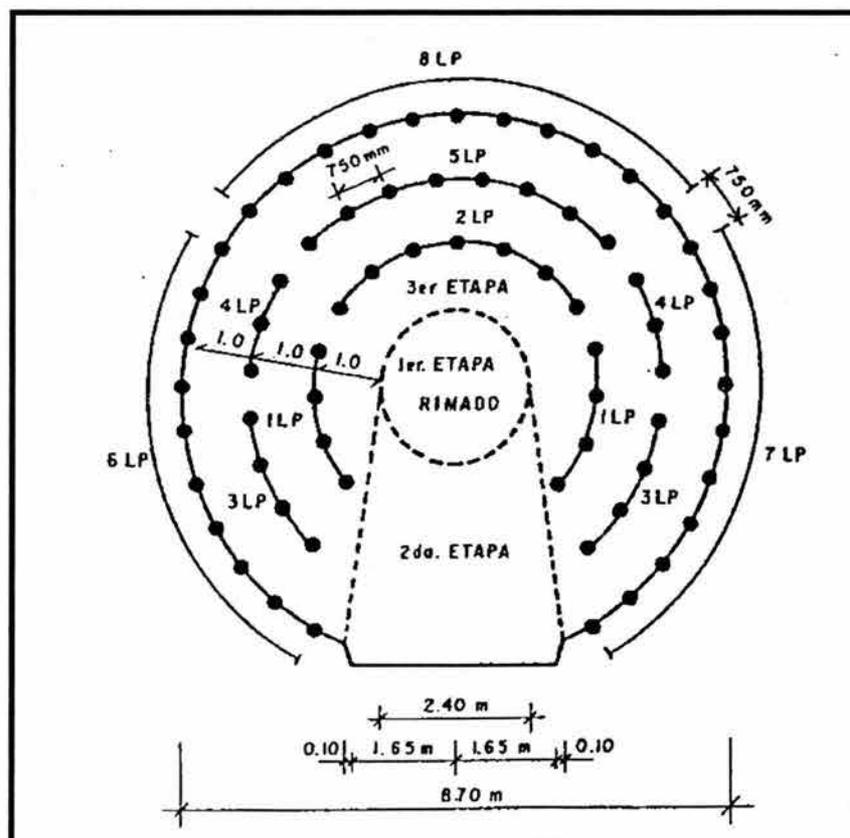
El trazo de la sección de excavación, se realizó empleando el mismo método topográfico utilizado para la excavación de la tercera etapa con tunnel-track, descrito en la unidad 1. La barrenación consistió en perforaciones de diámetro 38.1 mm y longitud promedio 2.4 m que conformaron la plantilla de la manera siguiente: en el contorno se realizaron 31 barrenos separados a cada 750 mm y en el interior con bordos máximos de 1000 mm, se hicieron 37 barrenos separados a cada 750 mm distribuidos en dos líneas.

La carga de explosivos se realizó empleando únicamente bombillos de Hidrogel de 2.5 cm de diámetro x 20 cm y peso 0.118 kg, cordón detonante Primacord, estopines de iniciación no eléctricos Nonel y como dispositivos de iniciación principal un estopín eléctrico. La distribución se hizo de la manera siguiente, en cada barreno del post-corte se emplearon dos bombillos como carga de fondo y como carga de columna, 4 bombillos separados a cada 20 cm que se unieron entre sí mediante Primacord; para cada barreno anterior se emplearon 10 bombillos. En todos y cada uno de los barrenos se colocó un estopín Nonel que se conectó a la línea troncal o principal de Primacord, esta a su vez se conectó al estopín eléctrico de iniciación. La explosión se inició mediante la aplicación de una carga eléctrica a través de una línea de conducción que se conectaba en un extremo, al estopín eléctrico de iniciación y en el otro a una batería por tratarse únicamente de un solo estopín de iniciación.

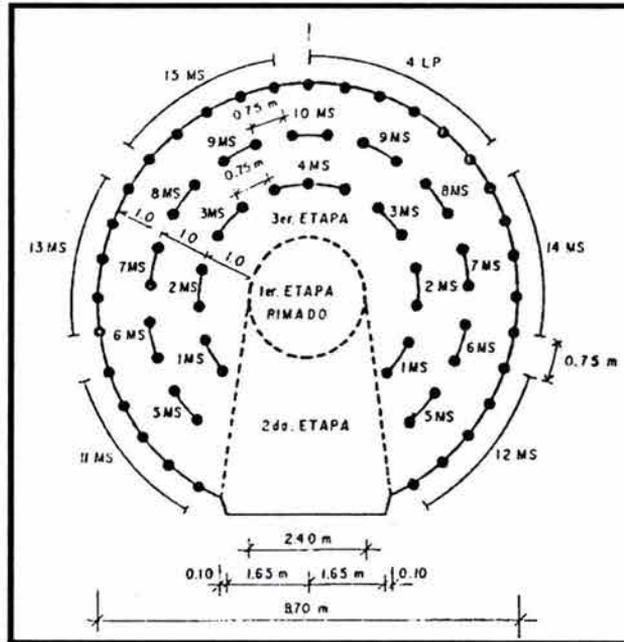
En general la carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 10 kg entre las elevaciones 154.25 y 95 msnm y 5 kg entre las elevaciones 95 y 52 msnm cumpliéndose estas especificaciones mediante la utilización de un total de 8 y 16 tiempos respectivamente.

El objetivo principal de la disminución de carga detonada en un tiempo, fue disminuir al máximo los empujes y vibraciones que producían las explosiones sobre la pared de la caverna de la casa de máquinas, ya que la bóveda de esta se encontraba a la elevación 89 msnm. En la Figura IV. 35 “Plantilla de barrenación y carga en la unidad 1. Elevación 129.4–95.0 msnm” y Figura IV.36 “Plantilla de barrenación y carga en la unidad 1. Elevación 95.0–52.0 msnm”; se muestran las plantillas típicas de barrenación y carga. La Tabla IV.10 “Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 1. Elevación 129.4–95.0 msnm”, se muestra más adelante.

**FIGURA IV.35 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA
UNIDAD 1. ELEVACIÓN 129.4–95.0 MSNM**



**FIGURA IV.36 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA
UNIDAD 1. ELEVACIÓN 95.0–52.0 MSNM**



**TABLA IV.10 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
EN LA UNIDAD 1. ELEVACIÓN 129.4–95.0 MSNM**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Barrenos de post-corte	31
Barrenos interiores	37
Cantidad total de barrenos	68
Longitud total de barrenación	163.2 m
Tiempo de barrenación	10.95 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	65.60 kg
Volumen teórico extraído	106.97 m ³
Densidad de carga	0.61 kg/m ³
Longitud efectiva	2.36 m
Eficiencia	98.50 %
Volumen real extraído	105.37 m ³
Coefficiente de barrenación	1.52 m/m ³
Rendimiento de barrenación	14.90 m/hora

La Tabla IV.11 "Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 1. Elevación 95.0–52.0 msnm", se muestra en seguida.

**TABLA IV.11 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
EN LA UNIDAD 1. ELEVACIÓN 95.0–52.0 MSNM**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.40 m
Diámetro de barrenación	3.81 cm
Barrenos de post-corte	31
Barrenos interiores	37
Cantidad total de barrenos	68
Longitud total de barrenación	163.2 m
Tiempo de barrenación	10.95 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	65.60 kg
Volumen teórico extraído	106.97 m ³
Densidad de carga	0.61 kg/m ³
Longitud efectiva	2.36 m
Eficiencia	98.50 %
Volumen real extraído	105.37 m ³
Coefficiente de barrenación	1.52 m/m ³
Rendimiento de barrenación	14.90 m/hora

En la Figura IV.37 "Excavación de la tercera etapa, tubería a presión unidad 1", se muestra la secuencia de excavación que se llevó a cabo.

UNIDAD 1

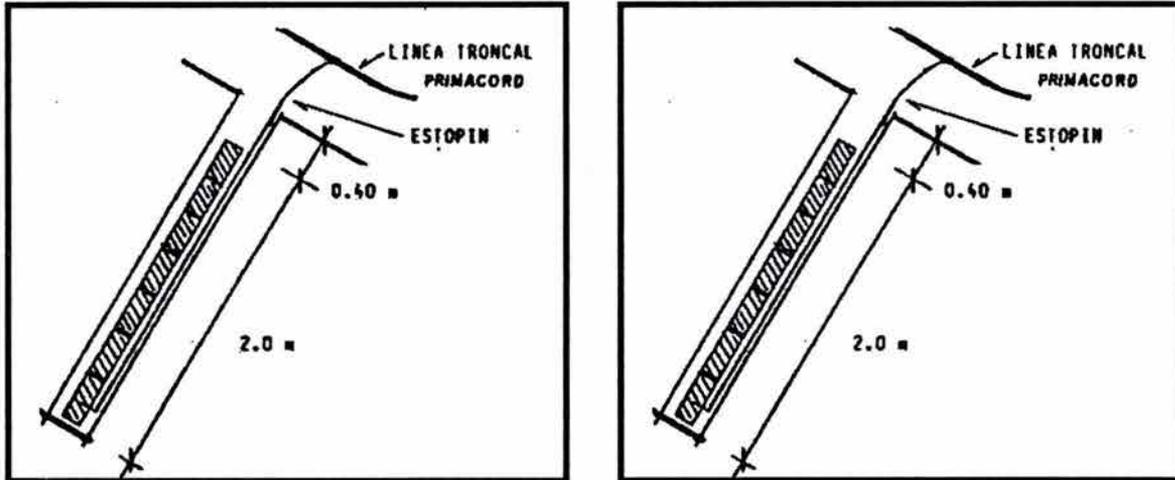
- Análisis de post-corte (bombillos de 2.54 cm de diámetro x 20 cm, peso de 0.118 kg).

$$CF = (2) (0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

$$CB = 0.708 \text{ kg}$$

FIGURA IV.37 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA
TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 1



Carga total de post-corte

$$CP = (31 \text{ barrenos})(0.708 \text{ kg}) = 21.95 \text{ kg}$$

- Análisis de barrenación interior (bombillos de 2.54 cm de diámetro x 20 cm, peso de 0.118 kg).

Carga por barreno

$$CB = (10)(0.118) = 1.18 \text{ kg}$$

Carga total de barrenación interior

$$CI = (37 \text{ barrenos})(1.18 \text{ kg}) = 43.66 \text{ kg}$$

Carga total (plantilla de 68 barrenos): $CT = CP + CI = 65.61 \text{ kg}$

Volumen de excavación: $V = (2.40 \text{ m})(44.57 \text{ m}^2) = 106.97 \text{ m}^3$

Factor de carga: $FC = CT/V = 65.61 \text{ kg}/106.97 \text{ m}^3 = 0.61 \text{ kg/m}^3$

Para realizar la detonación del banqueo la plataforma o estructura de trabajo se retiraba del sitio de detonación hasta un lugar seguro, aproximadamente a 40.0 m

de distancia. Efectuada la detonación y dada la ventilación adecuada del área, nuevamente se bajaba la plataforma hasta el frente de excavación. El tiempo promedio que se empleó para subir y bajar la plataforma fue de 20 minutos.

En seguida, en la elevación del banqueo se realizó la rezaga manualmente y mediante sopleteo con aire a presión arrojando el material a la parte baja de la tubería para su posterior retiro utilizando el equipo descrito en incisos anteriores. El ciclo se reiniciaba nuevamente con el trazo de la sección de excavación. El acceso de personal al frente de trabajo se lograba mediante escaleras que se iban colocando conforme avanzaba la excavación. El material y equipo requerido se transportó al frente de excavación utilizando un carro-canastilla que se deslizaba sobre la vía al ser descendido por el malacate.

Con la utilización de este método de excavación, auxiliado con plataforma de trabajo, se realizaron 0.8774 ciclos por día y se obtuvieron avances de 2.364 m por ciclo, representando el 98.5% de eficiencia. El avance promedio mensual obtenido fue de 62.225 m lineales.

En la Tabla IV.12 "Excavación a sección completa del tramo inclinado a 52°, con perforadoras de piso y plataforma de trabajo. Tubería a presión unidad 1", se muestran los ciclos típicos de excavación y tratamientos. Es importante mencionar que la plataforma de trabajo se empleó hasta que se terminó la vía de rodamiento, por ello fue posible auxiliar los trabajos de excavación en una parte del codo inferior, concretamente hasta la elevación 66 msnm.

La excavación de la rama inclinada a 52° se comunicó con la parte baja de la tubería al día 15 de agosto de 1992. El procedimiento para la ejecución para la excavación restante se describe posteriormente.

**TABLA IV.12 EXCAVACIÓN A SECCIÓN COMPLETA DEL TRAMO INCLINADO
A 52°, CON PERFORADORAS DE PISO Y PLATAFORMA
DE TRABAJO. TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 1**

CICLO	ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
EXCAVACIÓN	Trazo	1.573
	Barrenación	10.952
	Carga	7.218
	Detonación de la carga-ventilación	0.500
	Rezaga	3.806
	Total	24.048
TRATAMIENTOS	Trazo	0.573
	Barrenación, colocación de resina y ancias	1.887
	Total	2.460
TIEMPOS MUERTOS	Total	0.847
	CICLO TOTAL	27.355
	CICLOS POR DÍA	0.877

UNIDAD 2: EXCAVACIÓN CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO

Los resultados obtenidos en las excavaciones de la tercera etapa mediante la utilización de plataformas de trabajo, obligaron a buscar nuevas soluciones que ofrecieron la oportunidad de acelerar las excavaciones del tramo inclinado a 52° de la tubería a presión unidad 2. Por ello se tomó la determinación de ejecutar las excavaciones restantes utilizando como equipo de perforación un moderno jumbo electrohidráulico de dos brazos, tipo HS-305T Maximatic de Tamrock. Sin embargo estos modernos equipos de perforación están diseñados para trabajar normalmente y sin problema alguno a pendientes máximas de 18% (10.20° de inclinación), por lo que fue necesario hacer una serie de modificaciones al jumbo para garantizar su correcto funcionamiento bajo las condiciones de trabajo que implicaba realizar la excavación de un túnel inclinado a 52°. Las principales modificaciones y adaptaciones que se hicieron al jumbo para su utilización en las excavaciones del tramo inclinado a 52° fueron:

- El adecuado nivel de aceite en los depósitos que formaron parte del sistema de inyección se logró inclinando estos con respecto a la vertical a 52° hacia la parte trasera del jumbo. De tal manera que al ubicarse el equipo de perforación en la rama inclinada a 52° los depósitos permanecieron verticales, conservándose así el correcto nivel del aceite.
- Similarmente la cabina de operación se modificó de tal manera que al estar trabajando en la rama inclinada, el personal de operación laborara en condiciones normales de verticalidad.
- Se acondicionó un tercer brazo equipado con una canastilla que permitió al personal obrero realizar las maniobras necesarias para la ejecución de la excavación y los tratamientos de la roca.
- Para lograr el acceso del jumbo al frente de excavación fue necesario quitarle los neumáticos con que estaba provisto y en su lugar, adaptarle una plataforma metálica equipada con ruedas que permitieron el deslizamiento de este sobre la vía instalada.

La plataforma habilitada para montar el jumbo tenía una longitud de 7.7 m un ancho de 2 m y una altura de 1.2 m. El ascenso o descenso del jumbo se logró mediante la utilización de dos cables de acero torcido, de diámetro 38.10 mm y longitud aproximada 200 m cada uno, y un malacate con capacidad nominal de carga 63,350 kg y de características idénticas al utilizado en la unidad 1. La utilización de dos cables fue con el objetivo de asegurar al máximo el costoso equipo de perforación, de tal manera que el cable de cada uno de los tambores de tracción del malacate se fijaron, uno a la polea de la plataforma y el otro a la polea del jumbo. Con la utilización del jumbo se realizaron simultáneamente las excavaciones y tratamientos de la roca.

Para cada voladura el tiempo empleado en subir y bajar el jumbo a una distancia de 45 m del frente de detonación fue de 20 a 30 minutos. En seguida se describe la secuencia de excavación adoptada.

La excavación de la tercera etapa con jumbo electrohidráulico en la rama inclinada a 52°, se reinició a la elevación 133.90 msnm el día 19 de agosto de 1992 y concluyó en la comunicación con la parte baja de la tubería el día 3 de octubre de 1992.

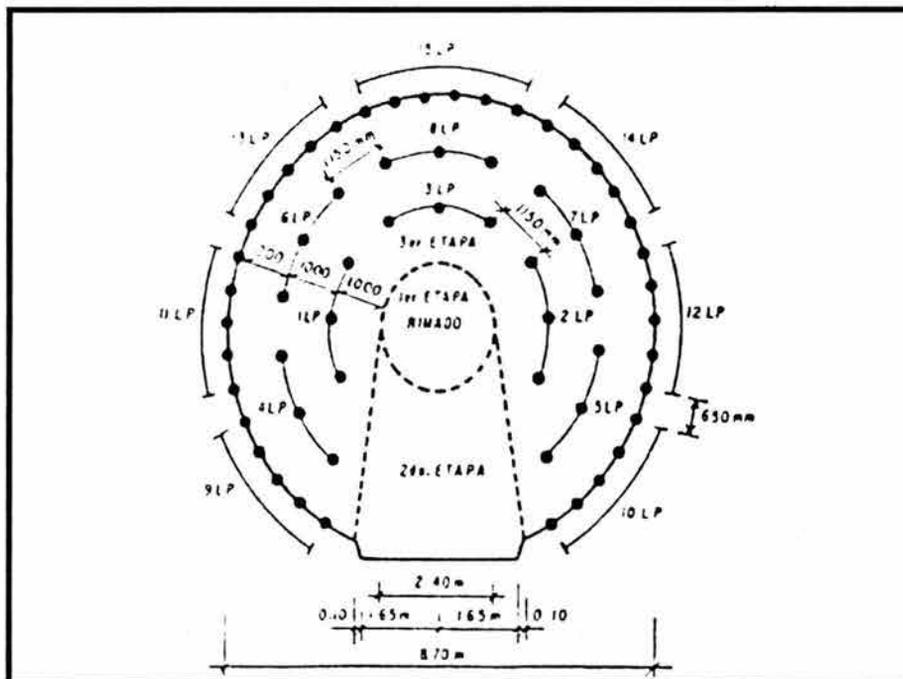
La excavación se realizó de arriba hacia abajo mediante el sistema de banqueos y el método del post-corte. Los explosivos que se emplearon fueron Hidrogel en bombillos de 2.5 cm de diámetro x 20 cm con peso 0.118 kg y de 3.75 cm x 40 cm con peso 0.5 kg, cordón detonante Primacord en los barrenos del post-corte y en la línea troncal, estopines de iniciación no eléctrica (Nonel) se colocaron en cada barreno como dispositivos de activación y estopín eléctrico como principal iniciador.

El trazo de la sección de excavación se realizó para cada banqueo utilizando el mismo método topográfico descrito en la excavación con tunnel-track. La barrenación se realizó con un diámetro de 47.62 y un longitud promedio de 2.5 m. Un total de 60 barrenos conformaron la plantilla de barrenación de los cuales se realizaron, 36 en el contorno de la sección con una separación de 650 mm y 24 en el interior de la sección con una separación de 1150 mm entre ellos y distribuidos en dos líneas que formaron bordos máximos de 1000 mm.

La carga con explosivos se realizó de la siguiente manera: en la barrenación del contorno o del post-corte se colocaron en cada barreno, un bombillo de 3.75 cm x 40 cm (1 1/2" x 16") como carga de fondo y 4 bombillos de 2.5 cm x 20 cm (1" x 8") como carga de columna, unidos entre sí mediante un tramo de Primacord y separados a cada 20 cm con pedazos de carrizo o de cartón enrollado.

En la barrenación interior se colocaron 5 bombillos de 3.75 cm de diámetro x 40 cm (1¹/₂" de diámetro x 16") en cada uno. En el bombillo del fondo de cada barreno se insertó un estopín Nonel y el extremo libre se conectó a la línea principal de Primacord. El estopín eléctrico se conectó a la línea principal. La detonación se inició mediante la aplicación de una carga eléctrica al estopín eléctrico a través de una línea de conducción que se conectaba a una batería. Al detonar el estopín eléctrico se iniciaba la detonación de la línea principal de Primacord y esta a su vez activaba los estopines Nonel de cada barreno. La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 10 kg entre las elevaciones 133.90 y 95 msnm y 5 kg entre las elevaciones 95 y 52 msnm, respetándose estas restricciones mediante la utilización de 15 y 20 tiempos, respectivamente. En la Figura IV. 38 "Plantilla de barrenación y carga en la unidad 2. Elevación 133.9–95.0 msnm" y Figura IV.39 "Plantilla de barrenación y carga en la unidad 2. Elevación 95.0–52.0 msnm"; se muestran las plantillas típicas de barrenación y carga.

**FIGURA IV.38 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA
UNIDAD 2. ELEVACIÓN 133.9–95.0 MSNM**

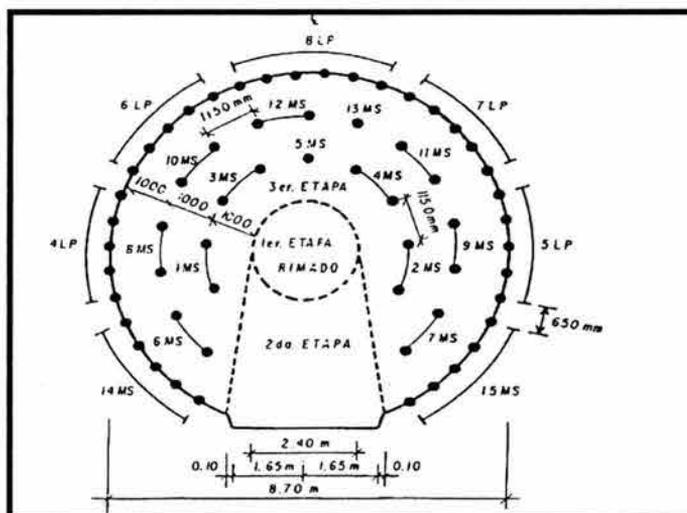


La Tabla IV.13 “Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 2. Elevación 133.9–95.0 msnm”, se muestra en seguida.

**TABLA IV.13 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
EN LA UNIDAD 2. ELEVACIÓN 133.9–95.0 MSNM**

CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.50 m
Diámetro de barrenación	47.60 cm
Barrenos de post-corte	36
Barrenos interiores	24
Cantidad total de barrenos	60
Longitud total de barrenación	150.0 m
Tiempo de barrenación	5.48 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	94.95 kg
Volumen teórico extraído	111.43 m ³
Densidad de carga	0.85 kg/m ³
Longitud efectiva	2.50 m
Eficiencia	100 %
Volumen real extraído	11.43 m ³
Coefficiente de barrenación	1.35 m/m ³
Rendimiento de barrenación	27.35 m/hora

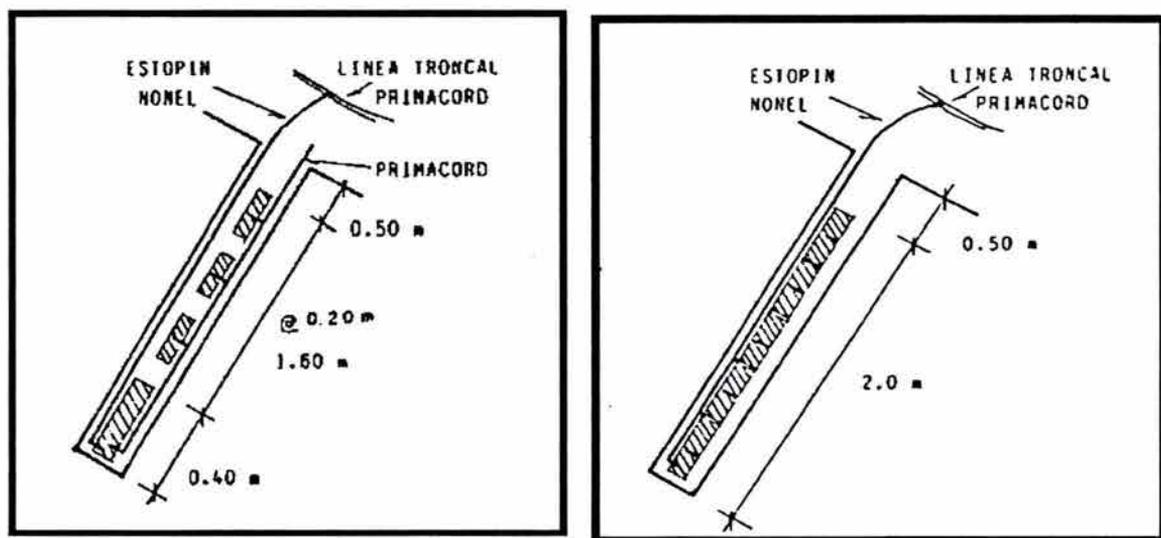
**FIGURA IV.39 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA
UNIDAD 2. ELEVACIÓN 95.0–52.0 MSNM**



Los datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 2. Elevación 95.0–52.0 msnm es similar a la Tabla IV.13 “Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 2. Elevación 133.9–95.0 msnm”, descrito anteriormente.

En la Figura IV.40 “Excavación de la tercera etapa, tubería a presión unidad 2”, se muestra la secuencia de excavación que se llevó a cabo.

**FIGURA IV.40 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA
TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2**



UNIDAD 2

- Análisis para la barrenación de post-corte.

Carga de fondo (1 bombillo de 3.81 cm de diámetro x 40.64 cm)

$$CF = (1) (0.50 \text{ kg}) = 0.50 \text{ kg}$$

Carga de columna (4 bombillos de 2.54 cm de diámetro x 20.32 cm)

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

Carga por barreno

$$CB = CF + CC = 0.972 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte

$$CP = (36 \text{ barrenos})(0.972 \text{ kg}) = 35 \text{ kg}$$

➤ Análisis de barrenación interior.

Carga por barreno (5 bombillos de 3.81 cm de diámetro x 40.64 cm)

$$CB = (5)(0.50) = 2.50 \text{ kg}$$

Carga total de barrenación interior

$$CI = (24 \text{ barrenos})(2.50 \text{ kg}) = 60 \text{ kg}$$

Carga total (plantilla de 60 barrenos): $CT = CP + CI = 95 \text{ kg}$

Volumen de excavación: $V = (2.50 \text{ m})(44.57 \text{ m}^2) = 111.43 \text{ m}^3$

Factor de carga: $FC = CT/V = 95 \text{ kg}/111.43 \text{ m}^3 = 0.85 \text{ kg/m}^3$

La rezaga se realizó idénticamente a la secuencia descrita en incisos anteriores. Con este método de excavación se realizaron 0.91 ciclos por día y se obtuvieron avances promedio de 2.50 m por ciclo, representando una eficiencia óptima del 100 %. El avance manual aproximado fue de 68.57 metros lineales. En la Tabla IV.14 "Excavación a sección completa del tramo inclinado a 52° con jumbo electrohidráulico. Tubería a presión unidad 2", se muestran los ciclos típicos de excavación y tratamientos.

UNIDAD 3: EXCAVACIÓN CON PERFORADORAS DE PISO Y TRACK-DRILL

En la tubería a presión unidad 3 se diseñó una estructura de características parecidas a la utilizada en la unidad 1, solo que en este caso únicamente contaba con una plataforma cuya geometría y dimensiones son idénticas a las de la plataforma inferior. En las Figuras IV.34 "Plataforma inferior de operación unidad 1 de las tuberías a presión" y en la Figura IV.41 "Plataforma de trabajo en la unidad

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

3 de las tuberías a presión”; se muestran la plataforma de operación y un corte longitudinal de la estructura.

**TABLA IV.14 EXCAVACIÓN A SECCIÓN COMPLETA DEL TRAMO INCLINADO
A 52° CON JUMBO ELECTROHIDRÁULICO.
TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2**

CICLO	ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
EXCAVACIÓN	Trazo	1.133
	Barrenación	5.484
	Carga	4.461
	Detonación de la carga-ventilación	0.484
	Rezaga	6.555
	Total	18.117
TRATAMIENTOS	Trazo	0.461
	Barrenación, colocación de resina y anclas	3.539
	Total	4.00
TIEMPOS MUERTOS	Total	4.133
	CICLO TOTAL	26.25
	CICLOS POR DÍA	0.914

El ascenso y descenso de la plataforma de trabajo se logró mediante un cable de acero torcido de diámetro 31.75 mm longitud aproximada 200 m, y un malacate que se instaló en el canal de llamada de la obra de toma cuyas características fueron:

- Dimensiones
 - Longitud 3.4 m
 - Ancho 2.22 m
 - Altura 1.67 m
- Peso 5,700 kg
- Capacidad nominal de carga 10,000 kg
- Motor mecánico de combustión diesel

- Equipado con dos tambores de tracción.

Sobre la plataforma se montó un track-drill para llevar a cabo los tratamientos de la roca expuesta en las excavaciones, sin embargo, por las pequeñas dimensiones de la plataforma, se dificultaron considerablemente las maniobras para la movilización del track-drill sobre la superficie. Por otra parte, a diferencia de la unidad 1, la estructura de la unidad 3 facilitó el empleo del track-drill para la barrenación de la sección superior de excavación, el resto de la sección se barrenó utilizando perforadoras de piso.

La excavación se reanudó a partir de la elevación 122 msnm el día 1 de junio de 1992 y en sí la secuencia de las actividades fue idéntica a la descrita en la unidad 1 por lo que únicamente se harán las siguientes observaciones:

Las barrenaciones se realizaron con diámetros de 38.10 mm para el caso de perforadoras de piso 47.62 mm para el caso de track-drill, y una longitud promedio de 2.50 m. En el contorno de la sección se efectuaron 31 barrenos separados a cada 750 mm, de los cuales 16 se realizaron con perforadoras de piso y 15 con track-drill. En el interior de la sección se ejecutaron 32 barrenos separados a cada 850 mm y distribuidos en dos líneas, de los cuales 14 se hicieron con perforadoras de piso y 18 con track-drill. Se emplearon bordos de 1000 mm entre líneas.

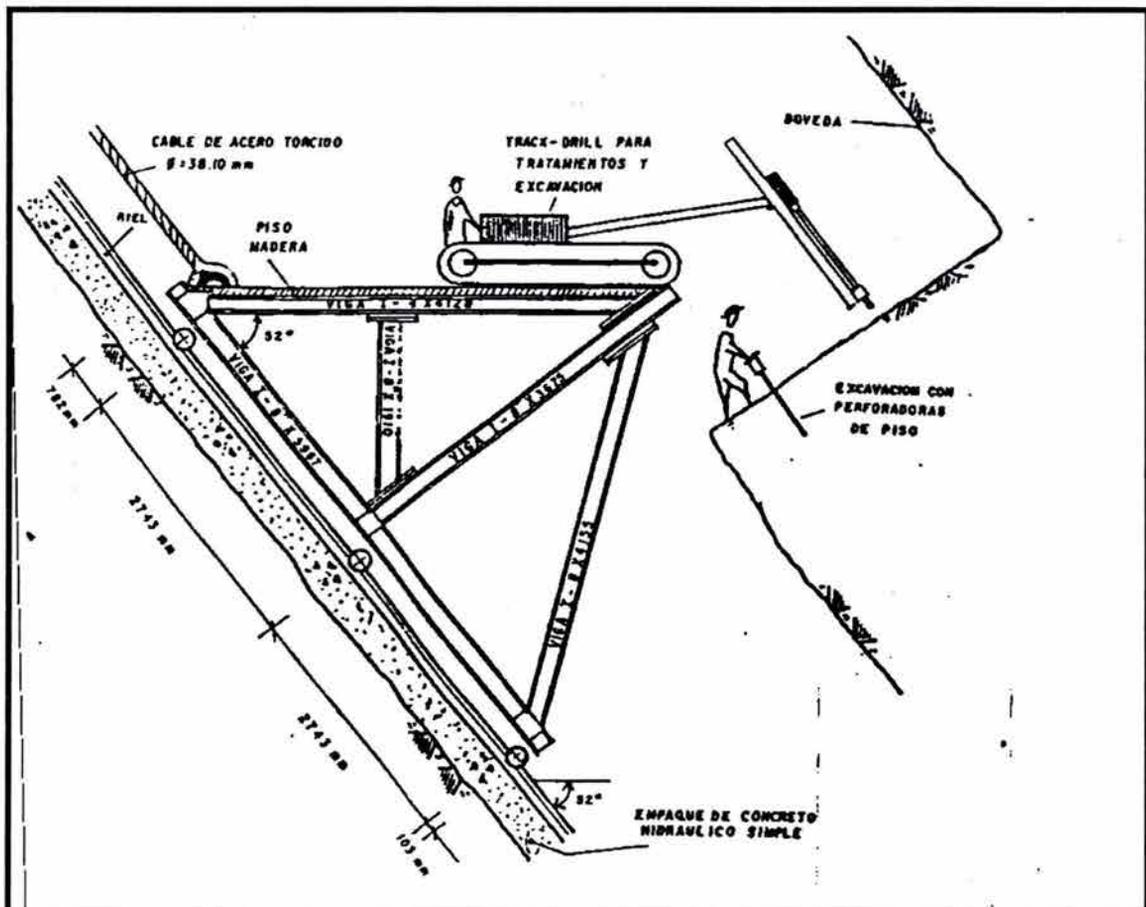
La barrenación de post-corte interior se cargó con bombillos de Hidrogel de 2.5 cm de diámetro x 20 cm (1" de diámetro x 8") separados a cada 20 cm, como carga de fondo se utilizaron dos bombillos tanto en la barrenación con perforadoras como en la del track-drill, como carga de columna se utilizaron 4 y 5 bombillos respectivamente.

La barrenación interior se cargó con bombillos Hidrogel de 2.54 cm de diámetro x 20 cm para la barrenación con perforadoras fueron utilizados 10 bombillos y para

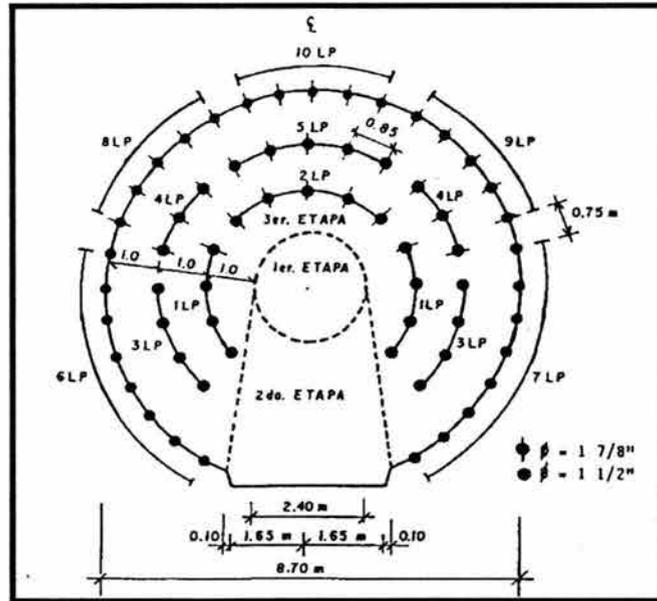
**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

la realizada con track-drill se emplearon 13. La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 10 kg entre las elevaciones 122.0 y 95.0 msnm, y de 5 kg entre las elevaciones 95.0 y 52.0 msnm. En la Figura IV. 42 "Plantilla de barrenación y carga en la unidad 3. Elevación 122.0-95.0 msnm" y Figura IV.43 "Plantilla de barrenación y carga en la unidad 3. Elevación 95.0-52.0 msnm"; se muestran las plantillas típicas de barrenación y carga. La Tabla IV.15 "Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 3. Elevación 122.0-95.0 msnm", se muestra más adelante.

**FIGURA IV.41 PLATAFORMA DE TRABAJO EN LA UNIDAD 3 DE LAS
TUBERÍAS A PRESIÓN**



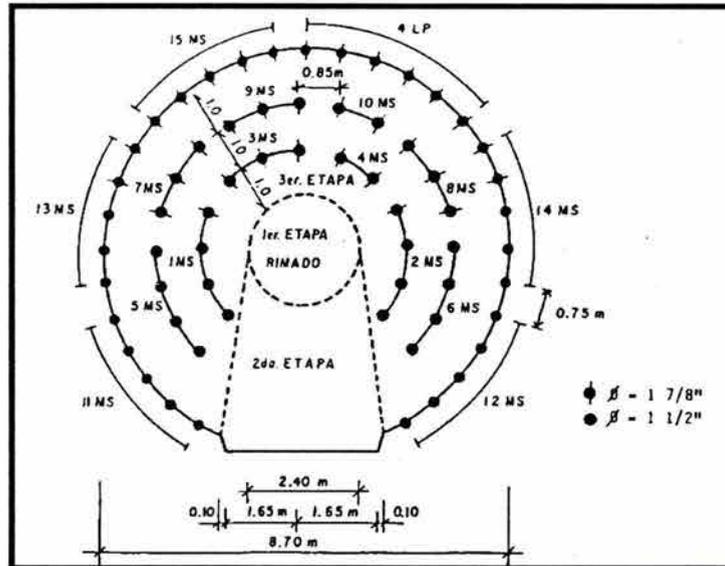
**FIGURA IV.42 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA UNIDAD 3.
ELEVACIÓN 122.0–95.0 MSNM**



**TABLA IV.15 DATOS DE LA PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA
EN LA UNIDAD 3. ELEVACIÓN 133.9–95.0 MSNM**

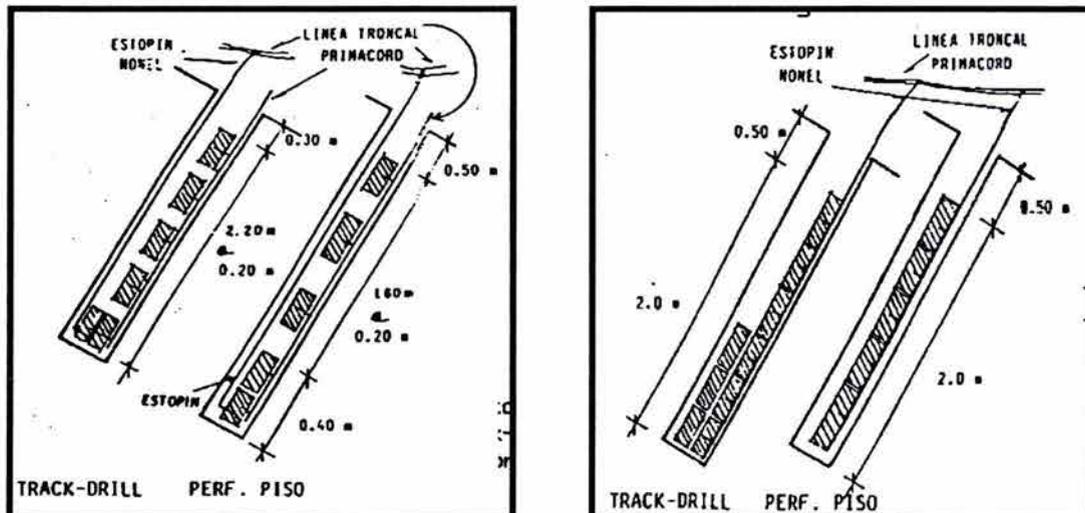
CONCEPTO	CANTIDAD
Longitud de barrenación	2.50 m
Diámetro de barrenación	47.60 cm y 38.10 cm
Barrenos de post-corte	31
Barrenos interiores	32
Cantidad total de barrenos	63
Longitud total de barrenación	157.5 m
Tiempo de barrenación	10.92 horas
Área de excavación	44.57 m ²
Total de explosivos	67.85 kg
Volumen teórico extraído	111.43 m ³
Densidad de carga	0.61 kg/m ³
Longitud efectiva	2.18 m
Eficiencia	87.24 %
Volumen real extraído	97.21 m ³
Coefficiente de barrenación	1.41 m/m ³
Rendimiento de barrenación	14.42 m/hora

FIGURA IV.43 PLANTILLA DE BARRENACIÓN Y CARGA EN LA UNIDAD 3.
ELEVACIÓN 95.0–52.0 MSNM



En la Figura IV.44 "Excavación de la tercera etapa, tubería a presión unidad 3", se muestra la secuencia de excavación que se llevó a cabo.

FIGURA IV.44 EXCAVACIÓN DE LA TERCERA ETAPA
TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 3



Los datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 3. Elevación 95.0–52.0 msnm es similar a la Tabla IV.15 “Datos de la plantilla de barrenación y carga en la unidad 3. Elevación 133.9–95.0 msnm”, descrito anteriormente.

UNIDAD 3

- Análisis para la barrenación de post-corte (bombillos de 2.54 cm de diámetro x 20.32 cm, de peso 0.118 kg).

Carga de fondo: 2 bombillos

$$CF = (1)(0.118 \text{ kg}) = 0.236 \text{ kg}$$

Carga de columna: 5 bombillos

$$CC = (5)(0.118) = 0.590 \text{ kg}$$

Carga por barreno

$$CB = CF + CC = 0.826 \text{ kg}$$

Perforadoras de piso

$$CF = (2)(0.118) = 0.236 \text{ kg}$$

$$CC = (4)(0.118) = 0.472 \text{ kg}$$

$$CB = 0.708 \text{ kg}$$

Carga total de post-corte:

$$\text{Track-drill: } (15 \text{ barrenos})(0.826 \text{ kg}) = 12.39 \text{ kg}$$

$$\text{Perforadoras: } (16 \text{ barrenos})(0.708 \text{ kg}) = 0.826 \text{ kg}$$

$$\text{Total: } 31 \text{ barrenos} = 23.72 \text{ kg}$$

- Análisis de barrenación interior (bombillos de 2.54 cm de diámetro x 20.32 cm, de peso 0.118 kg).

Track-drill

$$CF = (6)(0.118) = 0.708 \text{ kg}$$

$$CC = (7)(0.118) = 0.826 \text{ kg}$$

$$CB = 1.534 \text{ kg}$$

Carga total de barrenación interior:

Track-drill: (18 barrenos)(1.534 kg) = 27.61 kg

Perforadoras: (14 barrenos)(1.180 kg) = 16.52 kg

Total: 32 barrenos = 44.13 kg

Carga total de barrenación: $CT = CP + CI = 23.72 \text{ kg} + 44.13 \text{ kg} = 67.85 \text{ kg}$

Volumen de excavación: $V = (L)(A) = (2.50 \text{ m})(44.57 \text{ m}^2) = 111.43 \text{ m}^3$

Factor de carga: $FC = CT/V = 67.85 \text{ kg}/111.43 \text{ m}^3 = 0.61 \text{ kg/m}^3$

Con este método de excavación se lograron 0.728 ciclos por día y se obtuvieron avances de 2.181 m por ciclo, que representó una eficiencia del 87.24%. El avance mensual que se obtuvo fue de 47.63 metros lineales aproximadamente. En la Tabla IV.16 "Excavación a sección completa del tramo inclinado a 52° con perforadoras de piso y track-drill, utilizando plataforma de trabajo. Tubería a presión unidad 3", se muestran los ciclos típicos de excavación y tratamientos.

La excavación se realizó con el auxilio de la plataforma aproximadamente hasta la elevación 166 msnm. La excavación de la rama inclinada a 52° se comunicó con la parte baja de la tubería el 14 de agosto de 1992. El procedimiento seguido para concluir la excavación restante se describe en el siguiente inciso.

IV.2.8 CONTINUACIÓN DE LA EXCAVACIÓN DEL CODO INFERIOR.

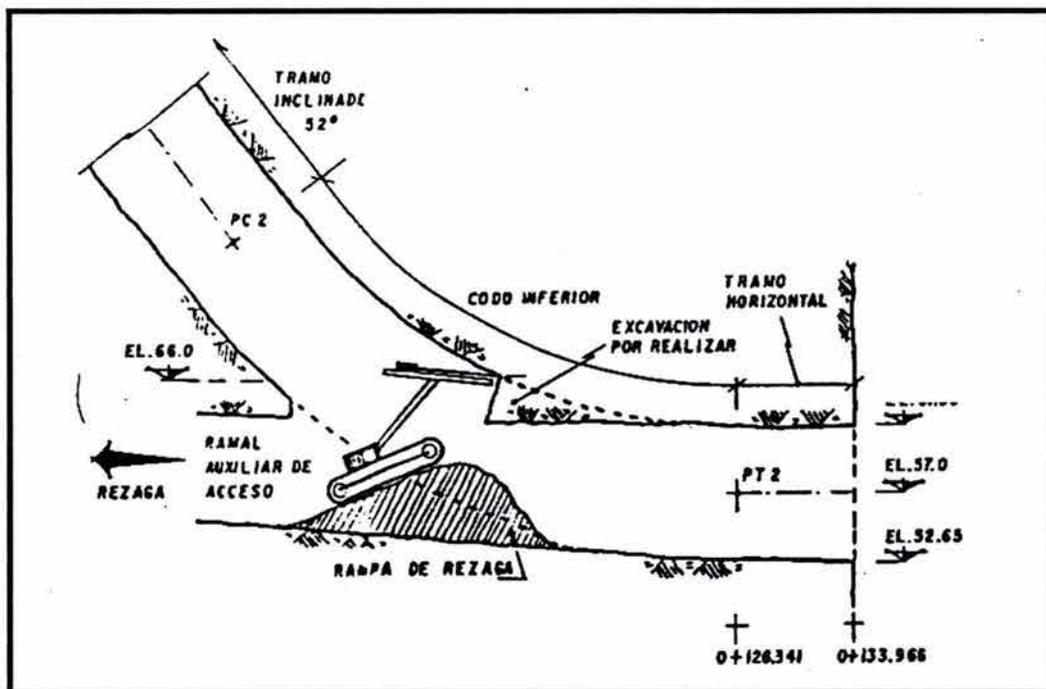
Una vez comunicadas las excavaciones de la rama inclinada con la parte baja del codo inferior, restó por excavar una parte de la bóveda del codo inferior para definir totalmente la línea de proyecto. Sin embargo por las características de las plataformas utilizadas y por la terminación de la vía, fue imposible terminar las excavaciones por estos medios. Por ello se determinó atacar el resto de las excavaciones en la parte baja de la tubería a través del ramal auxiliar de acceso.

**TABLA IV.16 EXCAVACIÓN A SECCIÓN COMPLETA DEL TRAMO INCLINADO
A 52° CON PERFORADORAS DE PISO Y TRACK-DRILL, UTILIZANDO
PLATAFORMA DE TRABAJO. TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 3**

CICLO	ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO HORAS
EXCAVACIÓN	Trazo	1.133
	Barrenación	10.922
	Carga	6.047
	Detonación de la carga-ventilación	0.500
	Rezaga	5.766
	Total	24.368
TRATAMIENTOS	Trazo	0.953
	Barrenación, colocación e inyección de anclas	5.399
	Colocación y calafateo de anclas	0.078
	Inyección de anclas	0.172
	Total	6.602
TIEMPOS MUERTOS	Total	2.0
	CICLO TOTAL	32.970
	CICLOS POR DÍA	0.728

Para lograr este objetivo, dado que la altura entre el piso del ramal (elevación 53 msnm) y la clave de la excavación (elevación 66 msnm) era de 13 m, fue necesario utilizar la misma rezaga producto de las voladuras anteriores para construir una rampa que permitiera el acceso del equipo de perforación al frente de excavación. Conforme avanzaba iba disminuyendo la altura por lo que gradualmente se fue retirando la rezaga y se fue conformando una rampa adecuada. El equipo utilizado para construir la rampa de rezaga fue un tractor de empuje bulldozer tipo D8N de Caterpillar, el equipo utilizado para el retiro de la rezaga fue un cargador frontal 90C-Terex y camiones fuera de carretera 3307-Terex ó R-50 Euclid con capacidad de carga 44 y 50 toneladas, respectivamente. Ver la Figura IV.45 "Continuación de la excavación del codo inferior unidades 1, 2 y 3", que se muestra a continuación.

FIGURA IV.45 CONTINUACIÓN DE LA EXCAVACIÓN DEL
CODO INFERIOR UNIDADES 1, 2 Y 3



La barrenación faltante se realizó mediante la utilización del siguiente equipo de perforación:

- En la unidad 1 y 2: Perforadoras de pierna y track-drill
- En la unidad 3: Jumbo electrohidráulico de tres brazos tipo HS-305T Maximatic de Tamrock.

Las excavaciones se realizaron con avances máximos de 3.2 m y diámetros de barrenación de 30.1 mm con perforadoras de pierna y 47.62 mm con track-drill y jumbo electrohidráulico.

Para las primeras voladuras, además de la barrenación del contorno, fue necesario realizar una barrenación interior que ayudara al desborde de la excavación.

La barrenación del contorno se hizo con una separación de 800 mm y emplearon bordos máximos de 1,000 mm entre líneas de barrenación. La carga con explosivos se realizó utilizando bombillos Hidrogel de 2.5 cm de diámetro x 20.32 cm (1" de diámetro x 8") y de 3.75 cm de diámetro x 40 cm (1 1/2" de diámetro x 16"), con pesos de 0.118 y 0.5 kg respectivamente, cordón detonante Primacord, estopines Nonel de iniciación y mecha de encendido. La carga máxima de explosivos detonados en un solo tiempo fue de 5 kg. Los tratamientos respectivos se ejecutaron alternadamente a la excavación. Finalmente las excavaciones totales de los túneles para las tuberías a presión se concluyeron en las siguientes fechas:

- Tubería a presión unidad 1: 16 de septiembre de 1992
- Tubería a presión unidad 2: 27 de octubre de 1992
- Tubería a presión unidad 3: 4 de septiembre de 1992.

En resumen la excavación de los túneles para las tuberías a presión se inició en febrero de 1991 a través del codo superior de la unidad 1 y se terminó totalmente a finales de octubre de 1992 en el codo inferior de la unidad 2. La unidad 1 se excavó de febrero de 1991 a septiembre de 1992, la unidad 2 de marzo de 1991 a octubre de 1992 y la unidad 3 de marzo de 1991 a septiembre de 1992. En total se excavaron 38,069.60 m³ de roca en los túneles para las tres unidades de tuberías a presión, de los cuales: 12,659.88 m³ se excavaron en la unidad 1, 13,144.61 m³ en la unidad 2 y 12,265.11 m³ en la unidad 3 que representan el 33.25 %, 34.53 % y 32.22 % del volumen total respectivamente.

IV. 2. 9 TRATAMIENTOS DE LA ROCA

Los tratamientos de la roca que se realizaron en los túneles para las tuberías a presión unidad 1, 2 y 3 fueron los siguientes:

- Anclaje de fricción inyectado con lechada.
- Anclaje de fricción colocado con resina epóxica.
- Drenaje.

- Mortero lanzado
- Vigas de soporte

La determinación, ubicación y distribución de los tratamientos de la roca necesarios para el soporte de la misma y la estabilidad propia de los túneles, se definió en base a las condiciones geológicas que se predijeron, al tipo de excavación y los tipos de recursos que fue posible utilizar. Para ello se contó con la suficiente información geológica para determinar el tipo de bloques o masas rocosas inestables que se podrían presentar y que se deberían tratar. Dicha información se obtuvo de:

- a) La inspección durante las excavaciones de:
 - El ramal auxiliar por galería 4.
 - Los túneles de acceso a las obras subterráneas (en la parte baja de las tuberías).
 - Las cavernas de la casa de máquinas y galería de oscilación.
 - El canal de llamada de la obra de toma.

- b) La barrenación de diamante con recuperación de núcleos efectuada en la zona de lumbreras de buses, concretamente en la plataforma de la subestación a partir de la elevación 205 msnm.

- c) La observación del comportamiento de las máquinas contrapoceras durante el rimado de las lumbreras de ventilación de la casa de máquinas y galería de oscilación, así como de la propia excavación de los pozos piloto en el tramo inclinado a 52° de las tuberías a presión. Del comportamiento observado se pronosticó la calidad de terreno medida a partir de la velocidad del rimado, tipo de material rimado, etc.

- d) La observación del pozo piloto de 2.4 m de diámetro

Sin embargo ya durante la excavación definitiva de los túneles propiamente de las tuberías a presión, el tipo de tratamiento a ejecutar, la ubicación y la distribución del mismo (indicadas previamente) se conservó o modificó de acuerdo a las condiciones geológicas reales que se encontraron. Las modificaciones que se hicieron consistieron en incrementar, disminuir y/o anular e inclusive cambiar el tipo de tratamiento preestablecido en zonas que así se requirió.

Es importante hacer la observación que algunas de las modificaciones que se hicieron se originaron en virtud de que se destinaron mayores recursos para la aceleración de los trabajos, tal es el caso de la utilización de plataformas de trabajo en los tramos inclinados a 52° , ya que facilitaron el empleo de maquinaria mayor (jumbo electrohidráulico y track-drill) para la ejecución de anclaje de fricción colocado con resina en sustitución del anclaje de fricción inyectado con lechada, que generalmente se realizó con maquinaria menor (perforadoras de pierna) sin la utilización de plataformas de trabajo.

Así mismo, es importante mencionar que los tratamientos se realizaron alternadamente a las excavaciones definitivas de cada una de las etapas que conformaron la construcción de los túneles, de tal manera que fue prioritaria la ejecución de los tratamientos sobre las excavaciones y frecuentemente condicionante la conclusión de estos para poder continuar con las mismas. El caso más importante se presentó en la excavación del tramo bocatoma-transición-codo superior de la unidad 2, ya que como anteriormente se mencionó, se llevó un estricto y riguroso control excavación-tratamientos con la finalidad de garantizar la estabilidad de la estructura.

IV.2.9.1 ANCLAJE DE FRICCIÓN INYECTADO CON LECHADA

Este tipo de anclaje fue constituido por los siguientes elementos y características:

a) Anclas o varillas de acero con una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

acondicionadas con "centradores" consistentes en alambrcn de diámetro 6.35 mm y longitud 100 mm, colocados alrededor de la varilla separados a cada 1.5 ó 2 m. Los diámetros y longitudes de las anclas utilizadas se muestran en la Tabla IV.17 "Diámetros y longitudes de las anclas", que a continuación se muestra:

TABLA IV.17 DIÁMETROS Y LONGITUDES DE LAS ANCLAS

DIÁMETRO DE ANCLA MILÍMETROS	LONGITUD DE ANCLA METROS
38.1	6, 8 y 9
31.75	6 y 9
25.4	4.5
19.05	4.5

b) Mezclas ó lechada de cemento de características:

- Cemento empleado: Pulzolánico o tipo 1.
- Dosificación ó proporcionamiento empleado:
 - Agua-----26 lts
 - Aditivo expansor de volumen "Intraplast C"----- 175 grs
 - Cemento-----50 kg
- Propiedades físicas:
 - Fluidez-----9-11 seg
 - Densidad-----1.74-1.76 gr/cm³
 - Resistencia del concreto simple a los 28 días-----205 kg/cm²
- Vida útil de la mezcla: 30 minutos (con una pérdida máxima de resistencia del 7%).
- Tiempo mínimo de fraguado : 9 horas

c) Barrenos de diámetro compatible al diámetro del ancla, de manera de cumplir con el área mínima permisible de contacto entre lechada y roca. Ver Tabla 18 "Diámetro de varilla y diámetro mínimo del barreno".

TABLA IV.18 DIÁMETRO DE VARILLA Y DIÁMETRO MÍNIMO DEL BARRENO

DIÁMETRO DEVARILLA	DIÁMETRO MÍNIMO DEL BARRENO
1 1/2" (38.10 mm)	3" (76.20 mm)
1 1/4" (31.75 mm)	3" (76.20 mm)
1" 25.40 mm	2 1/4" (57.15 mm)
3/4" (19.05 mm)	1 1/2" (38.10 mm)

- d) Manguera flexible para respiración del barreno, de diámetros 6.35 mm (¹/₄"), 9.53 mm (3/8") y longitudes variables acordes a la longitud del ancla y barreno.
- e) Manguera de poliducto para inyección, de diámetro 12.70 mm (¹/₂") y longitud promedio de 50 cm.

El ciclo de tratamiento característico del anclaje de fricción inyectado con lechada se constituyó principalmente por las actividades siguientes:

- Trazo
- Barrenación
- Lavado de barrenos
- Colocación de anclas
- Inyección de anclas

A continuación se hace una descripción más detallada de la secuencia de actividades:

- 1) Trazo topográfico: consistió en ubicar la zona a tratar y marcar el sitio exacto correspondiente a cada una de las anclas por colocar, de acuerdo a la elevación y/o cadenamamiento indicado por mecánica de rocas.
- 2) Perforación de los barrenos mediante la utilización del siguiente equipo.

Ver la Tabla IV.19 “Descripción del equipo utilizado para la barrenación”, que se muestra a continuación.

**TABLA IV.19 DESCRPCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO PARA
LA BARRENACIÓN**

UNIDAD	UBICACIÓN	DIÁMETRO	LONGITUD METROS	EQUIPO DE PERFORACIÓN
1	Codo superior	3" (76.20 mm)	6.0	Track-drill
	Tramo inclinado a 52°	1 1/2" (38.10 mm)	4.5	Perforadora de pierna
	Codo inferior	3" (76.20 mm)	6	Jumbo electrohidráulico
	Tramo horizontal	3" (76.20 mm)	6 y 9	Jumbo electrohidráulico
2	Tramo bocatoma- Transición-Codo	3" (76.20 mm) 2 1/4" (57.15 mm)	6 y 9 4.5	Track-drill y jumbo electrohidráulico
	Tramo inclinado a 52°	1 1/2" (38.10 mm)	4.5	Perforadora de pierna
	Tramo horizontal	3" (76.20 mm)	9	Jumbo electrohidráulico
3	Codo superior	3" (76.20 mm)	6	Track-drill
	Tramo inclinado a 52°	3" (76.20 mm)	6 y 8	Track-drill y Stenduic
		1 1/2" (38.10 mm)	4.5	Perforadora de pierna y Stenduic
	Tramo horizontal	3" (76.20 mm)	9	Jumbo electrohidráulico

La barrenación con track-drill en el tramo inclinado a 52° se realizó mediante la utilización de las plataformas de trabajo. La orientación e inclinación del anclaje especificado por mecánica de rocas se realizó mediante:

El trazo de referencias en el lado opuesto al barreno, de tal forma que permitieron alinear visualmente el equipo de perforación al hacer coincidir este con las referencias y los barrenos respectivos, así se obtuvo la correcta dirección u orientación de la barrenación. El clisímetro se utilizó principalmente para dar la correcta inclinación de barrenación.

- 3) Lavado del barreno durante o después de la perforación hasta recuperar el agua limpia.

- 4) Adaptación de la manguera flexible al ancla con la finalidad de desalojar el aire del barreno.

- 5) Colocación del ancla en el barreno perforado, previamente cepillada y limpia de residuos orgánicos e inorgánicos.

- 6) Colocación de la manguera de poliducto para inyección, introduciendo aproximadamente de 15 a 20 cm en el barreno.

- 7) Calafateo con mortero seco consistente en sellar el brocal del barreno, dejando libre las mangueras de inyección y de respiración o de testigo.

- 8) Inyección de las anclas.

Después de preparar la lechada, la inyección del ancla se realizó utilizando un tanque presurizado con capacidad de 16.5 litros, dejando fluir la mezcla por la manguera de conducción y la manguera del poliducto, verificando la salida de aire y mezcla a través de la manguera flexible hasta el llenado total dándose un doblez y amarre al poliducto y manguera flexible para evitar el retorno de la mezcla. La lechada se preparó agitándola continuamente para romper el fraguado inicial y evitar la formación de grumos mediante la utilización de un agitador eléctrico. El llenado del barreno se comprobó mediante la salida de la mezcla por la manguera flexible testigo o de respiración y se aseguraba mediante el volumen teórico necesario equivalente a: Ver Tabla IV.20 "Inyección de las anclas".

La presión máxima de inyectado en el tanque presurizado fue de 2 kg/cm². Con la finalidad de evitar que las detonaciones rompieran el fraguado de la lechada inyectada al ancla, estas solo se pudieron efectuar si cumplían con los siguientes requisitos:

TABLA IV.20 INYECCIÓN DE LAS ANCLAS

DIÁMETRO DE BARRENO CENTÍMETROS	DIÁMETRO DE ANCLA CENTÍMETROS	VOLUMEN DE MEZCLA POR METRO DE BARRENO LITROS
7.62	3.81	3.50
7.62	3.18	3.80
5.72	2.54	2.10
3.81	1.91	0.90

- Si la distancia entre el sitio de excavación y el ancla inyectada más cercana, fuera mayor de 20 m.
- Si la distancia era menor o igual que 20 m, el tiempo mínimo de fraguado requerido era de 9 horas, contando desde que se inyectó la última ancla.

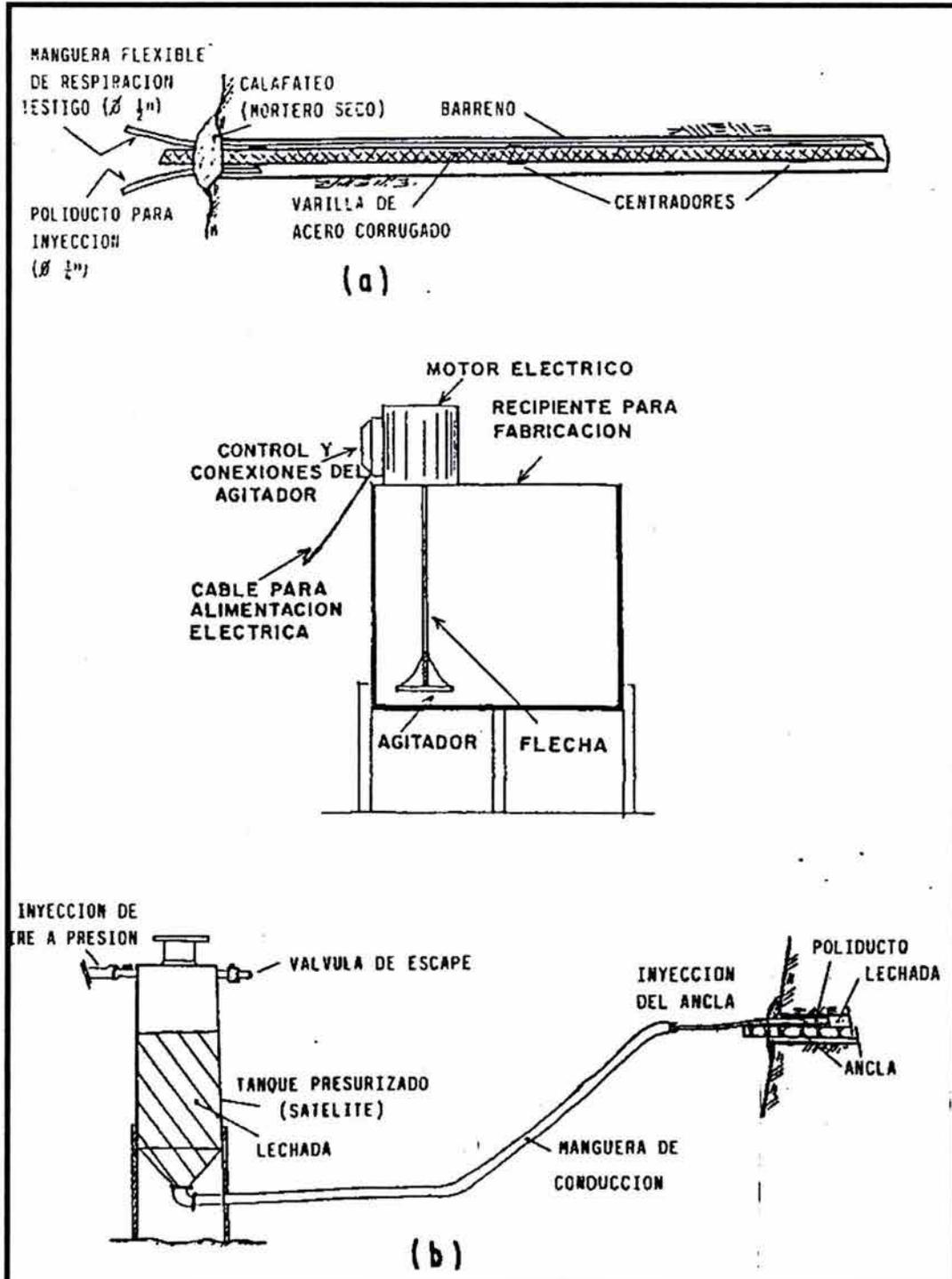
En la Figura IV.46 “Colocación e inyección de anclaje de fricción con lechada”, se muestran detalles de la colocación e inyección del anclaje de fricción con lechada.

IV.2.9.2 ANCLAJE DE FRICCIÓN COLOCADO CON RESINA EPÓXICA

Este tipo de anclaje se constituyó por los siguientes elementos y características: Varillas de acero corrugado de resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ acondicionadas, en uno de sus extremos con una punta y en el otro con doble tuerca o doble cruceta soldada que sirvieron para rotar el ancla al colocarse y detener una placa metálica de apoyo. Ver Figura IV.47 “Anclaje de fricción con resina epóxica (a)”. Los diámetros y longitudes que se emplearon se muestran en la Tabla IV.21 “Diámetros y longitudes de las varillas de acero corrugado”.

Las características de la resina epóxica utilizada se muestran en la Tabla IV.22 “Características de la resina epóxica”.

FIGURA IV.46 COLOCACIÓN E INYECCIÓN DE ANCLAJE DE
FRICCIÓN CON LECHADA



**TABLA IV.21 DIÁMETROS Y LONGITUDES DE LAS VARILLAS
DE ACERO CORRUGADO**

DIÁMETRO MILÍMETROS	LONGITUDES METROS
31.75	4.5, 6 Y 9
25.40	4.50

TABLA IV.22 CARACTERÍSTICAS DE LA RESINA EPÓXICA

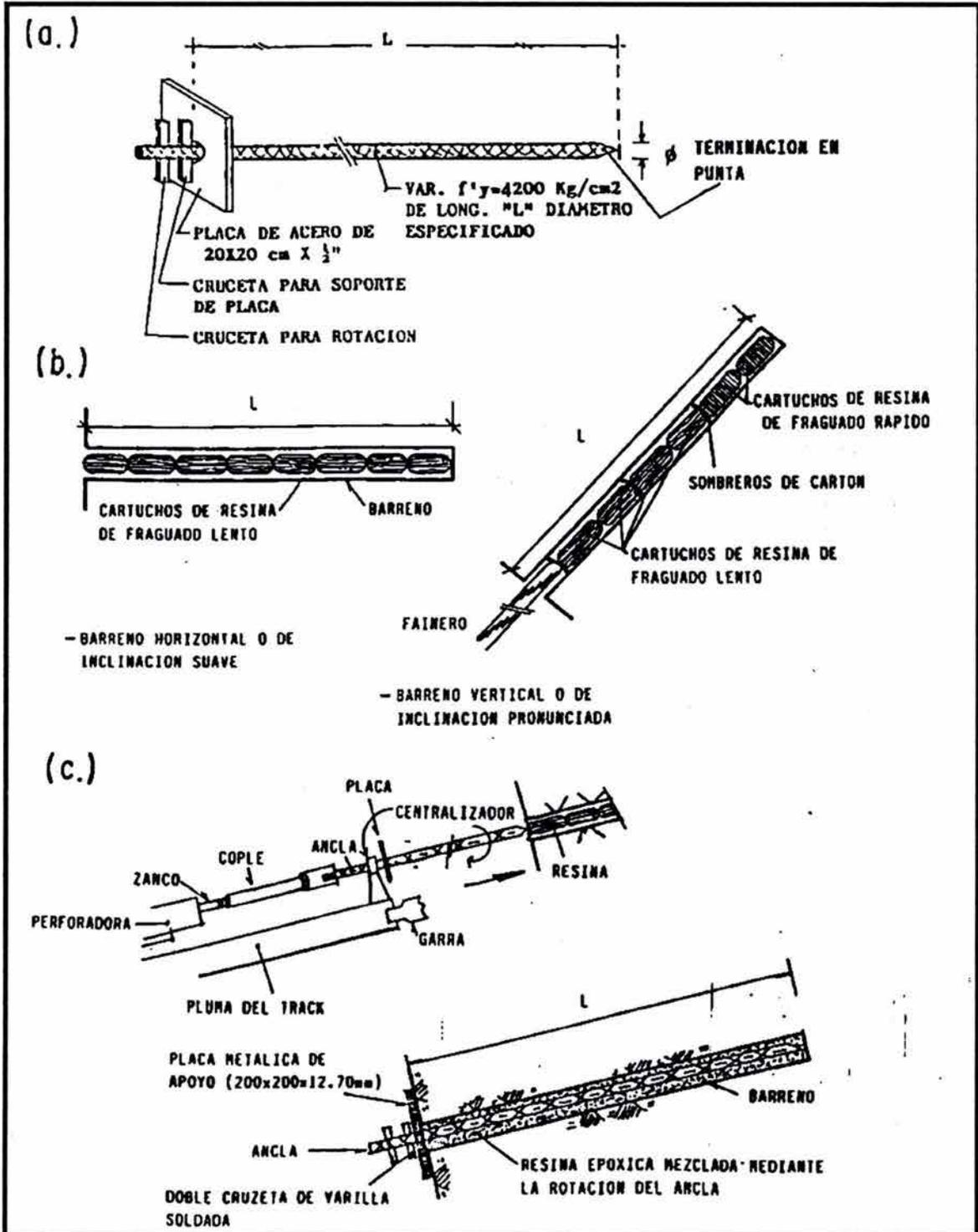
CARACTERÍSTICAS	FRAGUADO RAPIDO	FRAGUADO LENTO
Marca	DUPONT	DUPONT
Tipo	FASLOC "T"	FASLOC "T"
Diámetro	1 9/16" (1.43 cm)	1 9/16" (1.43 cm)
Longitud	12" (30 cm)	12" (30 cm)
Tiempo de fraguado	1 a 2 minutos	15 a 30 minutos
Revenimiento por mezcla	30	30
Resistencia del concreto	500 kg/cm ²	500 kg/cm ²

El tiempo de fraguado está referido a una temperatura de 12.8°C (55°F), este tiempo disminuye si la temperatura excede los 12.8°C y aumenta si la temperatura esta por debajo de los 12.8 °C.

Los diámetros de barrenación compatibles con los diámetros de las anclas para garantizar el llenado del barreno se muestran a continuación en una relación de diámetros compatibles ancla–barreno y el número de cartuchos de resina requeridos para el llenado del barreno. Ver Tabla IV.23 “Diámetros compatibles con los diámetros de las anclas”.

El ciclo característico del anclaje de fricción colocado con resina epóxica se constituyó principalmente por las actividades siguientes:

FIGURA IV.47 ANCLAJE DE FRICCIÓN CON RESINA EPÓXICA



**TABLA IV.23 DIÁMETROS COMPATIBLES CON LOS DIÁMETROS
DE LAS ANCLAS**

DIÁMETRO BARRENO	DIÁMETRO ANCLA	NÚMERO DE CARTUCHOS POR METRO
1 1/4" (31.75 mm)	1 7/8" (47.62 mm)	2.62
1" (25.40 mm)	1 7/8" (47.62 mm)	3.38

- Trazo
- Barrenación
- Lavado del barreno
- Colocación de resina
- Colocación de anclas

A continuación se hace una descripción más detallada de la secuencia de actividades:

- Ubicación y trazo de los barrenos
- Perforación de los barrenos (diámetro 4.8 cm ó 1 7/8") mediante la utilización del siguiente equipo: Ver Tabla IV.24 "Secuencia detallada de actividades".
- Limpieza del barreno mediante sopleteo con aire a presión o, lavado durante o después de la barrenación
- Colocación de resina epóxica. Esta actividad consistió en llenar el barreno con cartuchos de resina, la cantidad de estos que se colocaron por barreno fueron: Ver Tabla IV.25 "Cantidad de cartuchos de resina por barreno".

Cabe mencionar que la barrenación con jumbo electrohidráulico y track-drill en el tramo inclinado a 52°, se realizó mediante la utilización de plataformas.

En el caso de barrenos horizontales o de poca inclinación, únicamente se colocaron cartuchos de resina de fraguado lento.

TABLA IV.24 SECUENCIA DETALLADA DE ACTIVIDADES

UNIDAD	UBICACIÓN	LONGITUD METROS	EQUIPO DE PERFORACIÓN
1	Tramo bocatoma-transición	4.5, 6 y 9	Track-drill y jumbo electrohidráulico
	Tramo inclinado a 52°	4.5	Track-drill
	Codo inferior	4.5 y 6	Track-drill
2	Tramo bocatoma-transición	4.5, 6 y 9	Track-drill y jumbo electrohidráulico
	Tramo inclinado a 52°	4.5 y 6	Jumbo electrohidráulico
	Codo inferior	4.5 y 6	Track-drill y jumbo electrohidráulico
3	Tramo bocatoma-transición	4.5, 6 y 9	Track-drill y jumbo electrohidráulico
	Tramo inclinado a 52°	4.5 y 6	Track-drill
	Codo inferior	6	Track-drill y jumbo electrohidráulico

TABLA IV.25 CANTIDAD DE CARTUCHOS DE RESINA POR BARRENO

DIÁMETRO BARRENO	DIÁMETRO ANCLA	LONGITUD METROS	NÚMERO DE CARTUCHOS
1 7/8" (47.62 mm)	1 1/4" (31.75 mm)	9	30
1 7/8" (47.62 mm)	1 1/4" (31.75 mm)	6	20
1 7/8" (47.62 mm)	1 1/4" (31.75 mm)	4.5	15
1 7/8" (47.62 mm)	1" (25.4 mm)	4.5	15.5

Para el caso de barrenos verticales o de inclinaciones muy pronunciadas se colocaron dos cartuchos de resina de fraguado rápido en el fondo y cartuchos de fraguado lento en el resto, en este mismo caso, los cartuchos se introdujeron al barreno de dos en dos intercalados con sombreros de cartón para evitar que estos se regresaran o salieran del barreno. Los "sombreros" consistían en pedazos de cartón de dimensiones mayores al diámetro del barreno. Ver Figura IV.47 "Anclaje de fricción con resina epóxica (b)". La colocación de la resina se logró empujándola hasta el fondo del barreno mediante la utilización de "faineros" (varillas delgadas) de longitudes acordes a la del barreno.

Para la colocación del ancla, primeramente se adaptó al equipo de perforación (jumbo electrohidráulico o track-drill), un "cople" de características adecuadas a la

cruzeta del ancla de manera que estas embonaran perfectamente. Luego se instaló el ancla en el equipo de perforación y a esta se le adaptó una placa de acero de dimensiones 200 x 200 x 12.70 mm con la finalidad de dar mayor área de contacto ancla-roca. Enseguida se introdujo el ancla por la punta empujándola con el equipo de perforación hasta el fondo del barreno, luego se rotó a velocidad por espacio de 15 a 20 segundos, posteriormente se dejó inmóvil el empujador-ancla por espacio de 3 a 5 minutos y finalmente se retiró el empujador. Ver Figura Ver Figura IV.47 "Anclaje de fricción con resina epóxica (c)".

La barrenación y la colocación del ancla se realizó mediante la utilización de un track-drill Ingersoll Rand o un jumbo electrohidráulico tipo HS-305T Tamrock.

Sobre el fraguado de la resina, es de suma importancia mencionar que para obtener una eficiente y óptima adherencia ancla-resina-roca, se requirió de un mínimo de 30 y un máximo de 50 revoluciones completas para asegurar la correcta mezcla de la resina con el catalizador iniciador de la reacción química de fraguado. Una rotación nula, poca o excesiva del ancla, representó un nulo o deficiente fraguado y una falsa adherencia ancla-resina-roca. Así mismo, se tuvo especial cuidado de que el tiempo transcurrido desde que se rompió el primer cartucho de resina al entrar la punta del ancla, momento en el cual se inició un fraguado parcial de ésta, hasta que se introdujo totalmente el ancla y se dejó inmóvil, no excediera del tiempo mínimo de fraguado de la resina, tomando siempre en cuenta que los tiempos de fraguado eran referidos a una temperatura de 12.8°C.

La utilización de este tipo de anclaje permitió efectuar voladuras del frente de excavación en un tiempo mínimo de 30 minutos, después de haber colocado la última ancla, y a distancias hasta de 1 m de separación entre la ubicación de las anclas y el sitio de detonación.

En total se colocaron 10,169 metros lineales de anclaje de fricción en las tres unidades de tuberías a presión, de los cuales 5,166.50 m correspondieron a anclajes de lechada y 5,002.50 m a anclaje de resina, representando el 50.81% y el 49.19% del anclaje total, respectivamente. Ver tabla IV.26 “Total de anclaje de fricción realizado en las tuberías a presión (unidades 1,2 y 3)”.

TABLA IV.26 TOTAL DE ANCLAJE DE FRICCIÓN REALIZADO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN (UNIDADES 1, 2 Y 3)

TIPO DE ANCLAJE	CARACTERÍSTICAS DEL ANCLA CENTÍMETROS	DIÁMETRO DEL BARRENO CENTÍMETROS	CANTIDAD DE ANCLAS COLOCADAS	LONGITUD TOTAL METROS	PORCENTAJE %
L	1.9 x 450	3.17	431	1939.5	19.70
E	2.5 x 450	5.71	42	189.0	1.86
C	3.17 x 600	7.62	33	198.0	1.95
H	3.17 x 900	7.62	10	90.0	0.89
A	3.81 x 600	7.62	219	1314.0	12.92
D	3.81 x 800	7.62	4	32.0	0.31
A	3.81 x 900	7.62	156	1404.0	13.81
TOTAL			895	5166.5	50.81
R					
E	2.54 x 450	4.76	132	594.0	5.84
S	3.17 x 450	4.76	309	1390.5	13.67
I	3.17 x 600	4.76	332	1992.0	19.59
N	3.17 x 900	4.76	114	1026.0	10.09
A		TOTAL	887	5002.5	49.19
TOTAL			1782	10169.0	100.0

Del total de anclaje de fricción en las tres unidades, se colocaron: 2,754 m lineales en la unidad uno, 4,498.5 m lineales en la unidad dos y 2,916.50 m en la unidad tres, representando el 27.08 %, 44.24 % y 28.68 % del anclaje total.

IV.2.9.3 DRENAJE

El ciclo o secuencia de actividades característico de este tratamiento se constituyó por:

- Trazo
- Barrenación

El drenaje consistió en barrenaciones que se realizaron en la bóveda de los túneles para las tuberías a presión unidades 1, 2 y 3; cuya función primordial fue reducir la carga hidrostática que soportaba la roca, producto de filtraciones y bolsas de agua. El drenaje solamente se ejecutó en los siguientes sitios:

- 1) Bóveda del tramo bocatoma–transición. Consistió en barrenos de 76.20 mm de diámetro y 9 m de longitud distribuidos de la manera siguiente:
 - Unidades 1 y 3: Se realizaron dos barrenos por sección, separadas éstas a cada 4.29 m del cadenamiento 0+004.29 al 0+012.86.
 - Unidad 2: Se realizaron tres barrenos por sección separadas con una separación entre ellas de 3.43 m del cadenamiento 0+001.71 al 0+018.86.
- 2) Bóveda del tramo inclinado a 52° de la tubería a presión unidad 3. Consistió en barrenos por sección distribuidos radialmente con un ángulo de 45° en las elevaciones 137.5 y 142.5 msnm.

La cantidad de drenes que se realizaron fueron los siguientes:

- Unidad 1: 6 de 76.2 mm de diámetro x 9 m
- Unidad 2: 19 de 76.2 mm de diámetro x 9 m y 1 de 47.62 mm de diámetro x 6 m.
- Unidad 3: 2 de 76.2 mm de diámetro x 9 m y 10 de 38.1 mm de diámetro x 4.5 m.

IV.2.9. 4 MORTERO LANZADO

El mortero empleado tuvo las siguientes características y propiedades:

- a) La resistencia a la compresión simple fue de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días.
- b) El proporcionamiento correspondiente utilizado para un metro cúbico fue:

Cemento-----	450 kg
Arena-----	1593 kg
Aditivo (catalizador acelerante)-----	13.5 kg
Relación agua/cemento-----	Se ajustó en campo de acuerdo a la humedad de la arena.

El ciclo característico de este tratamiento se constituyó por las actividades siguientes:

- Ubicación o trazo de la zona a tratar.
- Transporte del mortero.
- Preparación de la superficie.
- Colocación del mortero y
- Curado.

A continuación se hace una descripción más detallada del procedimiento seguido para el lanzado de mortero:

- 1) El lanzado de mortero se realizó sólo en sitios localizados donde se ameritaba, para ello fue necesario realizar una frecuente inspección de las zonas de excavación para determinar visualmente la ubicación exacta de los sitios a tratar. Generalmente estos sitios fueron zonas donde existía un intenso fracturamiento de la roca, razón por la cual las funciones primordiales del mortero lanzado eran evitar cualquier desprendimiento durante la excavación y garantizar la estabilidad del túnel.

- 2) El mortero se fabricó en la planta de concretos ubicada en la margen derecha del río Santiago, aproximadamente a 3.5 km del canal de llamada de la obra de toma, y se transportó en volúmenes de 2 a 3 m³ mediante la utilización de un camión de volteo chico. La vida útil o el tiempo máximo permisible en el que se podía emplear el mortero, sin el riesgo de que se alteraran sus propiedades, fue de 1.5 horas contadas desde el momento de su preparación

en la planta. Generalmente el tiempo de transporte de la planta al ramal auxiliar 4 o al canal de llamada de obra de toma, osciló entre 30 y 45 minutos por lo cual el tiempo que restó para llevar a cabo el lanzado fue de 45 a 60 minutos.

- 3) Una vez excavado un tramo del túnel se procedió a preparar la superficie sobre la que se iba a lanzar; consistiendo en amacizar (dejar libre de rocas sueltas) y lavar la pared a tratar. El amacize se realizó hasta encontrar roca sana mediante la utilización de varillas, barras, palas o picos. El lavado se realizó proyectando sobre la superficie agua a presión o aire comprimido. Simultáneamente en este periodo se preparó el equipo de lanzado y se transportó el mortero con el fin de optimizar el ciclo de tratamiento.

- 4) Efectuados los preparativos antes mencionados se procedió al lanzado de mortero mediante una máquina de proyección en seco llamada "Aliva". El procedimiento consistió en ir vaciando gradualmente el mortero del camión de volteo al recipiente mecánico presurizado utilizando palas para ello, la mezcla se introdujo en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que estaba dentro de la máquina lanzadora, con la aplicación de aire comprimido ($2.5-3 \text{ kg/cm}^2$) el material se condujo a través de la manguera de descarga a una boquilla especial que se encuentra a la salida. La boquilla estaba ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomizó agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena-cemento-aditivo. La regularización de la cantidad de agua agregada dependió de la humedad misma de la arena y de la humedad propia del túnel. La proyección se hizo perpendicularmente a la superficie con una separación (boquilla-superficie) que oscilaba entre 1 y 1.5 m, el sentido de ejecución fue de abajo hacia arriba y en forma circular hasta cubrir totalmente el área con un espesor promedio de 5 cm de mortero. Para el lanzado en partes altas, el acceso del personal (lanzador y ayudante de lanzador) se logró utilizando un

track-drill equipado con canastilla.

- 5) El curado del mortero se realizó con agua y consistió en humedecer la superficie seis veces por día durante los siguientes tres días después de haberse lanzado.

Los sitios en que se colocó mortero fueron:

- Bóveda del tramo bocatoma–transición de las unidades 1 y 2 del cadenamiento 0+000 al 0+021.5.
- Una parte de las paredes izquierda y derecha del tramo bocatoma–transición de las unidades 1 y 2.
- Bóveda del codo superior en las tres unidades.
- En la periferia de la sección del tramo inclinado a 52°, entre las elevaciones 145 y 128 msnm de la tubería a presión unidad 3

El volumen total de mortero lanzado en las tuberías a presión fue de 241.85 m³ de los cuales, 73 m³ se colocaron en la unidad 1, 93.8 m³ en la unidad 2 y 75.05 m³ en la unidad 3, respectivamente. En promedio se obtuvo un rendimiento de 2 m³/hr de mortero lanzado colocado. A continuación se describen las vigas de soporte, características y dimensiones.

IV.2.9.5 VIGAS DE SOPORTE

Las críticas condiciones geológicas de la roca existentes en el tramo bocatoma–transición de la tubería a presión unidad 2, obligaron a buscar soluciones que garantizaran la estabilidad del túnel.

Para lograr la estabilidad de la roca se tomó la decisión de colocar vigas metálicas para soporte de la bóveda; ante esta determinación fue necesario excavar 40 cm arriba de la línea superior de proyecto con la finalidad de conservar la sección inicial de excavación.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Las vigas de soporte consistieron en vigas metálicas compuestas de dimensiones y características como se muestran en la Figura IV.48 "Viga metálica de soporte".

Longitud-----	6200 mm
Ancho patín superior-----	400 mm
Ancho patín inferior-----	305 mm
Peralte-----	304.8 mm
Espesor del alma-----	19.05 mm
Espesor de patines-----	25.4 mm
Acero estructural-----	A-36
Peso total por viga-----	1400.96 kg

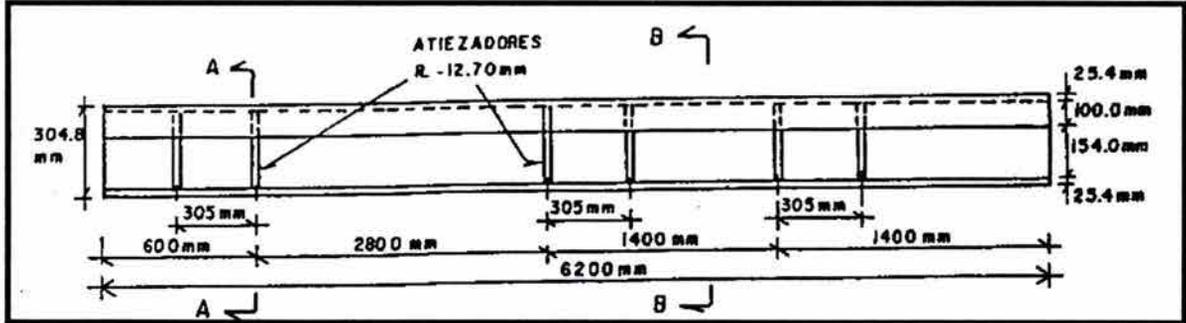
Para asegurar al máximo la estabilidad del túnel se llevó un riguroso control excavación-tratamiento alternados, siendo prioritarios los últimos sobre los primeros de tal manera que fueron condicionantes para efectuar la voladura del avance de excavación respectivo. El desfase máximo entre el sitio del tratamiento y el frente de excavación fue de 1 a 2 m.

En si el procedimiento general adoptado fue el siguiente:

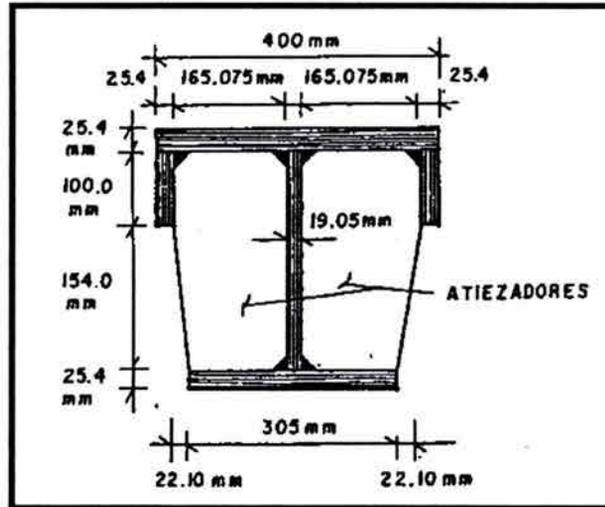
Una vez efectuado un avance máximo de excavación de 1 ó 1.5 m que correspondían a las fases 2 ó 5 de las etapas A ó B se procedió a la ejecución del anclaje par de integración número 6, 7 y 8 necesarios para la ejecución de la viga de soporte.

La barrenación se realizó con track-drill y/o jumbo electrohidráulico y esta se orientó correctamente mediante la utilización de un clisímetro. La colocación de las anclas se hicieron con el auxilio del jumbo electrohidráulico o con el uso de escaleras, dependiendo de la elevación de la bóveda con respecto al piso.

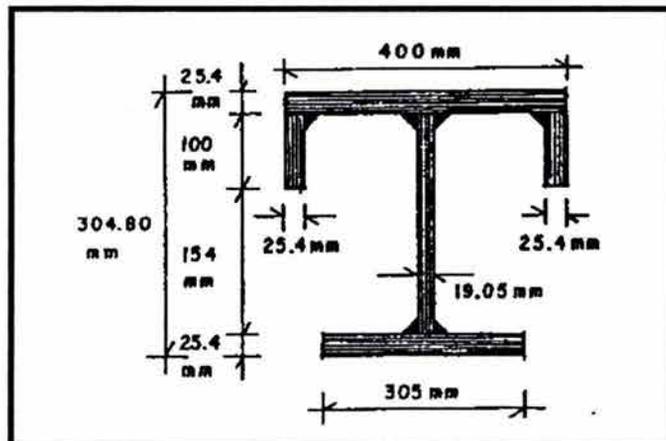
FIGURA IV. 48 VIGA METÁLICA DE SOPORTE



a) corte longitudinal



b) corte A-A



c) corte B-B

La detención o fijación del ancla colocada se logró mediante la colocación de una cuña de madera en el brocal del barreno, de tal manera que ejercía presión e impidió la caída del ancla, en esta fase también se colocó la manguera de inyección de tal forma que quedara libremente. Enseguida se procedió al calafateo o sellado del barreno mediante la colocación de mortero consistente en una mezcla de cemento–yeso–agua. La inyección del ancla con lechada se realizó idénticamente al procedimiento descrito anteriormente.

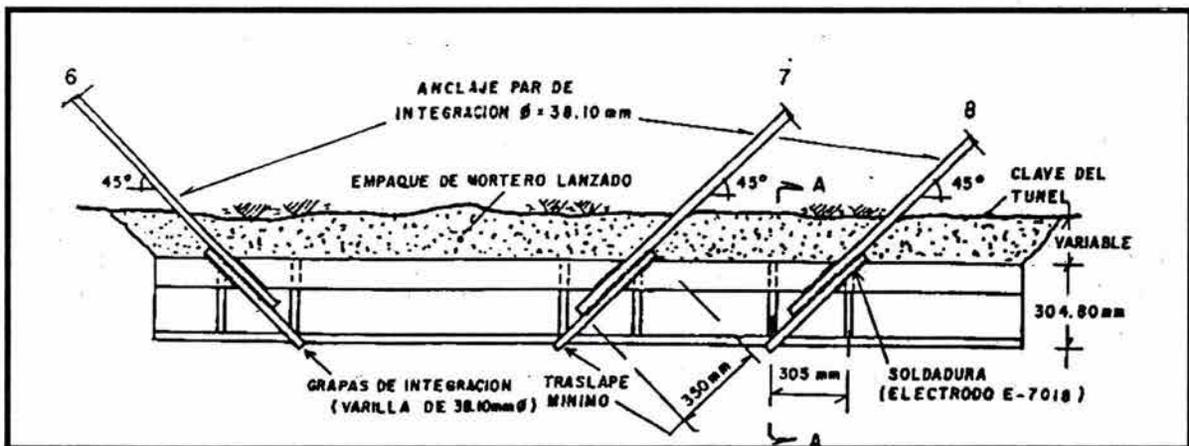
Transcurrido el tiempo mínimo requerido para el correcto y eficiente fraguado de la lechada inyectada, se procedió al montaje ó colocación de la viga de transporte. Para el izaje de las vigas hasta la elevación de la bóveda se utilizó un cargador frontal de bajo perfil tipo Toro–400D de Tamrock, el procedimiento consistió en montar la viga sobre el cucharón del cargador para posteriormente izarla y colocarla entre el anclaje par. La viga se sostuvo provisionalmente colocando por debajo de ella tres varillas de acero corrugado (diámetro de 19 mm ($\frac{3}{4}$ ")) que se soldaron transversalmente al anclaje par, una por cada par, con la finalidad de retirar el cargador frontal y permitir la colocación de las grapas de integración o fijación definitiva. La adecuada o correcta colocación de la viga se logró mediante la atención de los detalles siguientes:

- Las vigas se apoyaron en la roca sobre su patín superior.
- La distancia mayor entre un atiezador y el extremo de la viga (1400 mm) se colocó hacia la derecha de la sección del túnel.
- Las vigas se distribuyeron máximo a cada 1.20 m, y estas se fueron desplazando a lo ancho del túnel.
- El eje transversal de las vigas se colocó perpendicularmente al eje de la tubería, es decir, inclinado a 31° con respecto a la vertical
- Las vigas se sujetaron al anclaje par de integración mediante la colocación de grapas de varilla de 38.10 mm de diámetro soldadas al anclaje y viga "I".

- Las vigas y las anclas par se hicieron coincidir de tal forma que la grapa sujetó a la viga siempre en los puntos donde existía atezador, el máximo voladizo (cantiliver) que quedó sin sujetar fue de 1.4 m.

Se colocaron tres grapas de integración con dimensiones 438.10 mm de ancho, 431.34 mm de altura y una longitud total de 1300.77 mm cada una; se doblaron en “frío” y se soldaron a las anclas pares con un traslape mínimo de 350 mm, al patín inferior y a los laterales de la viga. Para la soldadura se utilizaron electrodos E-7018. Ver Figura IV.49 “Sujeción de las vigas de soporte” y Figura IV.50 “Sujeción de las vigas de soporte, corte A-A”. El acceso del personal se logró utilizando escaleras para ello.

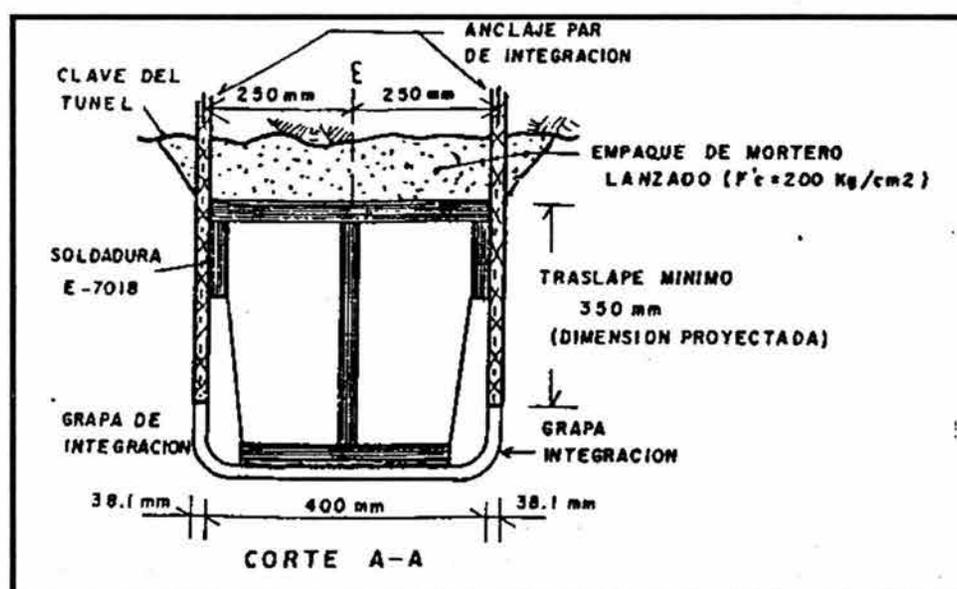
FIGURA IV.49 SUJECIÓN DE LAS VIGAS DE SOPORTE



Una vez colocada perfectamente la viga de soporte con sus respectivas grapas de integración, se procedió a cimbrar en toda su longitud la parte lateral inferior de ésta, enseguida por la parte lateral superior se realizó un empaque de mortero lanzado que consistió en rellenar todos los huecos existentes entre viga y roca con la finalidad de regularizar la superficie de apoyo, posteriormente se retiró la cimbra y se lanzó mortero en la parte inferior para rellenar los posibles huecos existentes,

de esta manera se logró un eficiente contacto-apoyo entre viga y bóveda. El empaque se logró mediante la utilización de un track-drill equipado con canastilla que permitió el acceso del personal de lanzamiento (lanzador y ayudante) hasta la elevación de la bóveda.

FIGURA IV.50 SUJECCIÓN DE LAS VIGAS DE SOPORTE, CORTE A-A



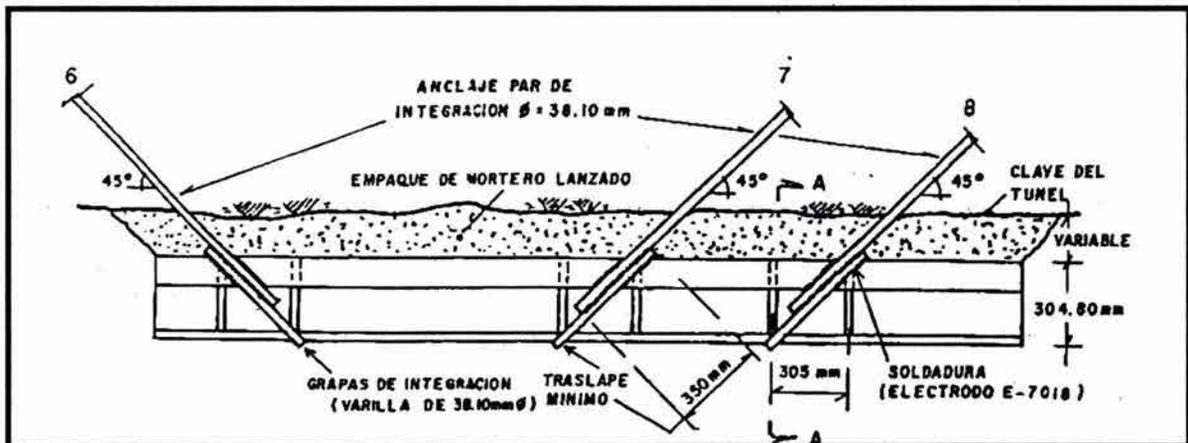
Se utilizó mortero con resistencia $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y el volumen de empaque osciló generalmente entre 0.5 y 1 m^3 . Las características del mortero y los recursos utilizados para el lanzamiento del mismo, fueron idénticas a los anteriormente descritos. Concluido el tratamiento respectivo (anclaje, viga, lanzamiento de mortero) en bóveda y pared derecha, se procedió a ejecutar un avance máximo de 1 ó 1.5 m en la excavación de las fases 3 ó 6 etapas A ó B luego se realizó el anclaje par en la bóveda y el anclaje necesario en la pared izquierda, así como el lanzamiento de mortero respectivo. Posteriormente se procedió a efectuar otro avance máximo de 1 ó 1.5 m en la excavación de las fases 2 ó 5 etapas A ó B, y así sucesivamente hasta llegar a la etapa C de excavación, donde se llevó una secuencia muy similar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Las vigas y las anclas par se hicieron coincidir de tal forma que la grapa sujetó a la viga siempre en los puntos donde existía atezador, el máximo voladizo (cantiliver) que quedó sin sujetar fue de 1.4 m.

Se colocaron tres grapas de integración con dimensiones 438.10 mm de ancho, 431.34 mm de altura y una longitud total de 1300.77 mm cada una; se doblaron en “frío” y se soldaron a las anclas pares con un traslape mínimo de 350 mm, al patín inferior y a los laterales de la viga. Para la soldadura se utilizaron electrodos E-7018. Ver Figura IV.49 “Sujeción de las vigas de soporte” y Figura IV.50 “Sujeción de las vigas de soporte, corte A-A”. El acceso del personal se logró utilizando escaleras para ello.

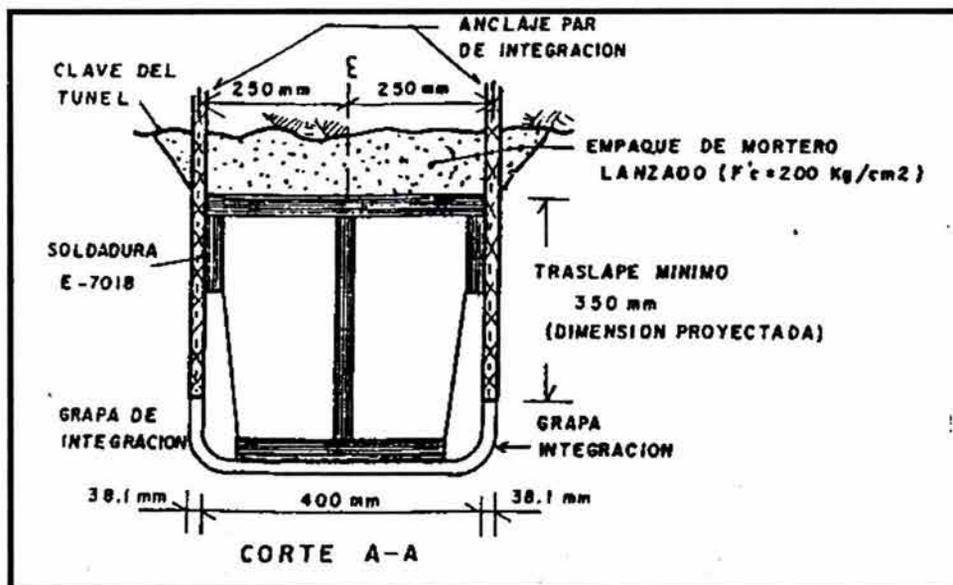
FIGURA IV.49 SUJECIÓN DE LAS VIGAS DE SOPORTE



Una vez colocada perfectamente la viga de soporte con sus respectivas grapas de integración, se procedió a cimbrar en toda su longitud la parte lateral inferior de ésta, enseguida por la parte lateral superior se realizó un empaque de mortero lanzado que consistió en rellenar todos los huecos existentes entre viga y roca con la finalidad de regularizar la superficie de apoyo, posteriormente se retiró la cimbra y se lanzó mortero en la parte inferior para rellenar los posibles huecos existentes,

de esta manera se logró un eficiente contacto-apoyo entre viga y bóveda. El empaque se logró mediante la utilización de un track-drill equipado con canastilla que permitió el acceso del personal de lanzamiento (lanzador y ayudante) hasta la elevación de la bóveda.

FIGURA IV.50 SUJECCIÓN DE LAS VIGAS DE SOPORTE, CORTE A-A



Se utilizó mortero con resistencia $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y el volumen de empaque osciló generalmente entre 0.5 y 1 m^3 . Las características del mortero y los recursos utilizados para el lanzamiento del mismo, fueron idénticas a los anteriormente descritos. Concluido el tratamiento respectivo (anclaje, viga, lanzamiento de mortero) en bóveda y pared derecha, se procedió a ejecutar un avance máximo de 1 ó 1.5 m en la excavación de las fases 3 ó 6 etapas A ó B luego se realizó el anclaje par en la bóveda y el anclaje necesario en la pared izquierda, así como el lanzamiento de mortero respectivo. Posteriormente se procedió a efectuar otro avance máximo de 1 ó 1.5 m en la excavación de las fases 2 ó 5 etapas A ó B, y así sucesivamente hasta llegar a la etapa C de excavación, donde se llevó una secuencia muy similar

hasta donde fue posible, ya que una vez comunicada la excavación con el codo superior resultó imposible realizar los tratamientos. El tiempo mínimo requerido que se empleó para proceder a efectuar una voladura, sin el riesgo de ocasionar daños al fraguado del mortero lanzado, fue de 6 horas contadas a partir desde el momento en que se terminó de lanzar. El tiempo promedio registrado para la colocación y fijación definitiva de la viga fue de 5.5 horas, y para el empaque de la misma 0.75 horas. Se colocaron un total de 14 vigas de soporte distribuidas en los cadenamientos como se muestran en la Tabla IV.27 “Distribución de las vigas de soporte”.

TABLA IV.27 DISTRIBUCIÓN DE LAS VIGAS DE SOPORTE

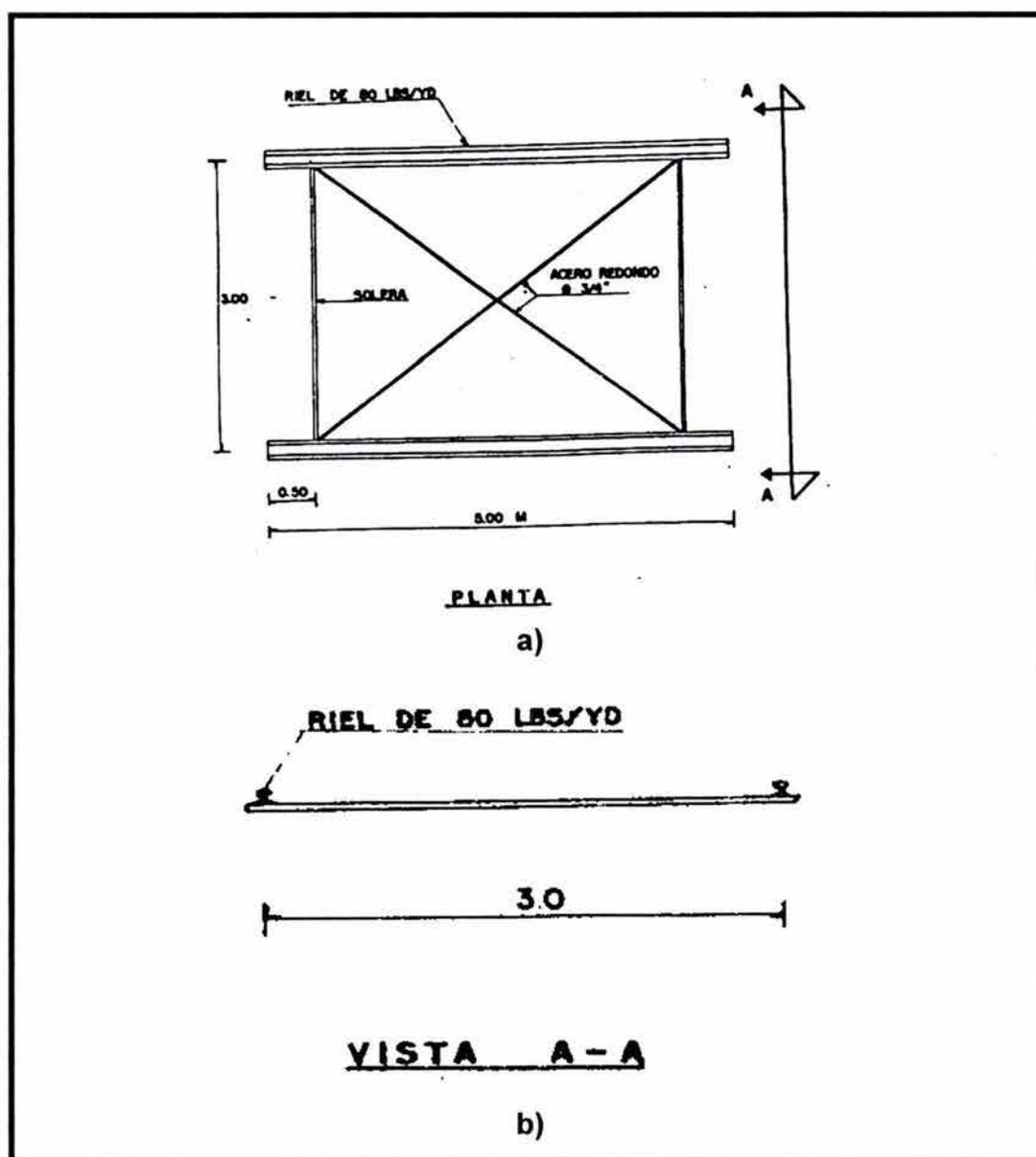
VIGA NÚMERO	CADENAMIENTO
1	0+001.07
2	0+002.10
3	0+003.04
4	0+003.99
5	0+004.93
6	0+006.99
7	0+009.04
8	0+009.64
9	0+011.70
10	0+012.30
11	0+014.35
12	0+015.39
13	0+016.41
14	0+017.44

Es necesario aclarar que las vigas de soporte no se colocaron en forma secuencial a cada 1.20 m, que según se presentaban las condiciones geológicas de la roca éstas se colocaron con separaciones entre ellas menores o iguales a 1.20 m cuando eran muy críticas ó se alternaron con líneas de anclaje con separación viga–anclas de 1.20 m cuando las condiciones mejoraban.

IV.3 COLOCACIÓN Y EMPAQUE DE RIELES

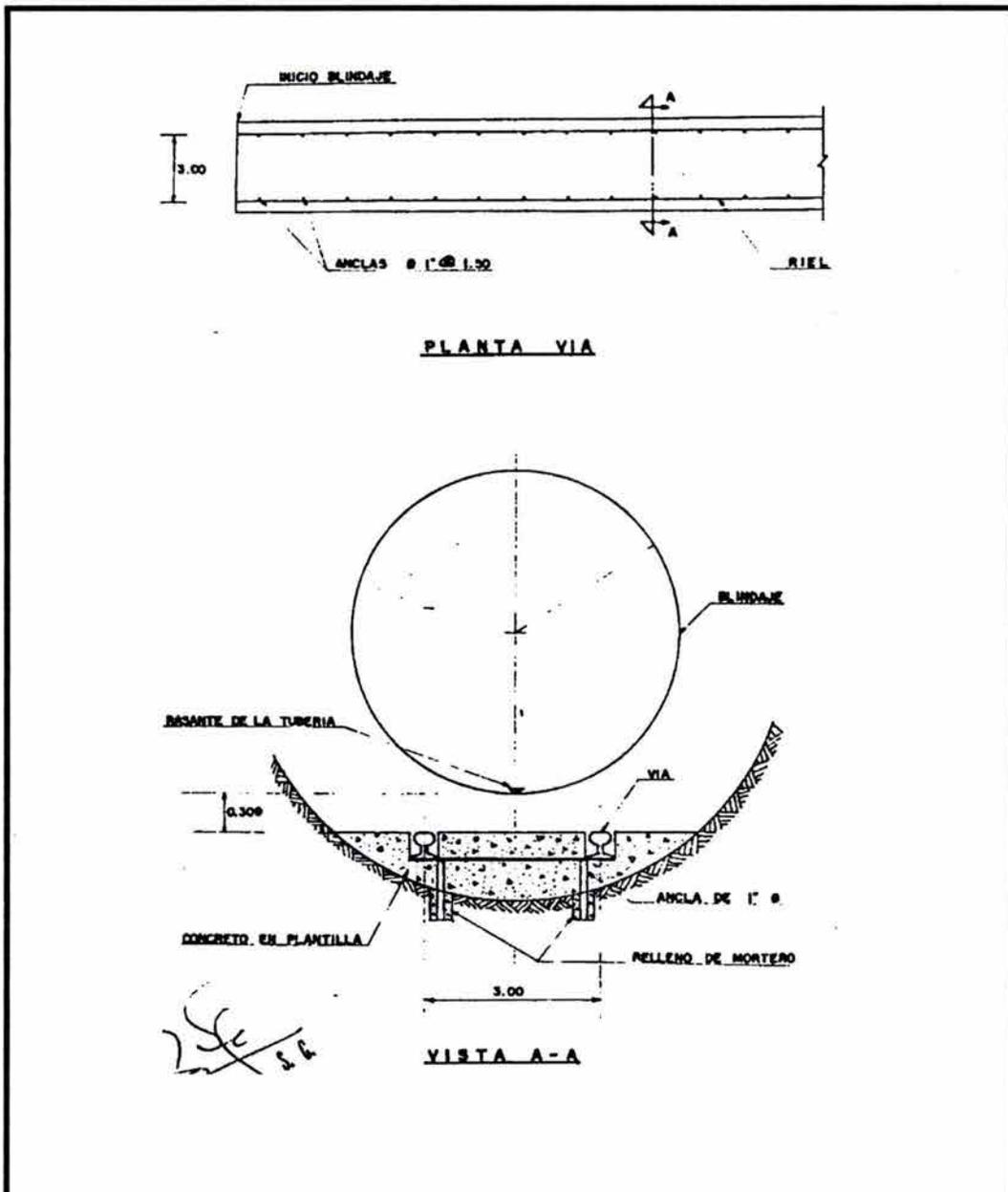
Terminada la excavación de la rama inclinada y efectuada la limpieza de la misma, se procedió a montar los rieles para formar una vía en tramos de 9 m. Ver Figura IV.51 "Detalle de rieles".

FIGURA IV.51 DETALLE DE RIELES



Este tramo de riel se fijó al terreno natural por medio de anclas, barrenadas con perforadora de pierna y utilizando varillas de 2.54 cm (1") de diámetro retacadas con mortero para su fijación. Ver figura IV.52 "Detalle de riel y blindaje".

FIGURA IV.52 DETALLE DE RIEL Y BLINDAJE



Terminada esta actividad, se alineó y niveló el riel a 30.5 cm debajo de la rasante de la tubería con el objetivo de que en este espacio se alojara el carro de montaje transportador del tubo. Ver figura IV.53 "Detalle del carro de montaje". Una vez fijado el riel en toda la longitud de la rama inclinada, se coló una plantilla de concreto para dejar ahogada la vía. Ver figura IV.54 "Vista frontal de la vía".

El sentido de colocación de los rieles fue de arriba hacia abajo y se instalaron en la zona de la cubeta, consistiendo en dos rieles de 27.22 kg en tramos de 9 m y separados entre si 2 m apoyándose y fijándose estos en la roca mediante anclas semiempotradas de 25.4 mm de diámetro y longitud variable. La rigidización se logró mediante placas de acero de longitudes 2.5 m, ancho 0.20 m y espesor de 38.10 mm que se colocaron transversalmente separadas a cada 1.5 m así mismo se instalaron tensores consistentes en varillas de acero corrugado de diámetro 19.05 mm y longitudes variables. Todas las uniones se soldaron utilizando electrodos tipo E-7018.

Para la colocación de las anclas del riel previamente se hicieron en la roca una serie de barrenos con perforadoras neumáticas de piso o pierna, en estas perforaciones de diámetro 38.10 mm y longitud promedio de 40 cm se colocaron las anclas, lográndose el empotramiento mediante el vaciado de una lechada de cemento. El malacate se utilizó para bajar el área de trabajo, rieles, placas, varillas y todo el equipo necesario para la colocación de rieles.

En la unidad 1 la colocación de rieles se hizo de manera alternada con la excavación, mientras que en las unidades 2 y 3 la colocación se hizo una vez terminada la excavación de la segunda etapa. En la unidad 3 primeramente se retiraron las tuberías provisionales de aire y agua y luego se procedió a la colocación de rieles. La colocación de rieles en cada unidad se realizó en los periodos:

FIGURA IV.53 DETALLE DEL CARRO DE MONTAJE

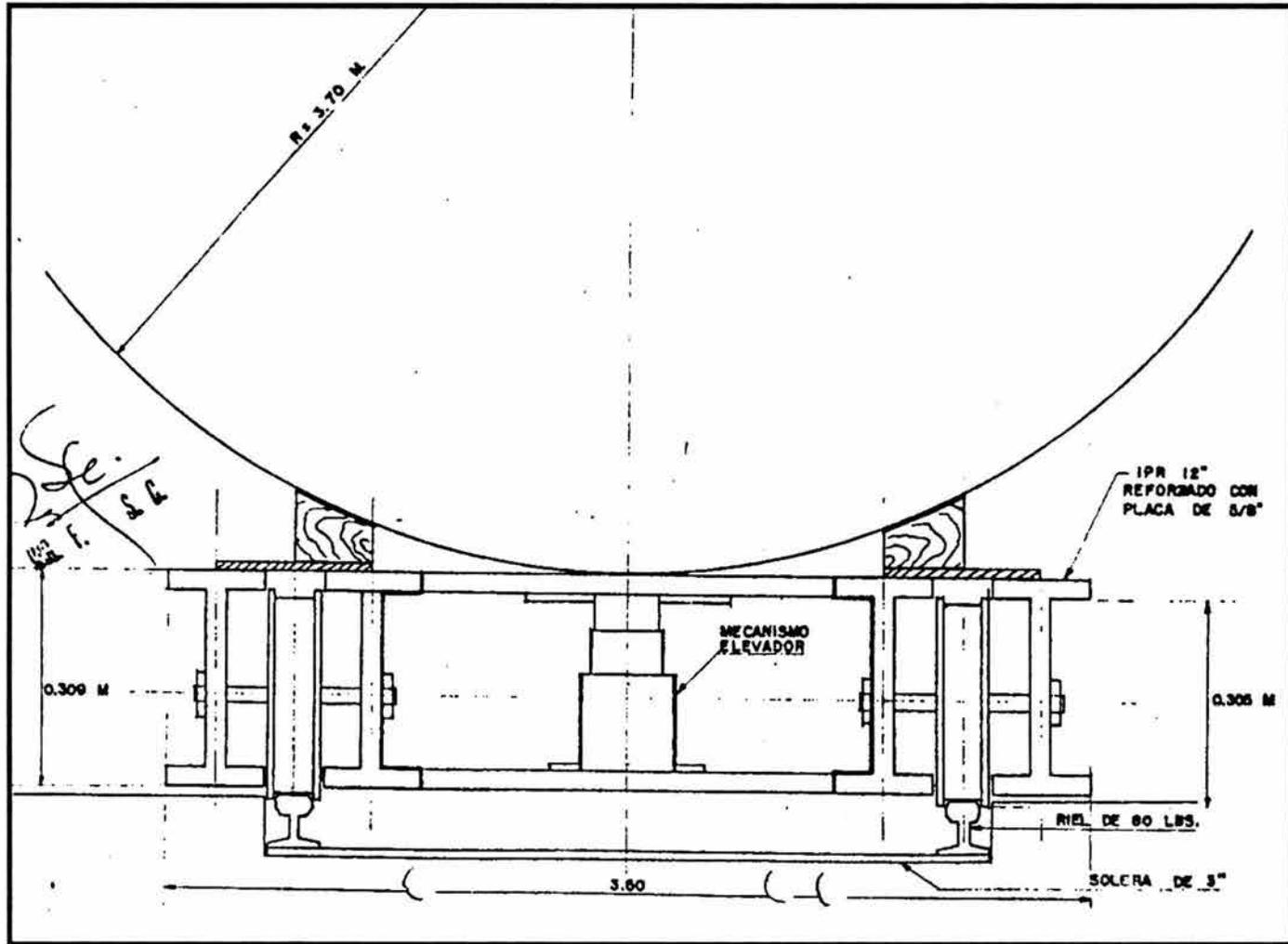
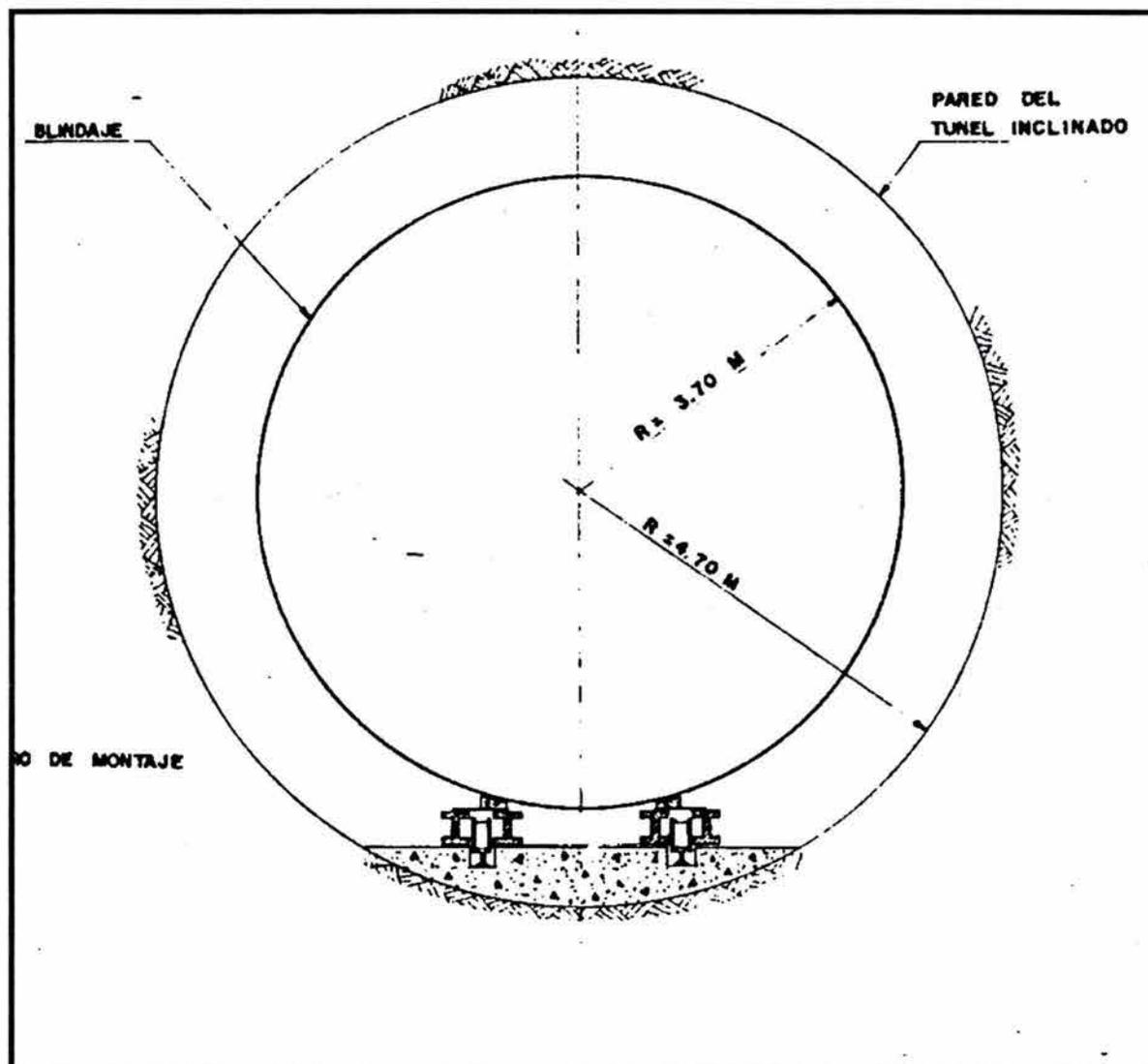


FIGURA IV.54 VISTA FRONTAL DE LA VÍA



- Unidad 1: 27 de enero de 1992 al 19 de marzo de 1992.
- Unidad 2: 6 de enero de 1992 al 15 de febrero de 1992.
- Unidad 3: 6 de enero de 1992 al 24 de febrero de 1992.

Los colocados para el empaque se realizaron de abajo hacia arriba, es decir, de la parte baja de la tubería (codo inferior) en su intersección con el túnel auxiliar de acceso al piso de la plataforma en la elevación 154.25 msnm, una de las diversas

estructuras auxiliares que se habilitaron para estos colocados, fueron prolongar los rieles hasta el piso del túnel auxiliar de acceso de la parte baja de las tuberías a presión, de esta manera se colocó una “bacha” consistente en un bote rectangular equipado con ruedas que se deslizaban sobre los rieles al ser ascendido ó descendido por el malacate instalado en la elevación 154.25 msnm la función de la bacha era transportar el concreto hasta el sitio del colocado, su capacidad era de 1 m³.

Así las cosas, las ollas que transportaban el concreto de las plantas a las tuberías tenían acceso a éstas a través del túnel auxiliar de acceso a la parte baja, allí descargaban el concreto sobre la “bacha” en porciones de 1 m³ y esta lo subía hasta el sitio de colocado.

Depositado el concreto, se bajaba la bacha y nuevamente se cargaba concreto procediendo a subirlo para depositarlo en el siguiente tramo de colocado y así sucesivamente hasta concluir el empaque de los rieles.

En las unidades 1 y 3 los colocados se realizaron mediante el uso de cimbra deslizante, mientras que en la unidad 2 se utilizó cimbra convencional.

Los resultados obtenidos en cuanto el tipo de cimbra utilizada se resumen en la mayor optimización que representó la cimbra deslizante, unidades 1 y 3 que en la unidad 2.

El empaque de los rieles se desarrolló durante los periodos:

- Unidad 1: 1 de abril de 1992 al 8 de abril de 1992.
- Unidad 2: 27 de febrero de 1992 al 23 de marzo de 1992.
- Unidad 3: 10 marzo de 1992 al 28 de marzo de 1992.

**a) COLOCACIÓN Y EMPAQUE DE RIELES EN EL TRAMO BOCATOMA–
TRANSICIÓN–CODO SUPERIOR.**

Las características de los implementos y materiales necesarios para la colocación de los rieles en los tramos bocatoma–transición–codo superior de las tuberías a presión unidades 1, 2 y 3, así como la secuencia de colocación, fueron idénticas a las descritas en los tramos inclinados a 52°. Ver Figura IV.55 “Colocación de rieles”.

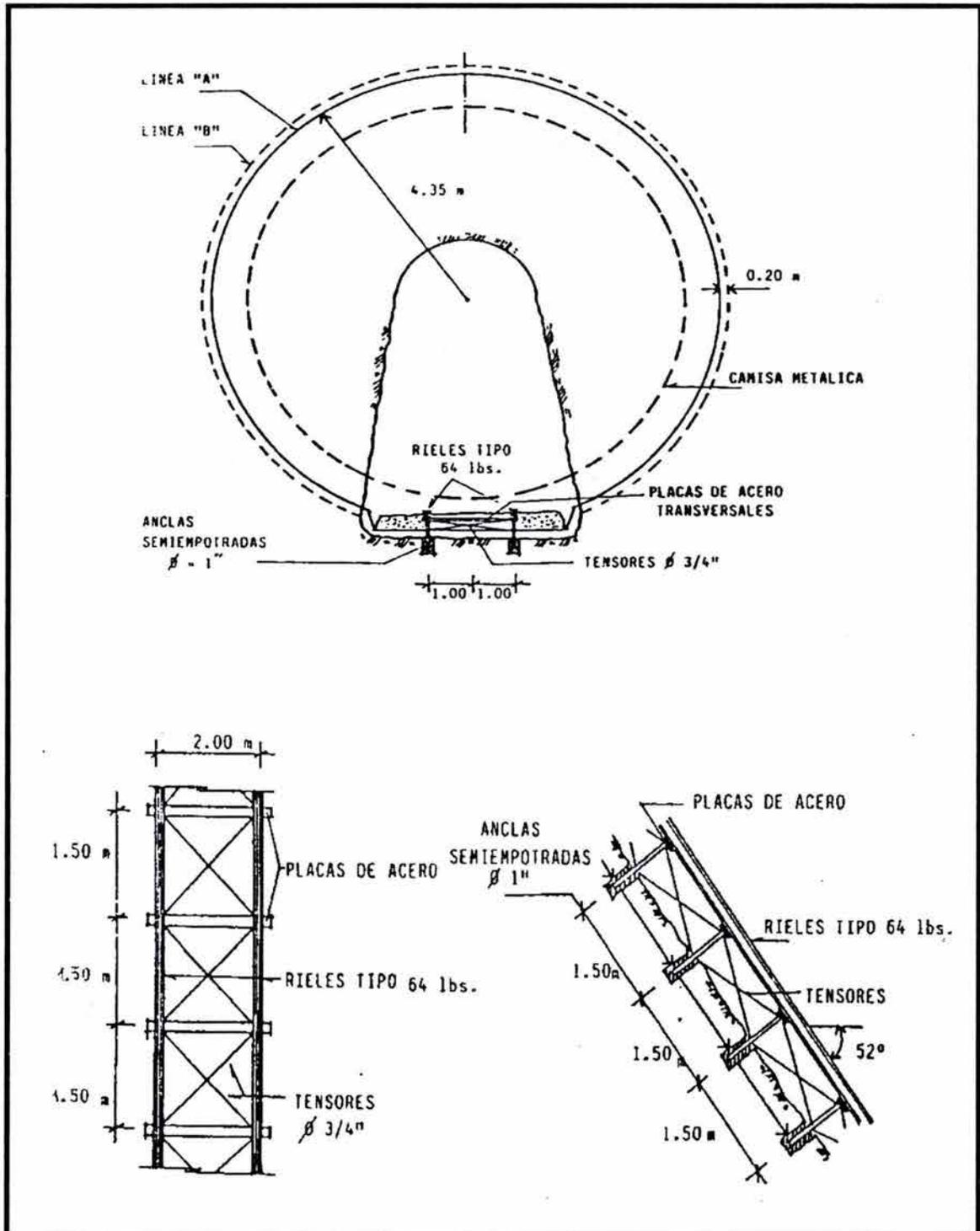
En cada una de las unidades la colocación de los rieles inició sobre el piso del canal de llamada de la obra de toma, aproximadamente 18.4 m del portal del túnel inclinado a 52°. Y terminó en el punto de liga con los rieles ya colocados en el tramo inclinado a 52°, es importante hacer la observación que la colocación de rieles se inició a 18.4 m del portal con finalidad de montar y transportar sobre éstos los canutos o tubos que conformarían el blindaje metálico de las tuberías a presión, puesto que con la construcción de las bocatomas sería imposible realizarlo a una distancia menor.

Con respecto a la línea “A” del piso, los rieles se colocaron a una altura de 60 cm de manera que con el revestimiento del túnel éstos quedaron totalmente embebidos en el concreto hidráulico. Los periodos que se llevó a cabo la colocación de rieles fueron los siguientes:

- Unidad 1: 8 al 29 de mayo de 1992.
- Unidad 2: 20 de junio al 11 de agosto de 1992.
- Unidad 3: 13 de abril al 14 de mayo de 1992.

Sobre el piso de canal de llamada concretamente en el sitio donde principian las estructuras del riel, se construyeron con concreto hidráulico reforzado tres bases de apoyo para la instalación de malacates que posteriormente, se utilizaron para bajar los canutos que conformarían el blindaje metálico de las tuberías a presión.

FIGURA IV.55 COLOCACIÓN DE RIELES



Las dimensiones de las bases para los malacates eran de 6 X 6 m y espesor promedio 1 m.

Los periodos de construcción fueron los siguientes:

- Unidad 1: 4 al 14 de mayo de 1992.
- Unidad 2: 26 al 31 de julio de 1992.
- Unidad 3: 15 al 18 de abril de 1992.

En las tres unidades el empaque de rieles se realizó utilizando cimbra fija o convencional.

Este se llevó a cabo en tramos y de arriba hacia abajo mediante la utilización de canalones que transportaban el concreto desde el canal de llamada (lugar donde las ollas descargaban el concreto) hasta el sitio de colado.

La resistencia del concreto fue de 250 kg/cm², el empaque de los rieles en cada unidad se realizó en los periodos de:

- Unidad 1: 19 de mayo al 2 de junio de 1992.
- Unidad 2: 3 al 11 de agosto de 1992.
- Unidad 3: 28 de abril al 16 de mayo de 1992.

Una vez concluido el empaque del riel, se procedió a continuar con la excavación a sección completa (tercera etapa) de los tramos inclinados a 52° de las tuberías a presión unidades 1, 2 y 3, como se mencionó anteriormente en el subcapítulo IV.2.7 "Continuación de la ampliación a sección completa en los tramos inclinados a 52°".

Una vez concluido el empaque del riel y concluida la excavación de los tramos inclinados a 52°, y concluida la excavación de los codos inferiores se procedió a la

colocación de la tubería, la cual fue necesaria reforzarla por un “blindaje metálico”, para tuberías sometidas a alta presión debido a que conducen un gasto grande, por su diámetro, por la inclinación ó pendiente de las tuberías, por su longitud y por la velocidad de llegada a las obras de toma, lo anterior mencionado y el procedimiento de este blindaje metálico, se describirá en el Capítulo V “Blindaje metálico”.

CAPITULO V

BLINDAJE METÁLICO



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.

CAPITULO V

BLINDAJE METÁLICO

Se sabe que en las instalaciones hidroeléctricas en donde las alturas de caída del agua son por lo general superiores a 15 metros es común utilizar tuberías a presión dependiendo de la longitud se pueden alcanzar grandes velocidades del agua. Debido a estas grandes presiones y velocidades del agua es necesario reforzar las tuberías a presión de aquí la gran importancia que adquiere el blindaje de las tuberías de presión. La función principal de las tuberías a presión blindadas es el de soportar ó absorber esas altas presiones y generalmente se construyen con tubos de acero según la técnica constructiva pueden ser del tipo: Remachado, atornillado, soldado ó blindado. Para este proyecto la unión de los anillos metálicos fue por medio de soldadura.

Este capítulo recopila información y hace una semblanza de manera general y ordenada del procedimiento constructivo del montaje del blindaje metálico de las tuberías a presión.

V.1 GENERALIDADES

En la Central Hidroeléctrica en estudio la cuál se describe a detalle en el Capitulo I, "Descripción General de la Obra" el agua se transporta desde la bocatoma hasta la casa de máquinas a través de tres tuberías de acero (blindaje metálico) de diámetro interior 7.4 m, colocadas dentro de tres túneles inclinados de diámetro 8.7 m que atraviesan la montaña como se muestra en la Figura V.1 "Arreglo general de la tubería a presión en la rama inclinada y en el codo inferior". En la zona del blindaje metálico consta cada uno de una rama recta inclinada a 52° respecto a la horizontal y longitud 92.912 m y un codo inferior de longitud de curva 38.11 m. El diámetro del túnel es de 8.7 m, determinado por la velocidad de giro de las turbinas que es de 150 revoluciones por minuto y el gasto máximo de cada turbina que es de 249 m³/s., La función principal de las tuberías a presión es la de

conducir el agua de la obra de toma a las turbinas, debido a la gran altura de caída del agua, se requiere de este arreglo para transformar la energía potencial de posición en energía potencial de presión.

La importancia del blindaje metálico en las tuberías a presión, es que el blindaje metálico es necesario para poder soportar las altas presiones y esfuerzos ocasionados por la velocidad con que pasa el agua a través de las tuberías a presión. La tubería de presión debería de ser preferentemente recta, sin embargo fue difícil obtener esto, debido a las condiciones del terreno. Este hecho obligó a ajustarse al perfil topográfico de su trazado, con el apoyo de estructuras que ayudaran a sostener a las tuberías a presión (apoyos) y a variar las pendientes (anclajes).

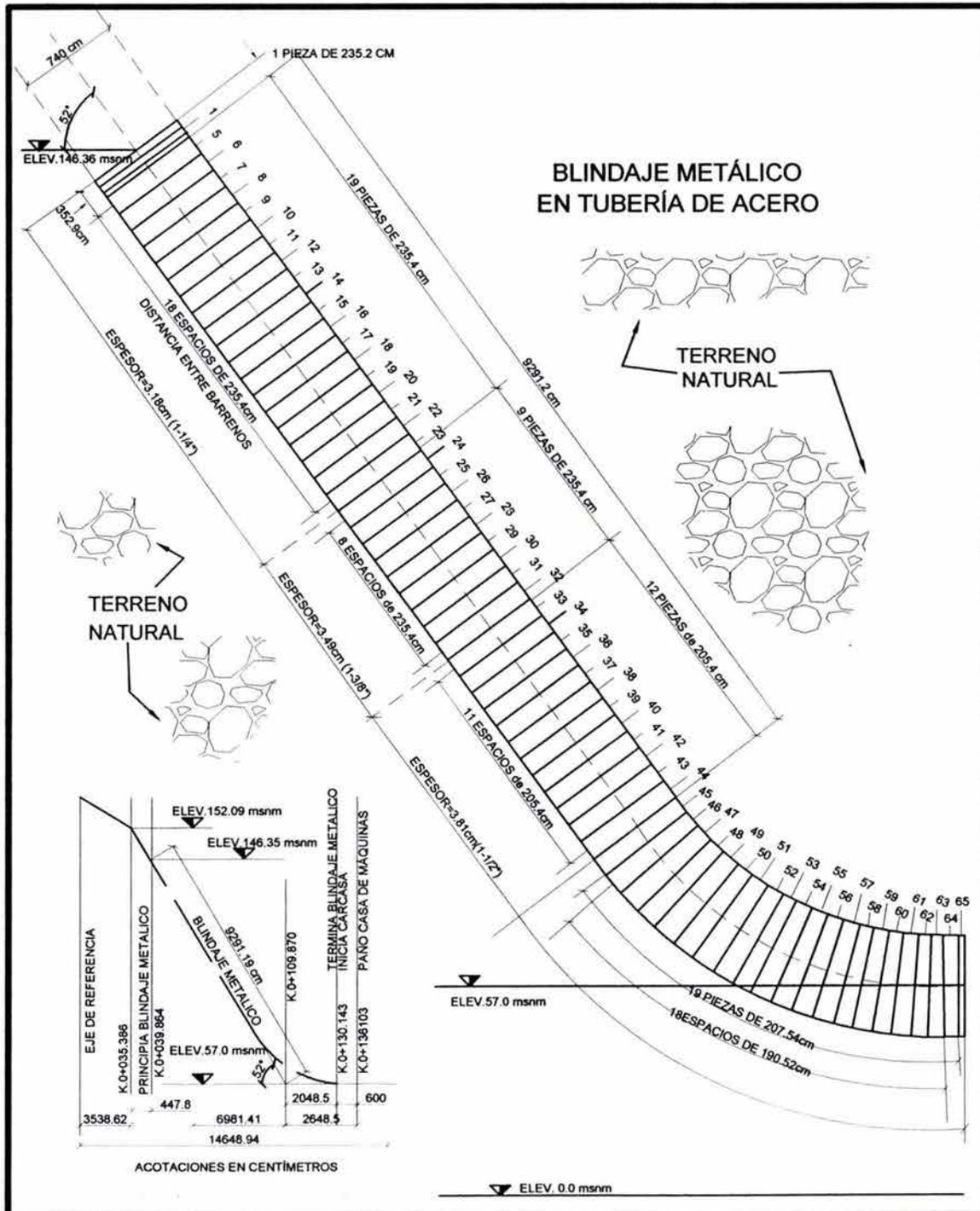
V.2 TRABAJOS PRELIMINARES AL MONTAJE DEL BLINDAJE

Una vez concluido el proceso de excavación y tratamientos de la roca en los túneles a presión, descritos anteriormente en el Capítulo IV “Excavación y Soporte de las Tuberías a Presión” se procedió a efectuar los trabajos previos al montaje del blindaje metálico, mismos que a continuación se describen.

V.2.1 FABRICACIÓN DE ANILLOS SENCILLOS (VIOLAS) Y ANILLOS DOBLES (CANUTOS)

El blindaje de la tubería de presión de los túneles 1, 2 y 3, se fabricó en unidades consistentes en la elaboración de placa rolada para formar 62 anillos de 7.4 m de diámetro con espesor de 1 ½” (3.81 cm), 1 3/8” (3.49 cm) y 1 ¼” (3.18 cm). Así como anillos de atraque perimetral de 1 1/2” (3.81 cm) y 40 cm de ancho, 31 soleras de respaldo de placa de 1/4” x 4” (0.64 x 10.16 cm) de ancho y 512 placas de respaldo de 3/8”x 4” (0.95 x 10.16 cm) de ancho para barrenos de inyección. Adicionalmente se fabricaron 62 atiezadores o rigidizantes interiores (arañas) éstas estructuras se muestran más adelante en la Figura V.13 “Arreglo general del

FIGURA V.1 ARREGLO GENERAL DE LA TUBERÍA A PRESIÓN
EN LA RAMA INCLINADA Y EN EL CODO INFERIOR



del elemento rigidizante (araña)” y una estructura de apoyo de codos por unidad. Simultáneamente con la fabricación de los anillos sencillos se realizó la unión de dos anillos por medio de una soldadura horizontal para formar anillos dobles también llamados canutos haciendo un total de 31 piezas. Durante el ensamble de anillos dobles (canutos) se contemplaron las actividades siguientes:

- a) Se realizaron 512 barrenos realizando una modificación en los biseles del tapón de 30° a 20° para lograr una penetración completa en la soldadura de sello que se efectuaron posterior a las inyecciones.
- b) Los cortes de biseles para unión de juntas de tubería fueron realizados con equipo de doble soplete. De acuerdo con el proceso tomado en la fabricación de la tubería, al biselado se realizó por el interior de los tubos, este procedimiento permitió agilizar el montaje del blindaje metálico, evitando así interferencias con la obra civil y maniobras incómodas y difíciles si se hubiera procedido a efectuar el biselado por la parte exterior de los tubos, restringiéndose por el espacio reducido entre el blindaje y la roca.
- c) Conforme se terminó la fabricación de anillos dobles se llevó a cabo la protección anticorrosiva, el recubrimiento anticorrosivo consistió en 2 capas de 8 milésimas de pulgada a película seca de alquitrán de hulla epóxica, el método de aplicación que se utilizó fue por aspersion con aire, cabe mencionar que solo se aplicó dicha protección en el interior de los anillos, dejando en los extremos aproximadamente 40 cm a cada lado de la junta de soldadura y la zona afectada por el calor.

En la Tabla V.1 “Características principales del blindaje metálico”, se muestran los detalles y características principales del blindaje metálico (anillos metálicos). Cabe

TABLA V.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL BLINDAJE METÁLICO

PIEZA NÚMERO	CANTIDAD	DIÁMETRO INTERIOR	ESPESOR	LONGITUD	PESO		OBSERVACIONES
					PIEZA	TOTAL	
					Kilogramos		
Centímetros							
1	1	740	3.175	235.00	----	22541.30	CON 3 ANILLOS
5	1	740	3.175	235.00	----	13675.00	PLACA DE AJUSTE
6 a 23	18	740	3.175	235.00	13675.00	246150.00	-----
24 a 32	9	740	3.4925	235.00	15048.75	135438.75	-----
33 a 44	12	740	3.81	205.00	14327.17	171926.04	-----
45 y 65	2	740	3.81	103.76	6659.34	13318.68	ENTRADA Y SALIDA CURVA
46 a 64	19	740	3.81	207.54	13318.68	253054.92	INTERMEDIOS EN CURVA
63 y 64	2	740	3.81	----	2960.20	5920.40	ANILLOS EN CURVA

mencionar que conforme se iba terminando la fabricación de los anillos sencillos (virolas) y anillos dobles (canutos), estos fueron transportados y almacenados en las proximidades de la obra, esto con el fin de tener acceso más rápido a ellos.

V.2.2 COLOCACIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA PARA EL SOPORTE DE LA TUBERÍA EN LOS CODOS INFERIORES

Antes de bajar los tramos del blindaje metálico se previó la colocación de una estructura metálica sirviendo ésta de soporte de los codos, así como los apoyos de los rieles fundamentales para poder transportar los anillos sobre el carro de montaje y llevarlos a su posición requerida. Los rieles curvados (vía de rodadura) se apoyaron sobre durmientes y estos en el alma de las traveses carril, siguiendo la curvatura de los rieles.

A las traveses carril se les dio un largo uniforme apoyándose estas en columnas de altura variable ligadas con puntales y diagonales para reducir su altura libre. Cada traveses carril cargó tres tramos sencillos de tubos lo que les dio una longitud aproximada de 6 m. La Figura V.2 "Estructura metálica para el soporte de la tubería y el codo inferior" muestra la estructura principal con sus dimensiones, distribuyéndose los durmientes a cada 80 cm.

Para dar al tubo un apoyo más firme, indispensable durante el colado del tapón de concreto, se agregaron dos columnas a los lados de las centrales separadas 1.5 m. Figura V.3 "Vista frontal de las columnas de apoyo", lo que permitió al tubo tener otros dos apoyos a 90 °. Finalmente ésta estructura metálica quedó ahogada en el concreto. Una disposición completa de los elementos que componen la estructura se presenta en la Figura V.4 "Arreglo general de la estructura del codo inferior" en esta figura se muestran los detalles y características de los elementos que componen a la estructura metálica para el soporte de la tubería a presión (anillos metálicos) en los codos inferiores.

FIGURA V.2 ESTRUCTURA METÁLICA PARA EL
SOPORTE DE LA TUBERÍA Y EL CODO INFERIOR

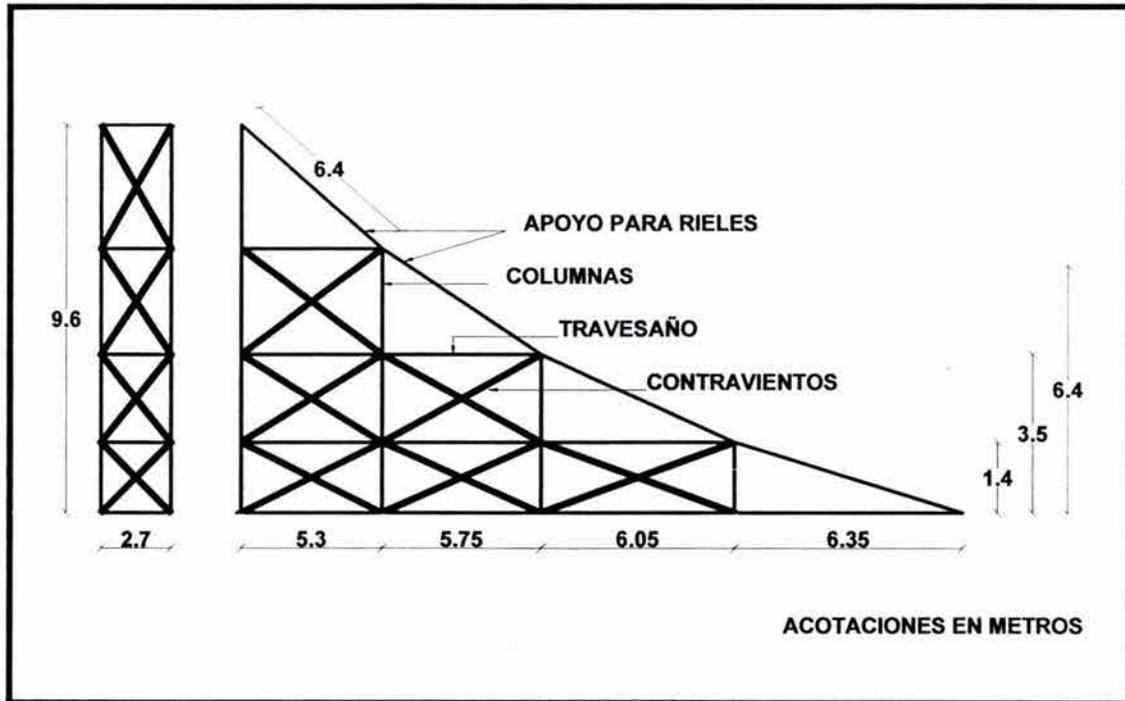


FIGURA V.3 VISTA FRONTAL DE LAS COLUMNAS DE APOYO

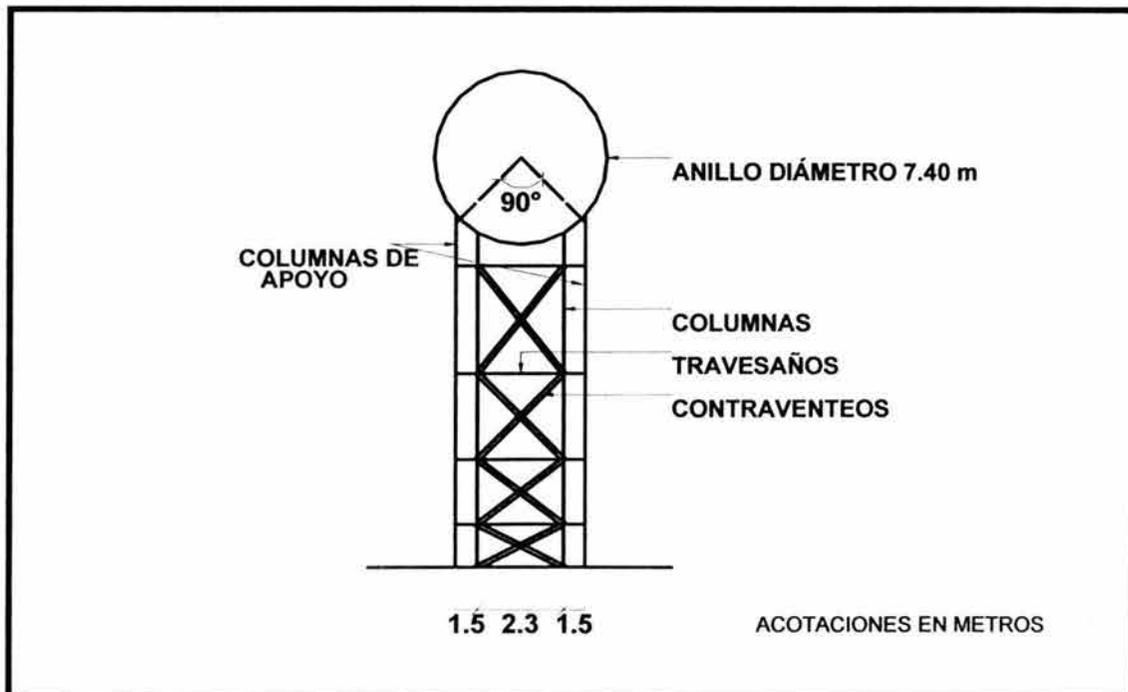
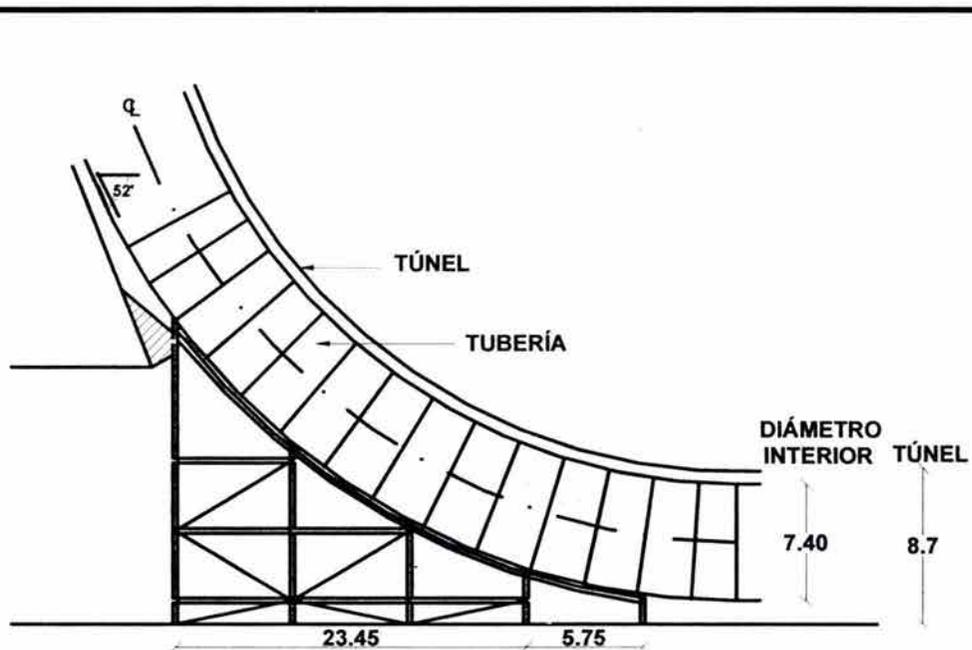
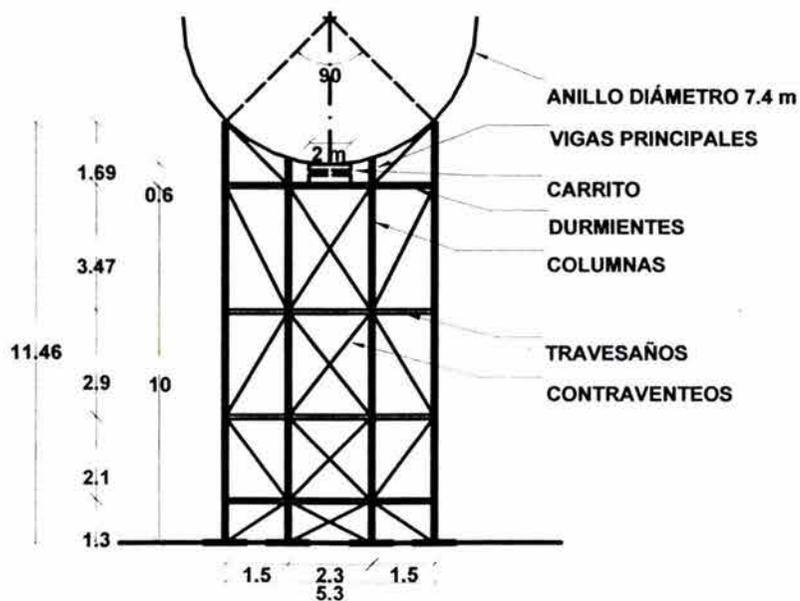


FIGURA V.4 ARREGLO GENERAL DE LA ESTRUCTURA
DEL CODO INFERIOR



a) Perfil por el eje de la tubería



b) Vista frontal

Acotaciones en metros

V.2.3 PREARMADO DE CODOS

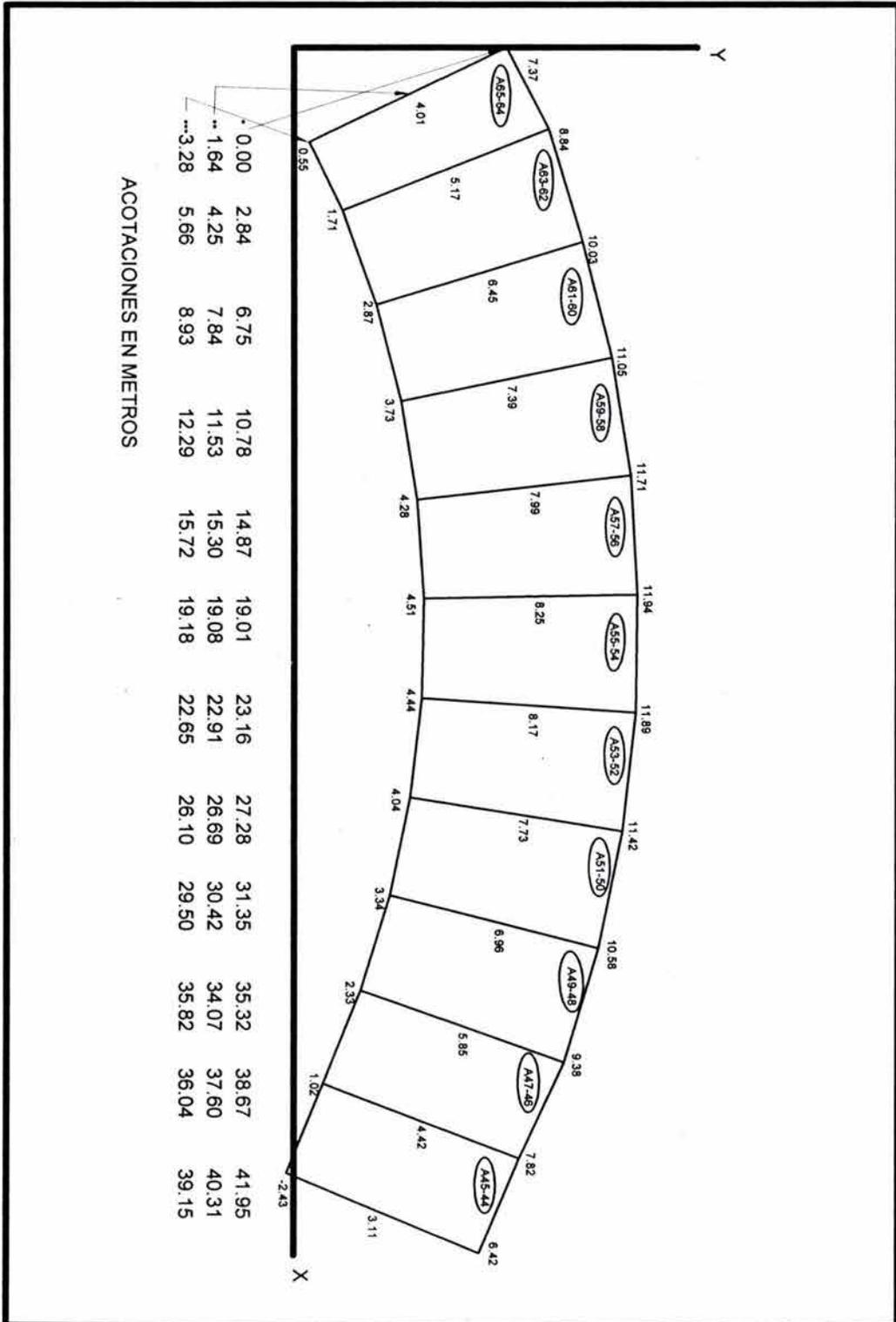
Para realizar los prearmados de codos se diseñó una losa de concreto reforzado con una longitud aproximada de 40 m x 12 m y una resistencia de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$. De anclas y espesor variable de 10 a 15 cm. Ésta losa estuvo provista de una malla 60-10/10, para dar una resistencia a la carga mayor al peso de la tubería la cual era de 258.5 toneladas con un área aproximadamente de 310 m^2 .

Posteriormente a la colocación de la losa se procedió a realizar un trazo mediante topografía donde se involucra radio mayor, medio y menor en sus coordenadas x, y para cada una de las juntas de unión entre anillos que conforman el codo como se muestra en la Figura V.5 "Coordenadas del trazo del codo inferior".

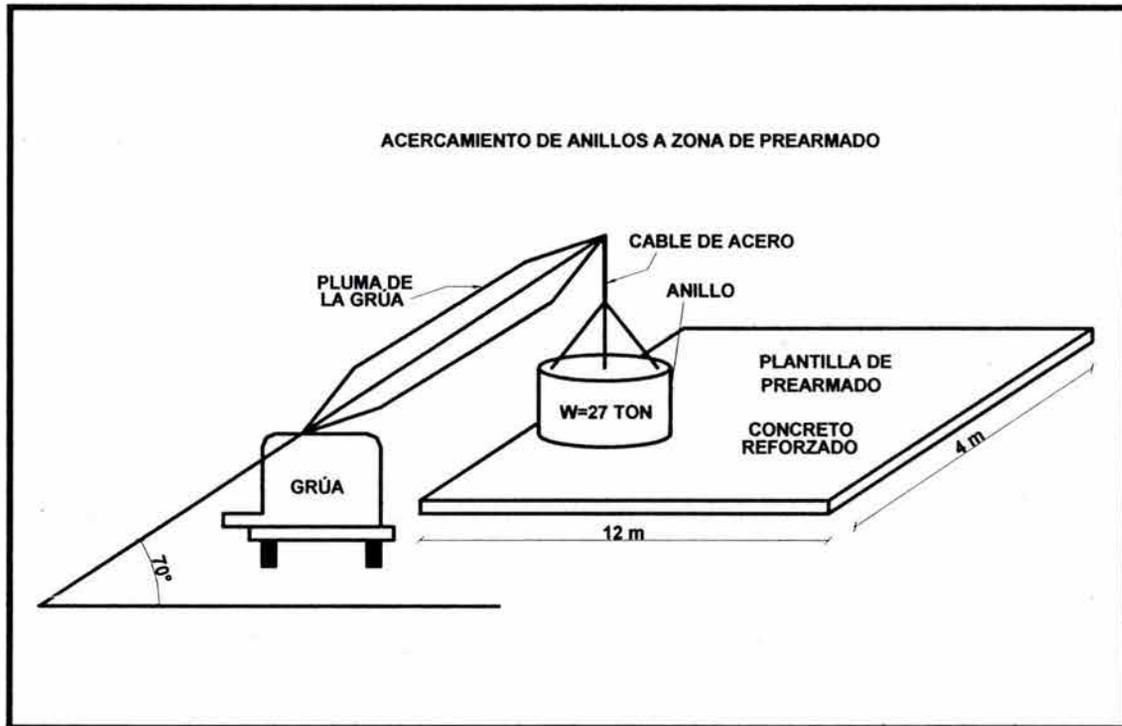
Con la finalidad de movilizar la menor cantidad de tubos de la zona de almacenamiento a la de prearmado y en vista a la distribución que se dio a los anillos en la zona de almacenamiento, fue necesario iniciar el prearmado de las piezas 46 a la 65. Contrario a la secuencia de montaje en la rama inclinada. Para acercar los anillos metálicos a la plantilla de concreto se acondicionó una grúa hidráulica todo terreno marca P & H modelo 9125 TC, año 1990 de 140 toneladas de capacidad que contaba con una pluma de 90 pies (27.43 m) y que trabajaba con ángulos de pluma de 70° a 73° Figura V.6 "Acercamiento de los anillos metálicos a la zona de prearmado".

Una vez que se tuvo el anillo metálico o tubería en la plantilla de prearmado o en una zona próxima a la misma. Se procedió a realizar el giro de la pieza para ponerlo en posición horizontal buscando que la pieza llevara su giro a 90° con respecto a la posición que llevaría en la rama inclinada. Este se realizó utilizando los barrenos de inyección más próximos como se muestra en la Figura V.7 "Giro de los anillos metálicos". Algunas veces por la ubicación de los orificios de inyección el anillo metálico no quedó en posición plana completamente, por lo cual

FIGURA V.5 COORDENADAS DEL TRAZO DEL CODO INFERIOR ANILLOS 44 A 65



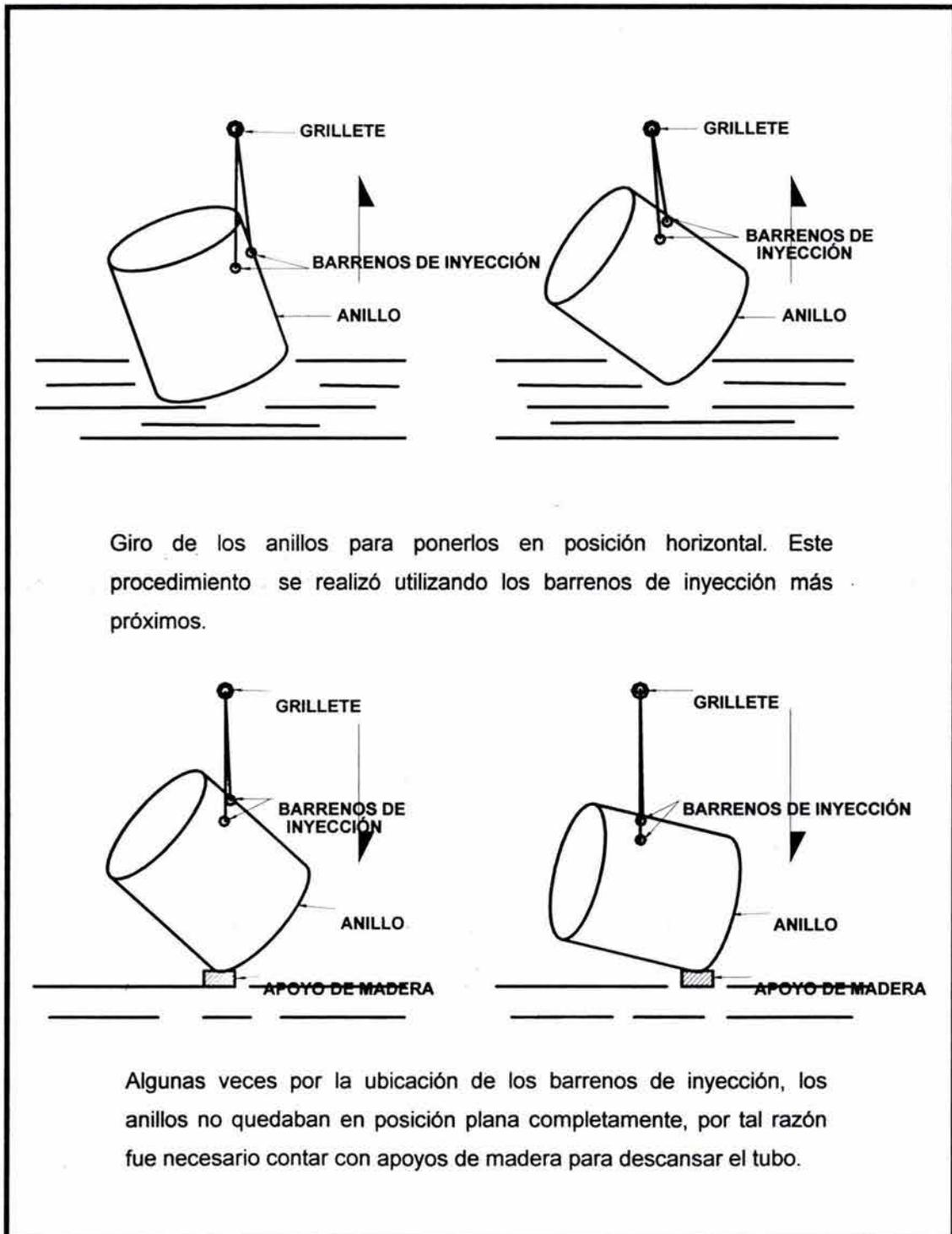
**FIGURA V.6 ACERCAMIENTO DE LOS ANILLOS METÁLICOS
A LA ZONA DE PREARMADO**



fue necesario contar con unos apoyos de madera para descansar el tubo y cambiar el tirón a la posición que permitiera realizar esos pequeños giros sin rodar el tubo Figura V.8 "Colocación de anillos sobre apoyos de madera". Para el tirón en mención se previeron orejas adicionales. Una vez que la pieza se plomeó horizontalmente sobre los apoyos de madera buscando mantener esta posición horizontal, se trasladó el anillo metálico sobre los puntos topográficos ubicados en la plantilla de concreto reforzado, para esto se tuvieron previstos unos apoyos de acero estructural (tacones) sobre una pista de placa como se muestra en la Figura V.9 "Alineación de los anillos metálicos", dejando la pieza lo más próximo posible a la solera de respaldo y proceder a su alineación.

Una vez colocado el anillo en su posición sobre los tacones metálicos se procedió

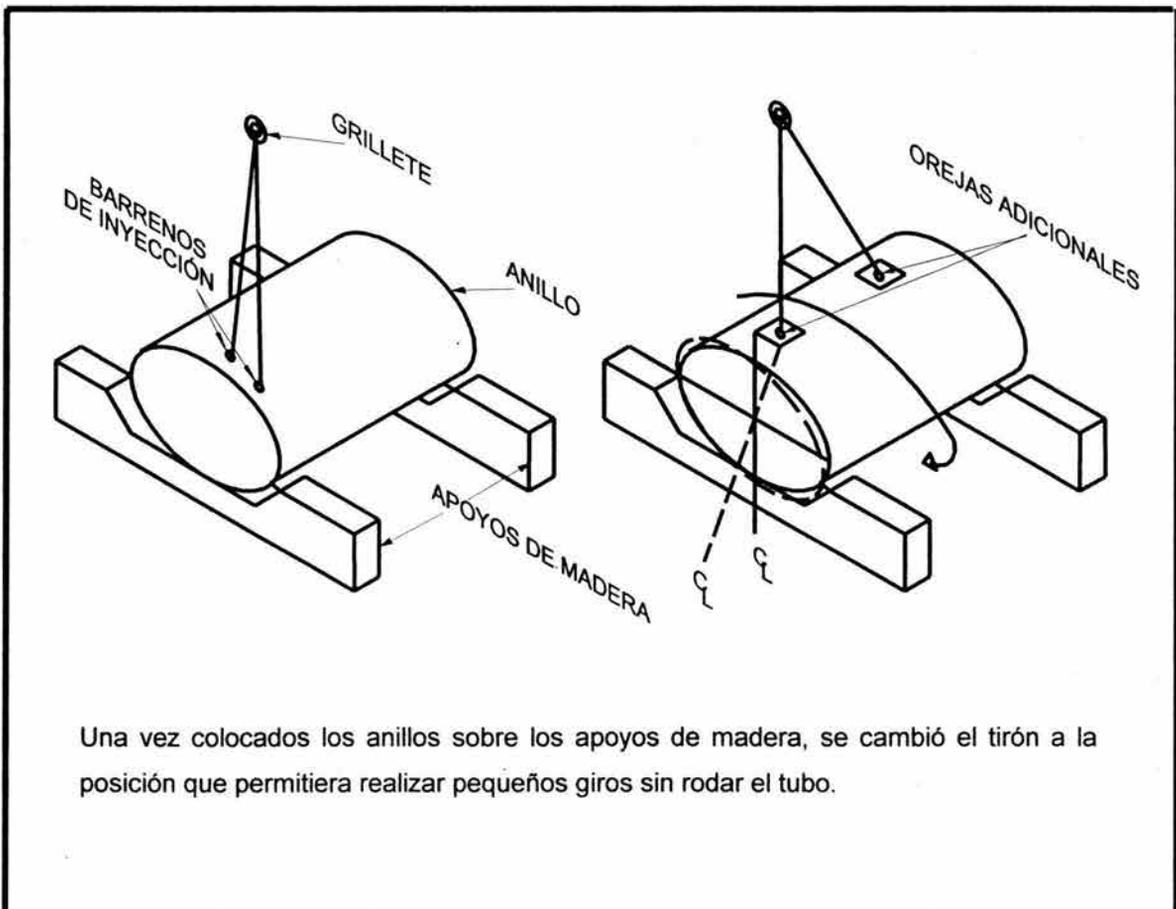
FIGURA V.7 GIRO DE LOS ANILLOS METÁLICOS



a nivelar la pieza, una vez realizado esto se punteó mediante soldadura E-7018, el cuál es un electrodo de bajo hidrógeno con polvo de hierro y que se puede trabajar en todas las posiciones, es un electrodo positivo el cuál trabaja con corriente alterna o corriente directa en forma. Se colocaron las guías interiores mínimo ocho en cada anillo y estas eran curvadas sin esquinas en la sección de ensamblar, como se muestra en la Figura V.10 “Colocación de guías interiores”.

Se procedió a realizar el acoplamiento para esto se debió aprovisionar mínimo 6 placas colocadas aproximadamente a 60°, como se ilustra en la Figura V.11 “Colocación de placas en anillos metálicos”.

FIGURA V.8 COLOCACIÓN DE ANILLOS SOBRE APOYOS DE MADERA



Ya acoplado el anillo metálico se procedió a alinear la junta a aproximadamente de $\frac{1}{4}$ " (0.64 cm) a $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm).

Generalmente los anillos metálicos mostraban volutas o deformaciones las cuales no permitían conformar la junta y en ocasiones difícilmente alinear. Para este fin se debió disponer de herrajes varios para trabajar lo que se denomina costura. Por ejemplo, gatos mecánicos e hidráulicos, cuñas y "sietes", los sietes son placas de acero que tienen la forma de un siete, por esta razón son llamados así, estos sietes de acero se soldaron al anillo metálico solamente en las áreas deformadas.

La Figura V.12 "Herrajes para el conformado del blindaje", muestra los herrajes y dispositivo empleados para lograr el conformado del blindaje metálico (anillos metálicos).

FIGURA V.9 ALINEACIÓN DE LOS ANILLOS METÁLICOS

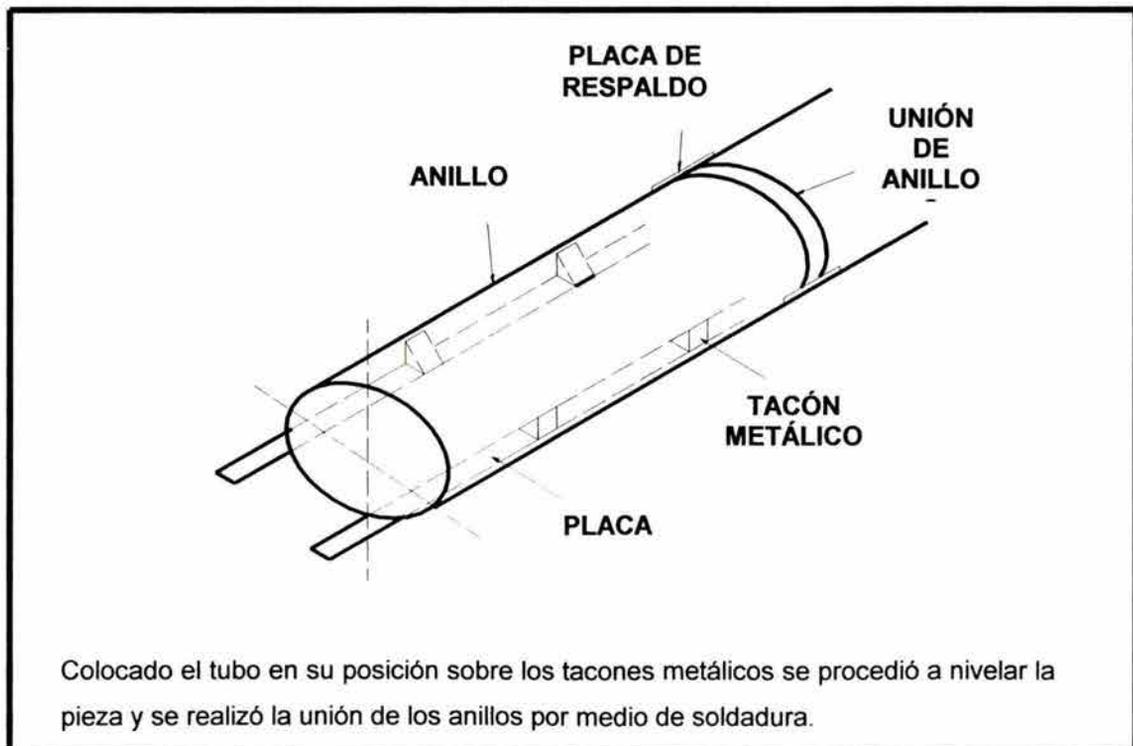


FIGURA V.10 COLOCACIÓN DE GUÍAS INTERIORES

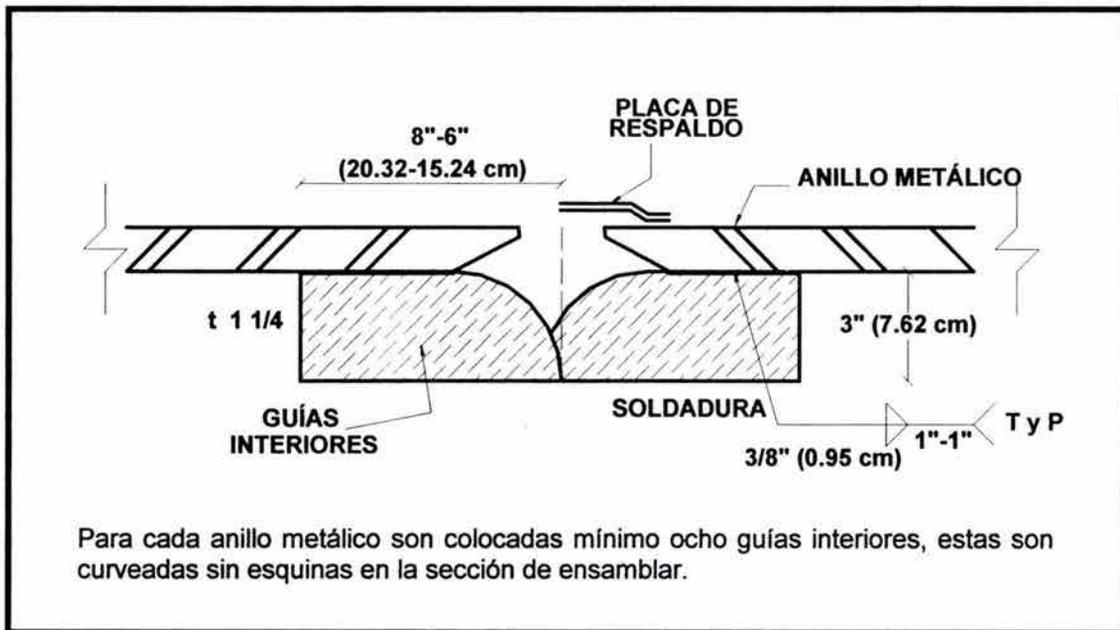
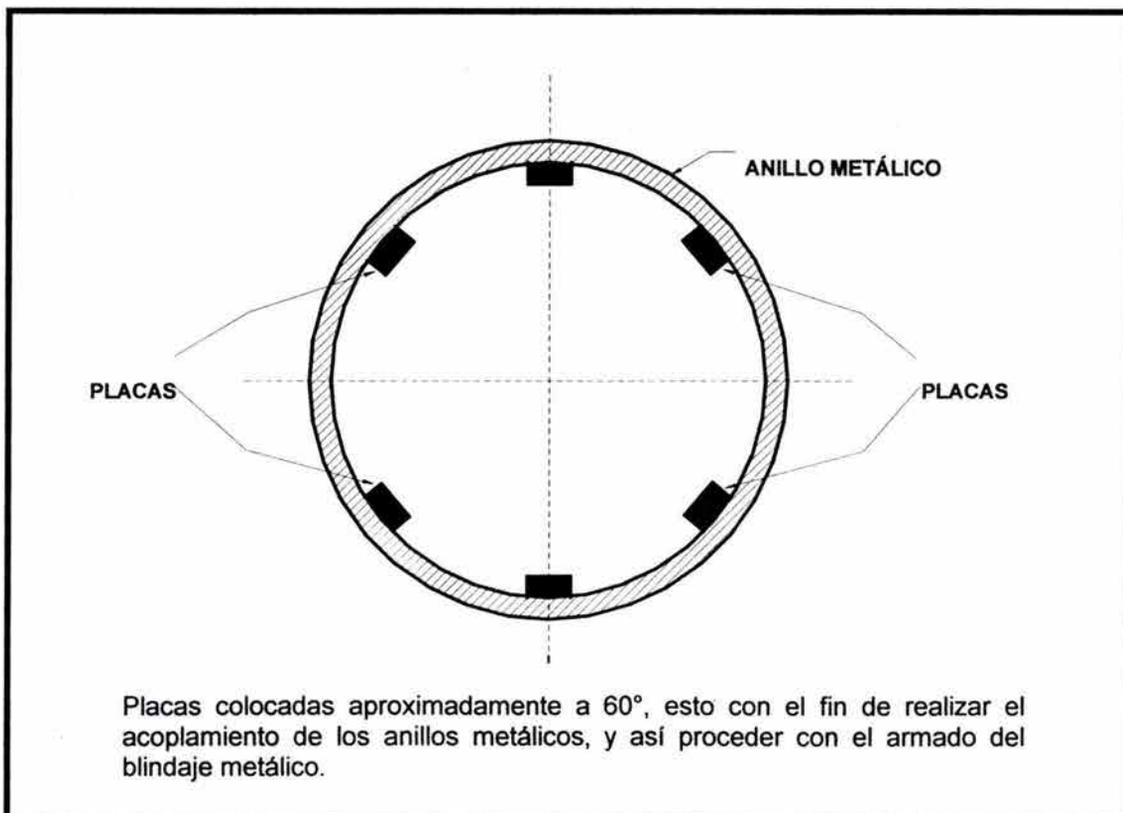
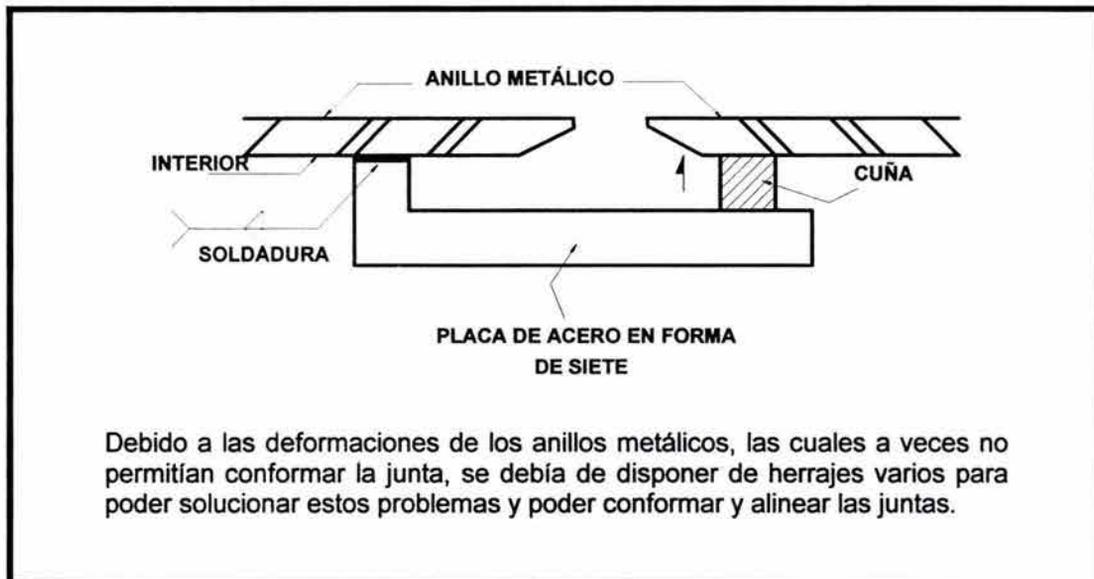


FIGURA V.11 COLOCACIÓN DE PLACAS EN ANILLOS METÁLICOS



**FIGURA V.12 HERRAJES PARA EL CONFORMADO
DEL BLINDAJE METÁLICO**



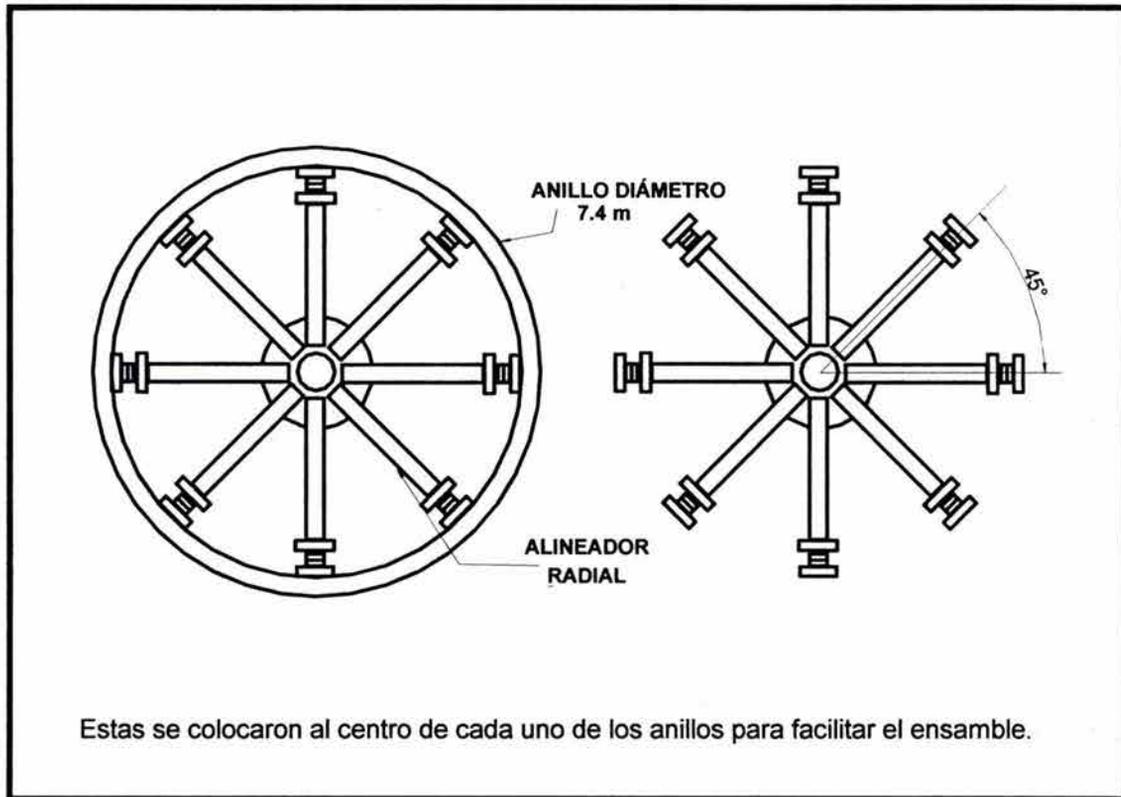
V.2.4 ARRIOSTRAMIENTO INTERIOR O ARAÑAS

En la razón en que el anillo sufría deformación por su propio peso cuando estaba en posición horizontal o en el plano inclinado de 52° , se hizo necesario la utilización de arriostramiento que cumpliera con cada una de las reacciones a la deformación de cada caso. Para controlar estas deformaciones se requirió apuntalar el anillo en el interior, usando alineadores radiales (arañas) con ocho patas o radios.

Estas se colocaron al centro de cada uno de los anillos para facilitar el ensamble de piezas y posteriormente se colocaron a los extremos de cada boca del anillo para facilitar el ensamble en la rama inclinada y evitar deformaciones durante las maniobras de izaje.

Estas arañas esquemáticamente se muestran en la Figura V.13 "Arreglo general del elemento rigidizante (araña)".

FIGURA V.13 ARREGLO GENERAL DEL ELEMENTO RIGIDIZANTE (ARAÑA)

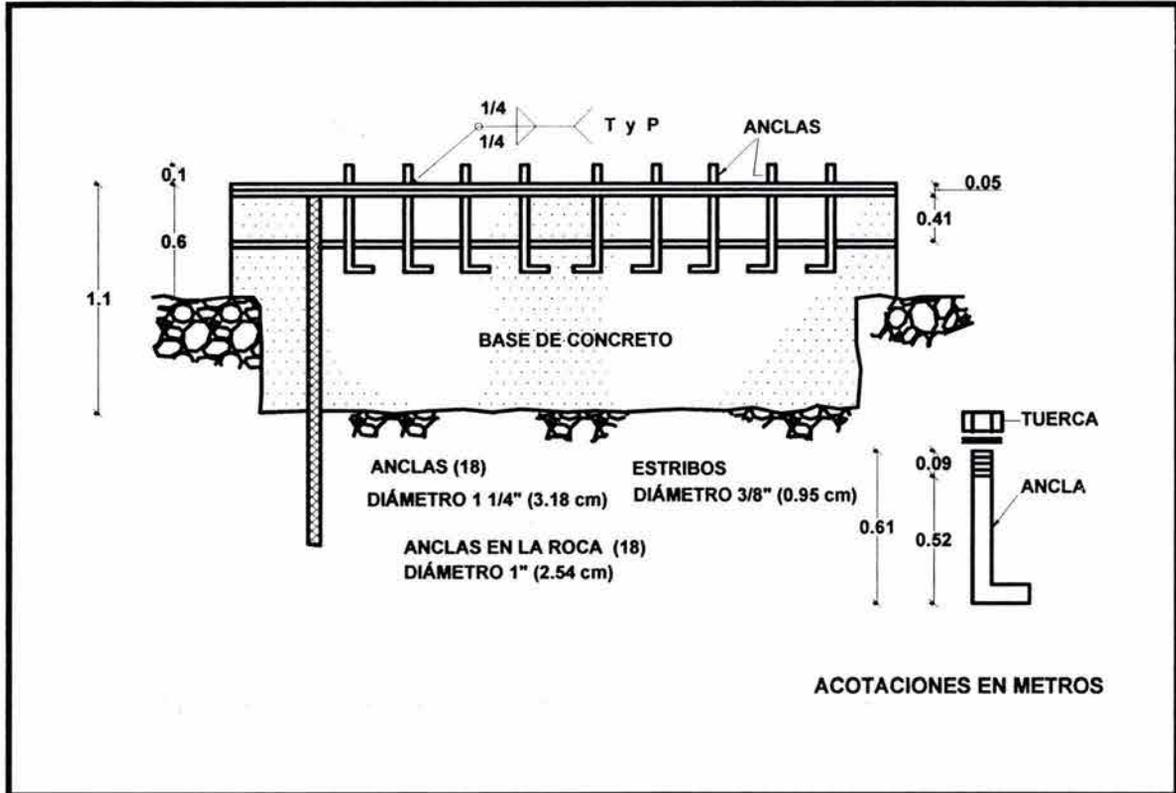


V.2.5 MALACATES Y BASES DE CONCRETO

Con relación a los malacates utilizados durante el montaje y lanzamiento de la tubería (anillos metálicos) unidades uno, dos y tres para su instalación y colocación se considero lo siguiente:

En cada una de las unidades uno y tres se colocó un malacate marca Lantec modelo 2 x 750, año 1990 de 70 toneladas equipado con dos motores hidráulicos con sistema de disco integrado y sistema de frenado de emergencia. Para estos dos malacates se construyó una cimentación similar, constituida por un dado de concreto armado de dimensiones 5.5 m de largo y 4.4 m de ancho, con espesor de losa de 1.5 m, con estribos y varillas verticales de diámetro de 3/4" (1.91 cm) como acero de refuerzo. Un arreglo general se muestra en la Figura V.14 "Disposición de anclas y estribos" y Figura V.15 "Base de concreto para apoyo de malacate".

FIGURA V.14 DISPOSICIÓN DE ANCLAS Y ESTRIBOS



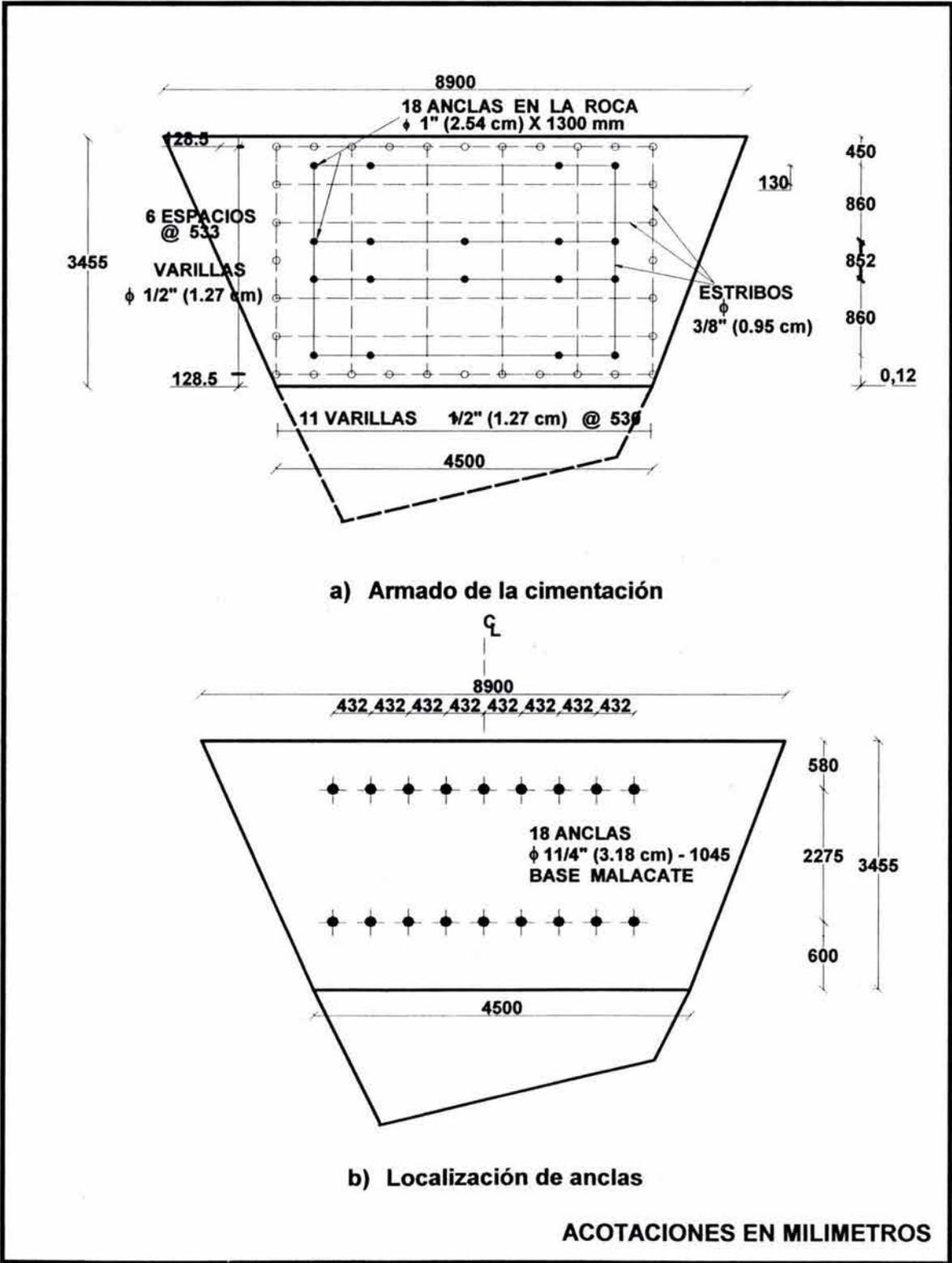
En la unidad dos, se utilizó un malacate marca Amcom modelo MM-1000, año 1989 de 70 toneladas de capacidad. Cabe mencionar que este malacate, así como su base, fue utilizado durante la excavación y tratamientos de esta misma unidad.

V.2.6 CARROS DE MONTAJE, RODAMIENTOS Y SEGUROS

Se diseñaron y fabricaron tres carros, uno por cada unidad. Estos carros fueron diseñados para manejar tubos formados por dos tramos cuya longitud y peso total sería:

Codos	L = 4.14 m	20,000 kg
Tubo más corto	L = 4.11 m	27,000 kg
Tubo más largo	L = 4.71 m	32,000 kg

FIGURA V.15 BASE DE CONCRETO PARA APOYO DE MALACATE



El carro de montaje fue fabricado con un chasis de 4 x 3 m. de ancho en vigas de acero tipo IPR de 10" x 5 3/4" (25.40 x 14.61 cm). La altura del paño inferior del chasis a paño superior del riel es 0.314 m permitiendo evitar contacto del carro con el riel sobre todo en las transiciones. Los puntos de apoyo estuvieron ubicados a 1.7 m del centro de carga, y estuvieron formados por unas extensiones laterales de 0.5 m del centro de las ruedas al centro del apoyo, asimismo los apoyos consistieron en cuatro gatos hidráulicos de 25 toneladas y en la parte posterior del carro se ubicó una plataforma telescópica donde se colocaron las bombas manuales de los gatos hidráulicos. Unidas a los gatos hidráulicos iban unas ménsulas de apoyo con unas orejas que servirían para efectuar el amarre de los tubos al carro mediante gatas o señoritas con seguro de amarre. Este amarre ayudó de manera independiente a subir o bajar la tubería sin modificar la posición del chasis, asimismo se adicionaron orejas (4 piezas) sobre el chasis que sujetaban al tubo en posición fija durante el descenso en la rama inclinada los cuales una vez estando el tubo en posición (listo para alineación) se soltaron dejando únicamente los amarres de las ménsulas de apoyo sobre el tubo. Como una medida más de seguridad se colocaron unos topes sobre la tubería para evitar un posible desplazamiento del tubo.

Los rodamientos o ruedas estaban ubicadas a 4 m de centro a centro en la parte lateral del chasis y frontal 2 m, las ruedas estaban unidas al chasis mediante unas cajas de placa de 10 mm de espesor y 0.20 m de ancho por 0.335 m de altura ubicadas a los extremos del chasis.

El diámetro de las ruedas era de 358 mm con un ancho de 0.122 m y dos pestañas con un espesor de 19 mm y 0.24 m de profundidad. Así mismo la rueda consistía de un eje en acero de alta resistencia a la fricción de 110 mm de diámetro y longitud de 250 mm, en la chumacera de la rueda se integraban los rodamientos o baleros.

Los seguros en las ruedas tenían la finalidad de mantener el carro con el anillo en el momento de hacer los amarres del tubo con el malacate y al colocar en su sitio para su alineamiento en la rama inclinada. Un arreglo general del carro de montaje para el lanzado de la tubería se presenta en la Figura V.16 "Arreglo general del carro de montaje" y Figura V.17 "Detalle de la rueda del carro de montaje".

V.2.7 CABLES, POLEAS Y RODILLOS

Las condiciones mínimas que se debieron cumplir para trabajar los cables de la grúa fueron:

- a) El cable debió cumplir con la descripción del fabricante siendo éste de 1" (2.54 cm) de diámetro marca P&H tipo 25 modelo PS3 extra preformado con alma de acero.

- b) En función de las cargas que se manejaron y considerando como anillo más pesado el de 34,000 kg más 1.5 veces como factor de seguridad se determinó la capacidad en libras esta fue de 112,200 lbs (50,894 kg). Por lo tanto el número de capas que debió mantenerse en el tambor principal fue de 4 a 5 que dan una máxima carga de 111,200 a 139,000 lbs (50,440 a 63,050 kg), para el cable marca P&H tipo 25 (cable de acero) modelo PS3.

Las maniobras de los tubos se hicieron con 4 estobos ligados con grilletes de 1 1/2" (3.81 cm) a las orejas de carga situadas en los costados exteriores del tubo.

Los estobos son un pedazo de cabo (cable de acero) unido por sus extremos y que su función es suspender o descender cosas pesadas mientras que el grillete es el elemento necesario para acoplar ganchos, argollas u otros accesorios. La selección se hizo en función de la capacidad de carga del cable de acero. La inclinación de los estobos en el sentido transversal fue de 60° y longitudinal 28°.

FIGURA V.16 ARREGLO GENERAL DEL CARRO DE MONTAJE

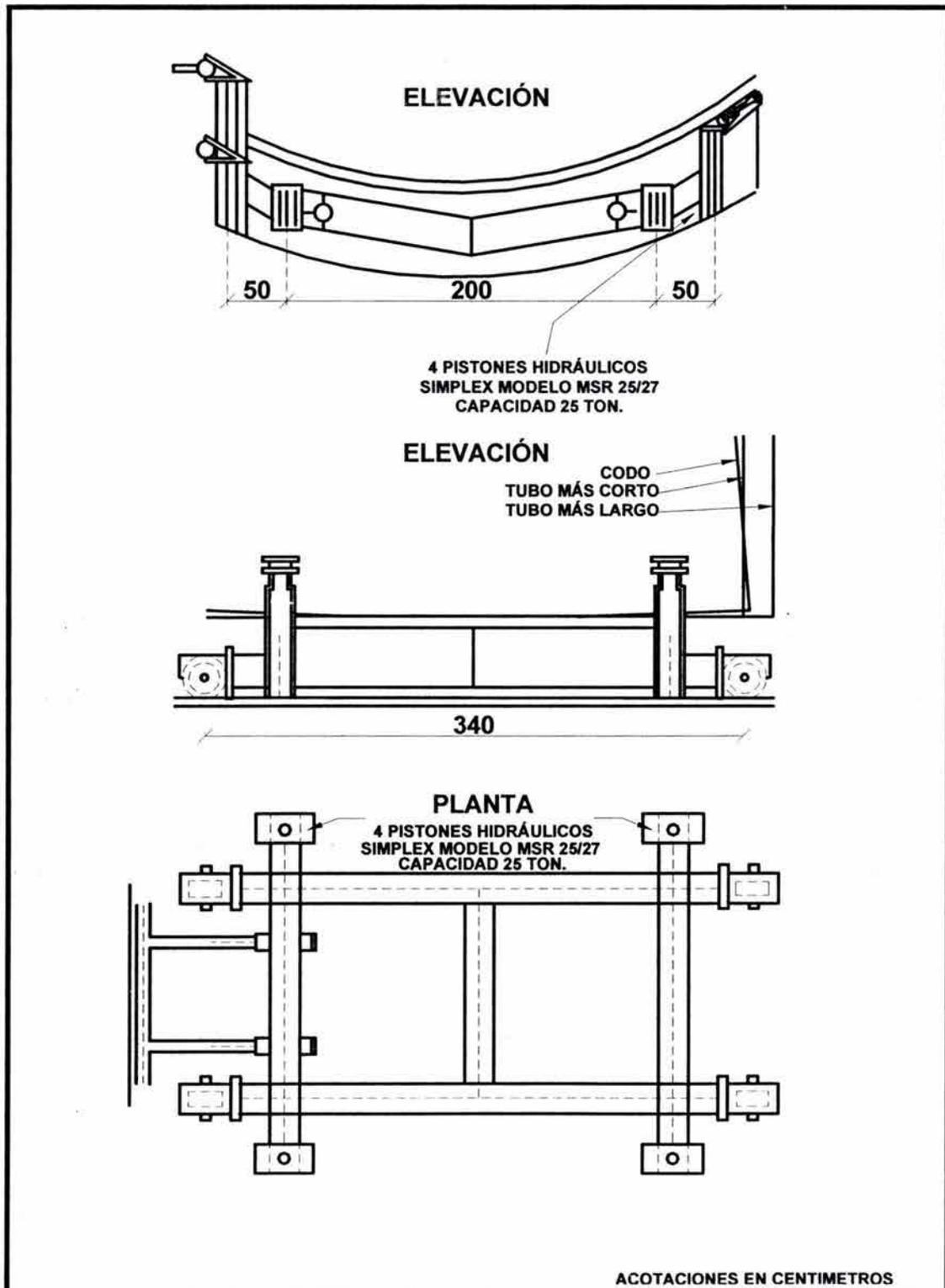
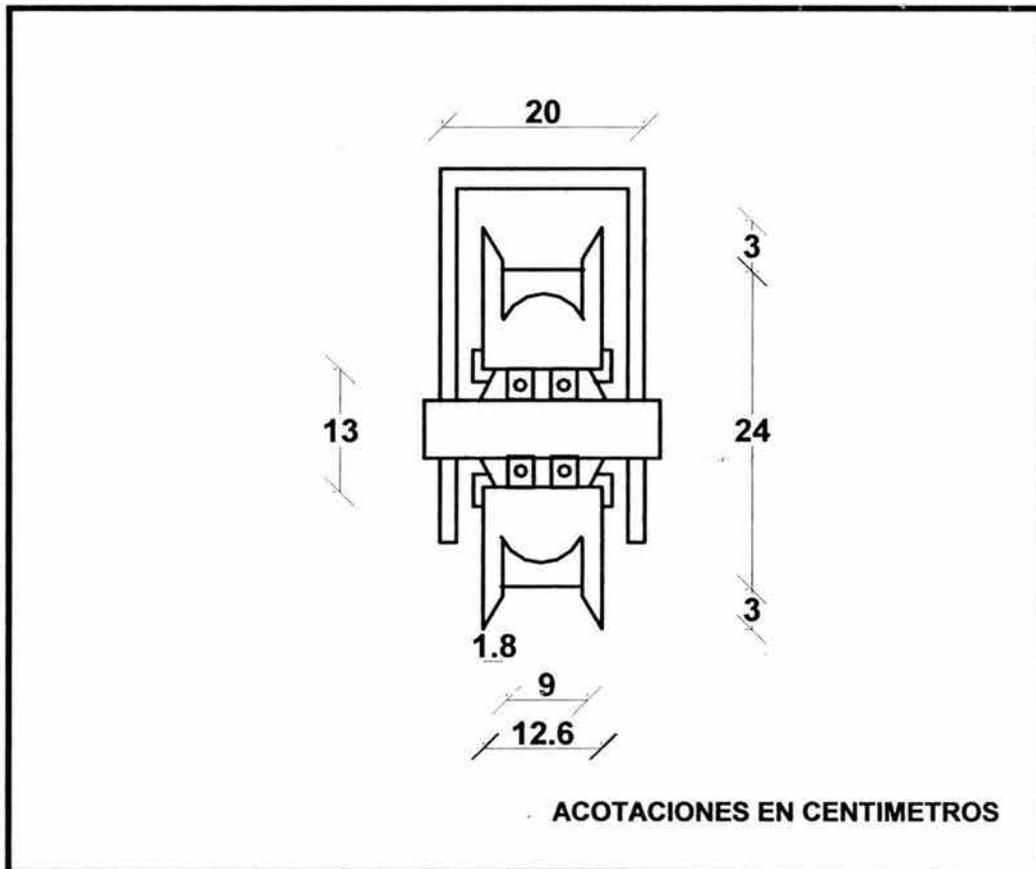


FIGURA V.17 DETALLE DE LA RUEDA DEL CARRO DE MONTAJE



El diámetro de la polea fue de 43.7 cm montada sobre una placa de 1" (2.54 cm) de espesor x 760 mm de largo y 268 mm de ancho sobre una placa de 1" (2.54 cm) de espesor que iba empotrada al piso, en algunos casos fue necesario efectuar sobreexcavación para evitar interferencia con el carro. Esta polea tenía la capacidad de desplazarse sobre un eje o perno de 7 cm en un rango de 45 cm.

Las características de los rodillos en términos generales fueron idénticas solo variaron en su posición dependiendo de su ubicación si iban sobre el piso o la clave de la excavación. Estos rodillos tenían un diámetro de 230 mm sobre un eje de 38 mm como base tenían una canal de 8" x 3 1/2" (20.32 x 8.89 cm) con 720 mm de longitud con dos placas soportes de 1/2" (1.27 cm) de espesor.

V.2.8 ESTRUCTURA DE ATRAQUE DEL BLINDAJE METÁLICO

Finalmente para concluir los preparativos de montaje existió una actividad adicional que si bien podría realizarse durante el montaje fue conveniente que se efectuara con anticipación. Una vez que se alineó, se conformó e inició la unión de soldadura se debió de apoyar y atracar la tubería (anillos metálicos) al piso así como a los muros.

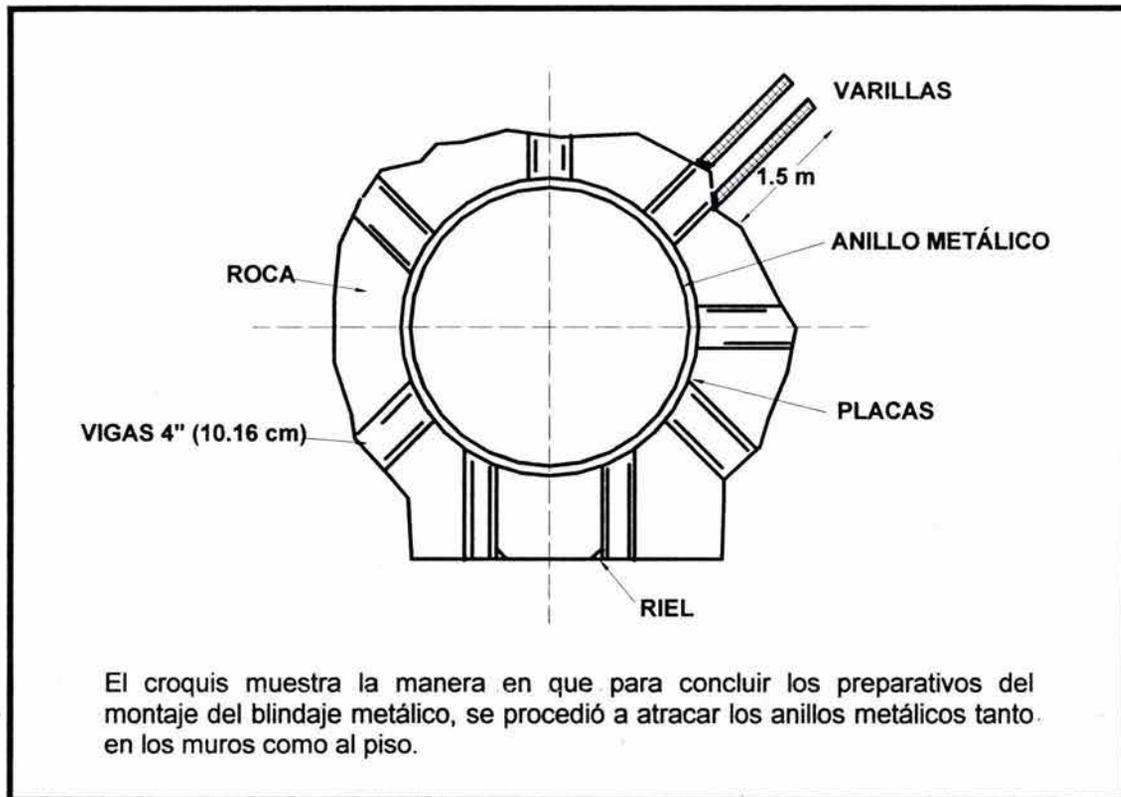
Dado que en la tubería a presión se tenían cambios de pendiente fue necesario la colocación de estos atraques o anclajes para que se encargaran de absorber los esfuerzos que se derivaban por la variación de la pendiente así como los movimientos en toda dirección, la profundidad del atraque o anclaje del blindaje metálico fue de una magnitud, que hizo que todo deslizamiento fuera imposible. El perfil de la tubería y su trazado permitió determinar la ubicación de los apoyos y los anclajes.

De la excavación y para este fin se procuraron dejar previstas placas ancladas con 2 varillas de 1 y 1.5 m de profundidad en la roca y poder así colocar vigas de 4" (10.16 cm) para unirlas tanto a las placas como a las paredes de la tubería (anillos metálicos) y dejarla fija durante el hormigonado y así evitar la flotación de la misma durante esta etapa.

Cuando menos debieron de contemplarse 6 piezas como se muestra a continuación en la Figura V.18 "Atraque del blindaje metálico". El croquis muestra la forma en que se debieron dejar ancladas las placas y las varillas tanto en muros como en el piso.

Cabe mencionar que conforme se fueron colocando y alineando los anillos metálicos estos fueron atracados pieza por pieza tanto en los muros como en el piso.

FIGURA V.18 ATRAQUE DEL BLINDAJE METÁLICO



V.3 MONTAJE DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN EN LA RAMA INCLINADA

La operación de montaje de la tubería a presión en la rama inclinada consistió básicamente en la elevación vertical de los anillos metálicos, en el posicionamiento de los mismos y en la sujeción de cada uno de ellos a una posición fija hasta que cada uno de los anillos metálicos estuvieron colocados en forma segura después de esto se procedió a soltarlos. A continuación se describen las etapas comprendidas durante el proceso del montaje del blindaje en la rama inclinada, las cuales son: Posicionamiento del carro de montaje al blindaje, colocación del blindaje metálico con carro de montaje sobre la vía, descripción de las etapas de posicionado del blindaje metálico, lanzado de tubería y el posicionado, alineado y conformado del blindaje metálico.

V.3.1 POSICIONAMIENTO DEL CARRO DE MONTAJE AL BLINDAJE

Una vez que el anillo metálico fue transportado y colocado horizontalmente y se tuvo referencia de la posición que tendría en la rama inclinada se procedió a colocar las orejas de montaje las cuales eran placas de 12" x 6" (30.48 x 15.24 cm) en las cuales en uno de sus extremos se tenía un orificio de barrenación.

Las maniobras de los tubos se efectuaron con cuatro estrobos ligados con grilletes de 1 ½" (3.81cm). Los estrobos son un pedazo de cabo (cable de acero) unido por sus extremos formando un anillo y su función es suspender o descender cosas pesadas y el grillete es el elemento necesario para acoplar ganchos, argollas u otros accesorios.

Las maniobras de carga se realizaron con una grúa móvil marca P&H modelo 9125 TC, año 1990 de 140 toneladas de capacidad. La disposición de las orejas fue la misma analizada para descargar el tubo y el carro sobre las vías. La disposición de las orejas muestran en la Figura V.19 "Orejas de montaje".

Las orejas de amarre de la línea de tiro se colocaron a 475 mm debajo de los ejes de simetría del anillo metálico. Estas orejas fueron colocadas en la parte interior del anillo metálico, ya que la solera de respaldo de soldadura debía de ir en la parte posterior o sea hacia el malacate. En la Figura V.20 "Orejas de tiro" se muestran las dimensiones de este tipo de orejas. Las orejas de tiro constan de una solera de respaldo en la cual va soldada una placa de acero con un orificio en el centro, unidas forman la oreja de tiro. Una vez posicionado el carro a la tubería, se procedió a efectuar los amarres mediante gatas de cadena, estas abrazando al anillo metálico se sujetaron a unas orejas diseñadas para este fin en los carros de montaje sobre cada uno de los cuatro gatos tal como se muestra en la Figura V.21 "Amarres en anillo metálico para su lanzado".

FIGURA V.19 OREJAS DE MONTAJE

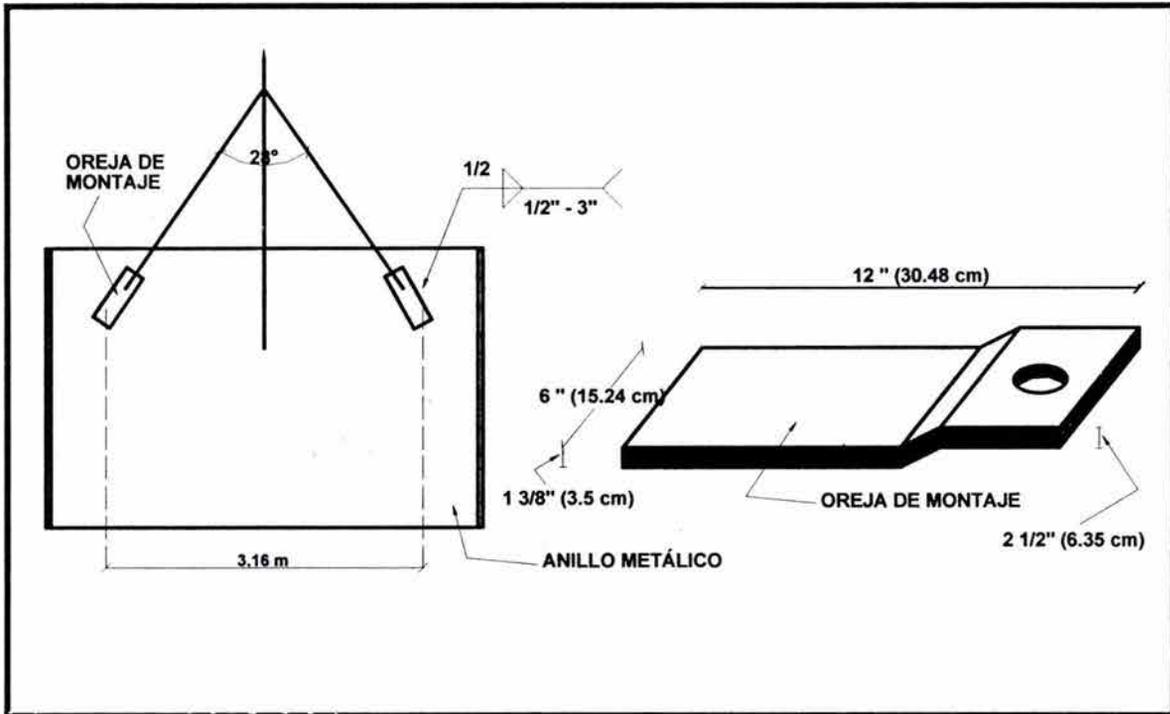
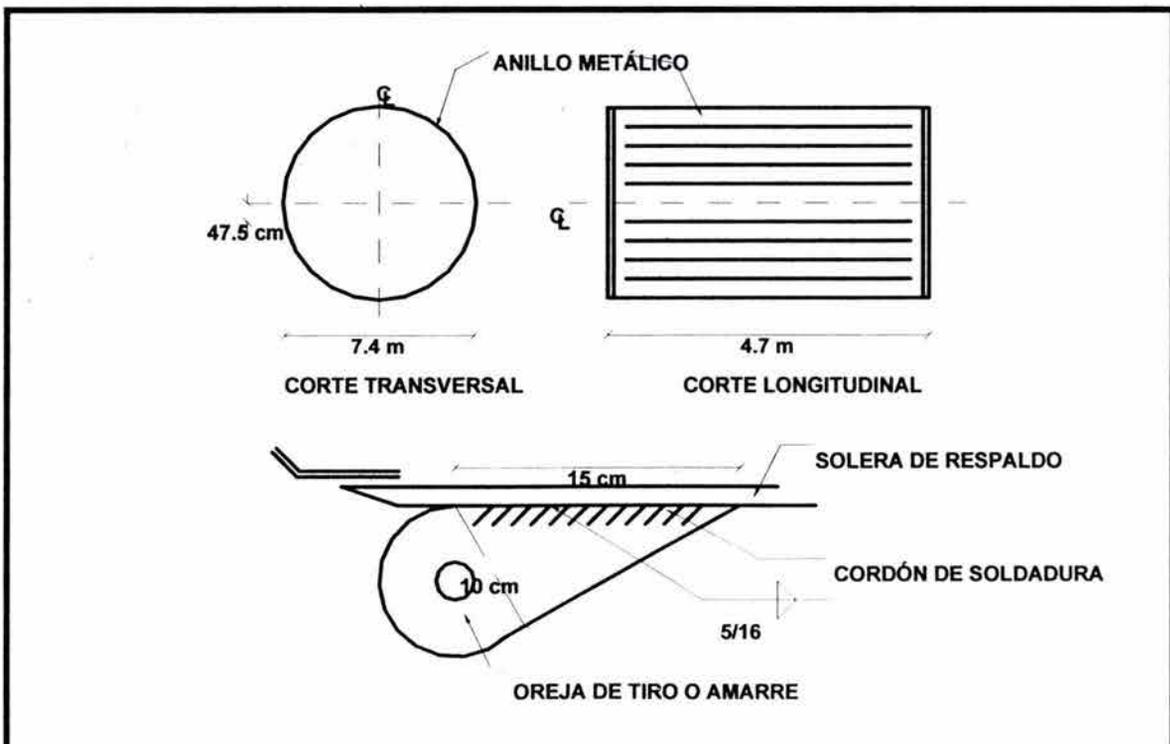
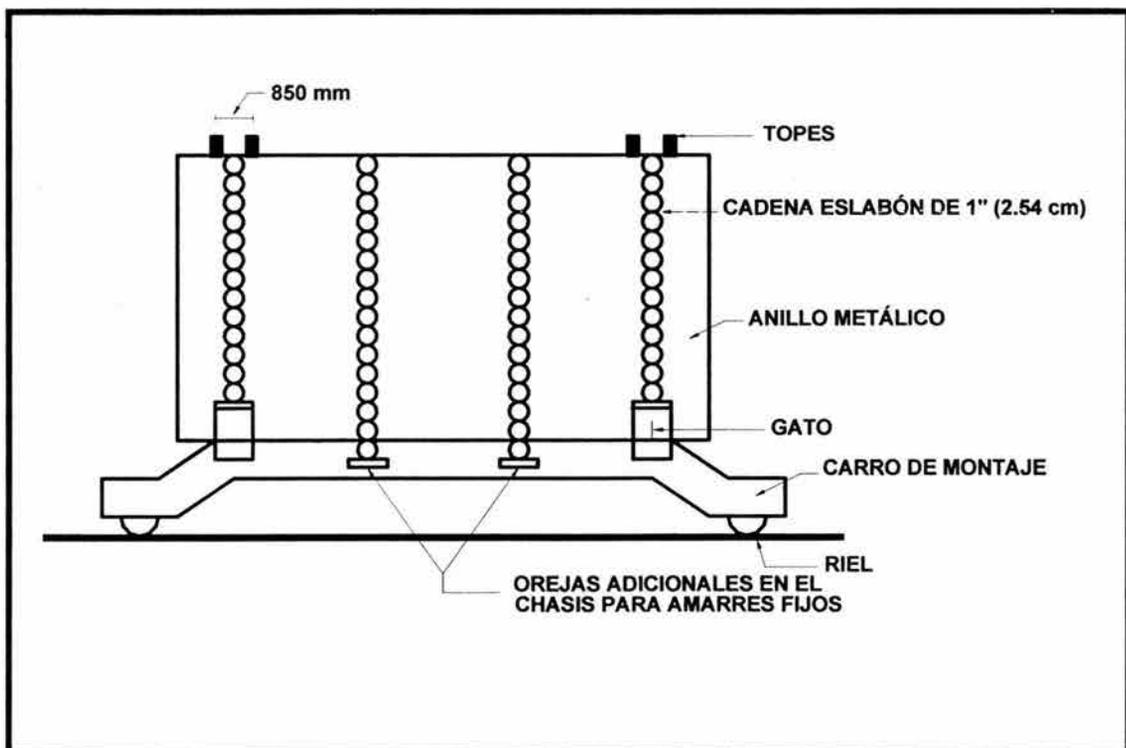


FIGURA V.20 OREJAS DE TIRO



Fue necesario adicionar dos amarres fijos localizados entre los dos anteriores. La finalidad de adicionar estos amarres fijos fue por cuestiones de seguridad ya que en algunas ocasiones cuando se hacia el apriete para colocar los seguros algunos eslabones quedaban torcidos y posteriormente al más leve impacto se reacomodaban quedando flojos o sueltos y podría ocurrir algún deslizamiento, y este fue el único enlace de unión del carro con el anillo metálico. Se denominan fijos por que una vez que el anillo metálico fue llevado a su sitio estos tendrían que retirarse para que se pudieran trabajar los gatos del carro.

FIGURA V.21 AMARRES EN ANILLO METÁLICO PARA SU LANZADO



V.3.2 COLOCACIÓN DEL BLINDAJE CON CARRO DE MONTAJE SOBRE LA VÍA

Una vez efectuadas las pruebas de grúas, malacate y carros de montaje en la rama inclinada, se efectuó la maniobra de colocación del carro de montaje y el blindaje metálico sobre la vía de la rama inclinada.

Para esto se utilizó una grúa marca P&H modelo 9125 TC, año 1990 de 140 toneladas de capacidad cuyas condiciones óptimas según el fabricante eran:

Longitud de pluma 70' (21.34 m)

Radio de giro 30' (9.14 m)

El radio de giro se consideró tomando en cuenta las condiciones físicas más desfavorables según se muestra en la Figura V.22 "Posición de la grúa en la zona de montaje" donde se aprecia la posición de la grúa y la zona o radio de acción de la misma, así como el peso a manejar.

De los datos de la grúa se observó que para manejar los anillos metálicos con radio de giro de 30' (9.14 m) y 70' (21.34 m) de pluma se requirió un ángulo de inclinación de 69° y no menor de 67°.

V.3.3 DESCRIPCIÓN DE LAS ETAPAS DE POSICIONADO DE LA TUBERÍA (ANILLOS METÁLICOS) Y CARRO SOBRE VÍA DE LANZADO DE LA TUBERÍA

A continuación se muestra un análisis por etapas que comprende el posicionamiento del blindaje metálico con el carro sobre la vía de lanzado de la tubería y ubicación de la grúa.

La etapa uno consistió principalmente en observar la respuesta de la grúa, y comenzar con el ascenso de los anillos metálicos de la posición 1 (P1) a la posición 2 (P2), la segunda etapa consistió en seguir con el ascenso del anillo metálico de la posición 2 (P2) a la posición 3 (P3), en la tercera etapa el anillo metálico se encontraba en la posición 3 (P3) y se trasladó a la posición 4 (P4) en ésta etapa se alcanzó la máxima elevación y antes de llegar a la posición 4 (P4) se inició con el descenso, en la cuarta etapa el anillo metálico se encontraba en la

posición correcta, se estabilizó la carga y se mantuvo en posición, una vez realizado esto, se procedió a colocar el carro de montaje sobre el riel, en la quinta etapa se procedió a realizar el descenso del anillo metálico hacia el carro de montaje, una vez realizado esto se colocaron los seguros, se hicieron los amarres necesarios para sujetar el anillo metálico al carro de montaje, la sexta y última etapa fue la siguiente, una vez asegurado el anillo metálico al carro de montaje se procedió a realizar una prueba de lanzamiento del anillo metálico con ayuda del malacate principal, una vez verificado que las condiciones eran las correctas, se inició el descenso o lanzamiento de anillos metálicos.

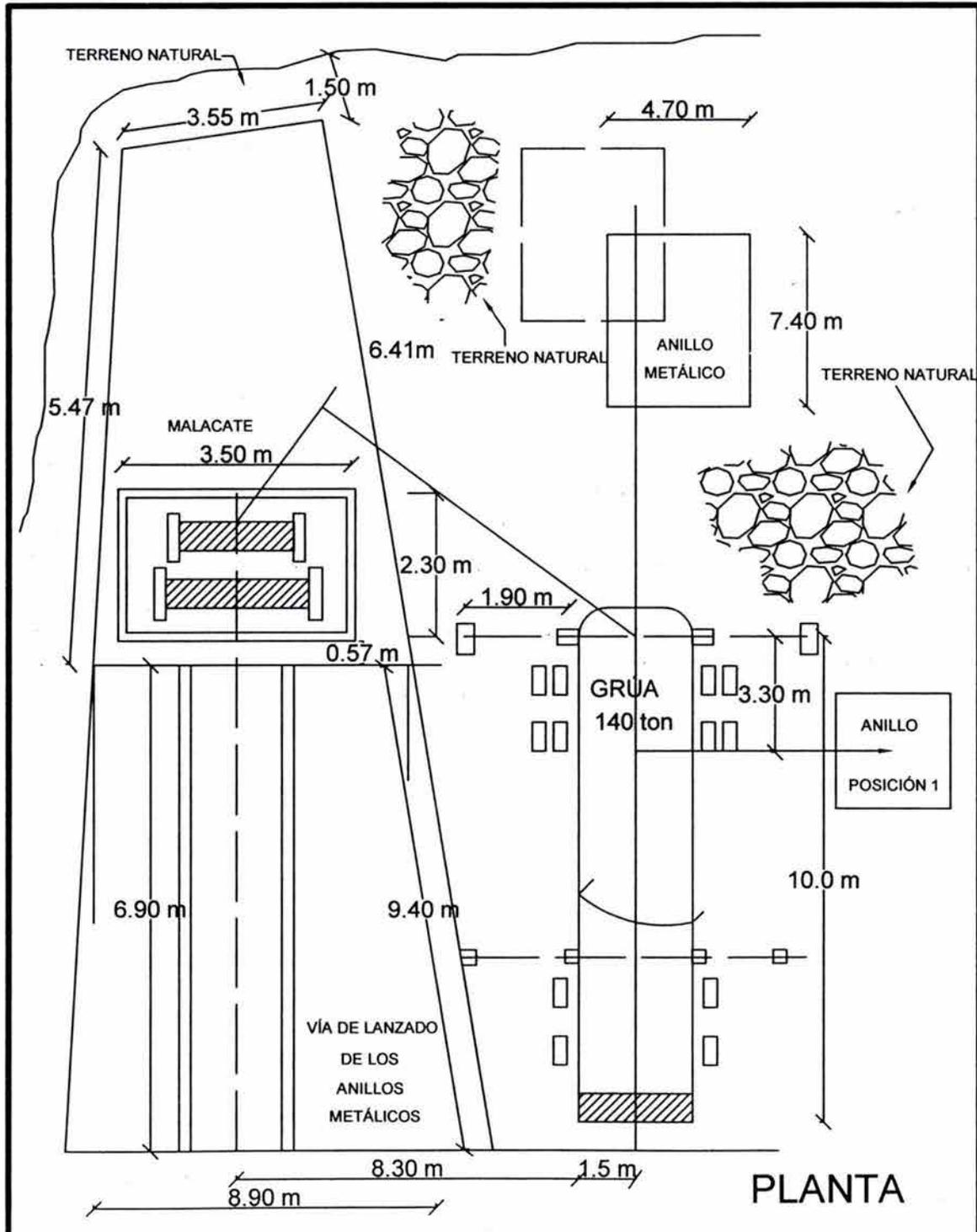
La plataforma de la grúa debió tener un piso consolidado y nivelado para que la grúa se apoyara sobre sus gatos (apoyos) sin peligro de volteo. Se requirió mantener la condición más óptima de operación variando únicamente la elevación por interferencia con el malacate.

Estas condiciones se muestran en la Tabla V.2 "Condiciones óptimas de operación de la grúa". En seguida se describen paso a paso cada una de las etapas de posicionado de la tubería (anillos metálicos) y carro sobre vía de lanzamiento:

Primera etapa: Respuesta de la grúa e inicio del ascenso del anillo metálico de la posición 1 (P1) a la posición 2 (P2).

La primera etapa consistió en general en observar la respuesta de la grúa y verificar los parámetros correspondientes que a continuación se mencionan, se comenzó el ascenso de los anillos metálicos uno por uno lentamente de la posición 1 (P1) a la posición 2 (P2), manteniendo la pluma en una sola posición. Como se muestra en la Figura V.23 "Primera etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzamiento de la tubería", la grúa está en posición hacia el norte que denominamos las 12. La tubería o carga está en la posición de las 3 (P1).

FIGURA V.22 POSICIÓN DE LA GRÚA EN LA ZONA DE MONTAJE



En esta etapa se verificaron los siguientes puntos que se muestran a continuación, esto con el fin de observar la respuesta de la grúa.

- a) Las orejas de montaje están colocadas como se indicó en la Figura V.15 "Orejas de montaje".
- b) La patesca (rodillo por donde pasa el cable) se encuentra posicionada al gancho de la grúa.
- c) Estabilidad de la grúa.
- d) Revisión previa de cables.
- e) Distancia física.
- f) Coordinación con el operador de la grúa sobre las etapas de la maniobra y señalización.
- g) Solo habrá un responsable de señalar la maniobra (señalero).
- h) Ubicación del señalero existiendo siempre visibilidad con el operador.
- i) Clave de emergencia.
- j) Zona despejada y coordinación con otro personal que participará en la operación.
- k) Verificar que el operador de la grúa revise:
 - Niveles de aceite de la grúa
 - Operación de gatos
 - Giro de grúa
 - Mangueras y conexiones
 - Zonas aledañas a la grúa
 - Cables, poleas y engrase
 - Diesel o combustible
- l) Radios de comunicación

Descripción de actividad de la primera etapa:

- a) Izar y observar respuesta de la grúa.

- b) Mantener en una sola posición la pluma.
- c) Subir la carga de la posición 1 (P1) a la posición 2 (P2).
- d) Para estar en posición sobre el malacate a 3.0 m.
- e) Los ascensos fueron solo con cable guarner.

En la Figura V.23 “Primera etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería” se muestra el croquis de la primera etapa.

TABLA V.2 CONDICIONES ÓPTIMAS DE OPERACIÓN DE LA GRÚA

Radio operación máxima	32' (9.75 m)
Longitud de pluma	70' (21.34 m)
Ángulo	67° a 69°
Contrapeso	41,000 libras (18,598 kg)
Cable de grúa	1" (2.54 cm) 6 hilos
Patesca (rodillo por donde pasa el cable)	
50 toneladas	Posición sobre riel
Ángulo estrobo longitudinal	26° a 30°
Ángulo estrobo transversal	60°
Estrobo de 6,600 mm 1 1/2" (3.81 cm)	4 piezas
Vueltas muertas en tambor	4 vueltas, capacidad 111,200 lbs (50,440 kg)
Capacidad de la grúa	88,900 libras (40,325 kg)
Peso carga máxima	84,500 libras (38,329 kg)

Segunda etapa: Traslado del anillo metálico de la posición 2 (P2) a la posición 3 (P3).

En ésta etapa el anillo metálico se encontraba en la posición 2 (P2) y siguió ascendiendo lentamente para trasladarla a la posición 3 (P3).

La descripción de la segunda etapa es la siguiente:

- a) Continuar ascendiendo.
- b) En este punto debe existir aproximadamente 1.5–2.0 m del paño inferior de la tubería al piso.

En la Figura V.24 “Segunda etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería” se muestra el croquis de la segunda etapa.

Tercera etapa: Traslado del anillo metálico de la posición 3 (P3) a la posición 4 (P4). En ésta etapa el anillo metálico se encontraba en la posición 3 (P3) y se procedió a trasladar el anillo metálico a la posición 4 (P4), en esta se debió de alcanzar la máxima elevación sin parar el giro, antes de llegar a la posición 4 (P4) se inició el descenso.

La descripción de la tercera etapa se muestra a continuación:

- a) En este punto se debió de alcanzar la máxima elevación suficiente sin parar el giro para subir aproximadamente 0.5 m arriba del malacate.
- b) Pasando el malacate a la posición de las 11 iniciar el descenso.

En la Figura V.25 “Tercera etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería” se muestra el croquis de la tercera etapa.

Cuarta etapa: Estabilización del anillo metálico y colocación del carro de montaje sobre el riel.

En esta etapa el anillo metálico se encontraba en posición correcta se estabilizó la carga y se mantuvo en posición, una vez realizado esto se procedió a colocar el carro de montaje sobre el riel para hacer los ajustes correspondientes.

La descripción de la cuarta etapa se describe a continuación:

- a) El carro estará sobre el riel a una altura de 30 cm.
- b) Centrar el carro sobre el riel.
- c) Estabilizar carga.

- d) Mantener posición
- e) Colocar cable malacate a oreja de tiro.
- f) Mantener malacate encendido.

En la Figura V.26 “Cuarta etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería” se muestra el croquis de la cuarta etapa.

Quinta etapa: Descenso del anillo metálico y colocación sobre el carro de montaje.

En esta etapa se procedió a comenzar con el descenso del anillo metálico hacia el carro de montaje, una vez realizado esto se procedió a colocar los seguros, hacer los amarres mediante gatas de cadena abrazando el anillo metálico al carro de montaje para sujetarlo y asegurarlo, se adicionaron dos amarres fijos, la finalidad de estos amarres fijos fue por cuestiones de seguridad, todo esto se realizó sin que la grúa soltara el anillo metálico.

La descripción de la quinta etapa se describe a continuación:

- a) Bajar la tubería y hacer contacto ruedas traseras con riel.
- b) Continuar bajando hasta hacer contacto ruedas delanteras.
- c) Tensionar cable malacate.
- d) Colocar seguros.
- e) Conectar cable tambor auxiliar a chasis del carro.
- f) No soltar grúa.

En la Figura V.27 “Quinta etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería” se muestra el croquis de la quinta etapa.

La siguiente etapa que se describe a continuación es la culminación de éste procedimiento que se desarrolló para realizar el posicionado del blindaje metálico.

**FIGURA V.23 PRIMERA ETAPA: RESPUESTA DE LA GRÚA E INICIO
DEL ASCENSO DEL ANILLO METÁLICO DE LA POSICIÓN 1 (P1)
A LA POSICIÓN 2 (P2)**

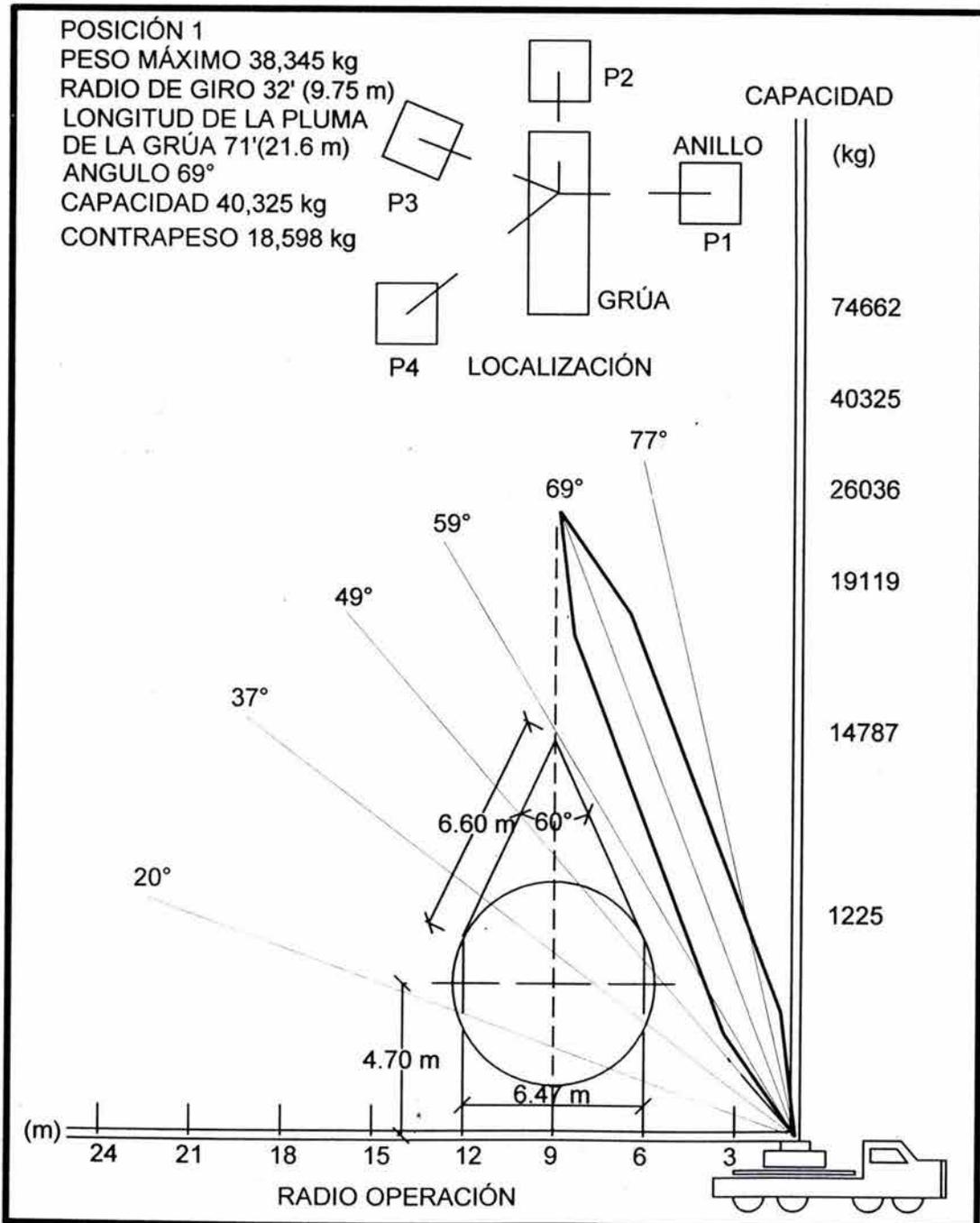


FIGURA V.24 SEGUNDA ETAPA: TRASLADO DEL ANILLO METÁLICO
DE LA POSICIÓN 2 (P2) A LA POSICIÓN 3 (P3)

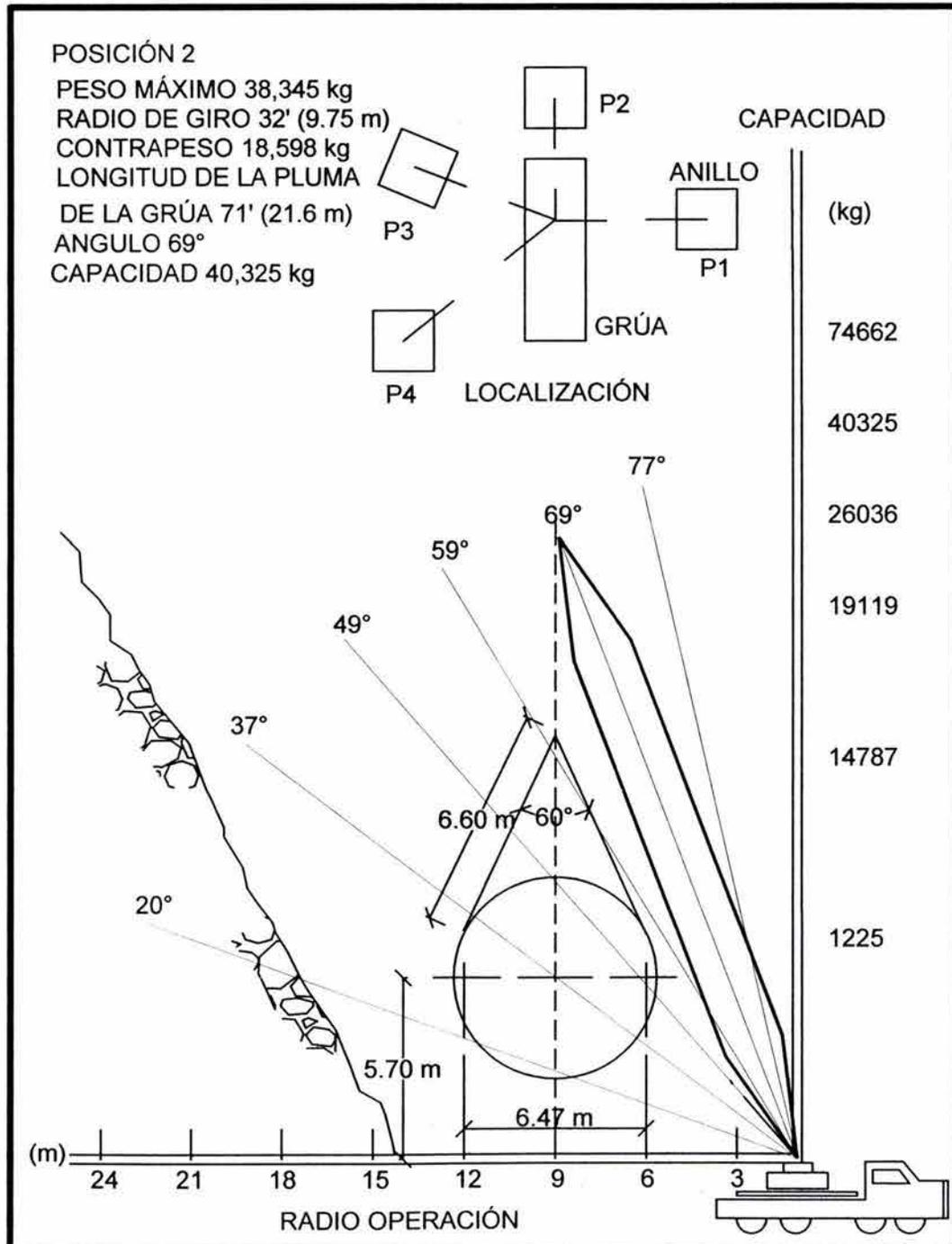
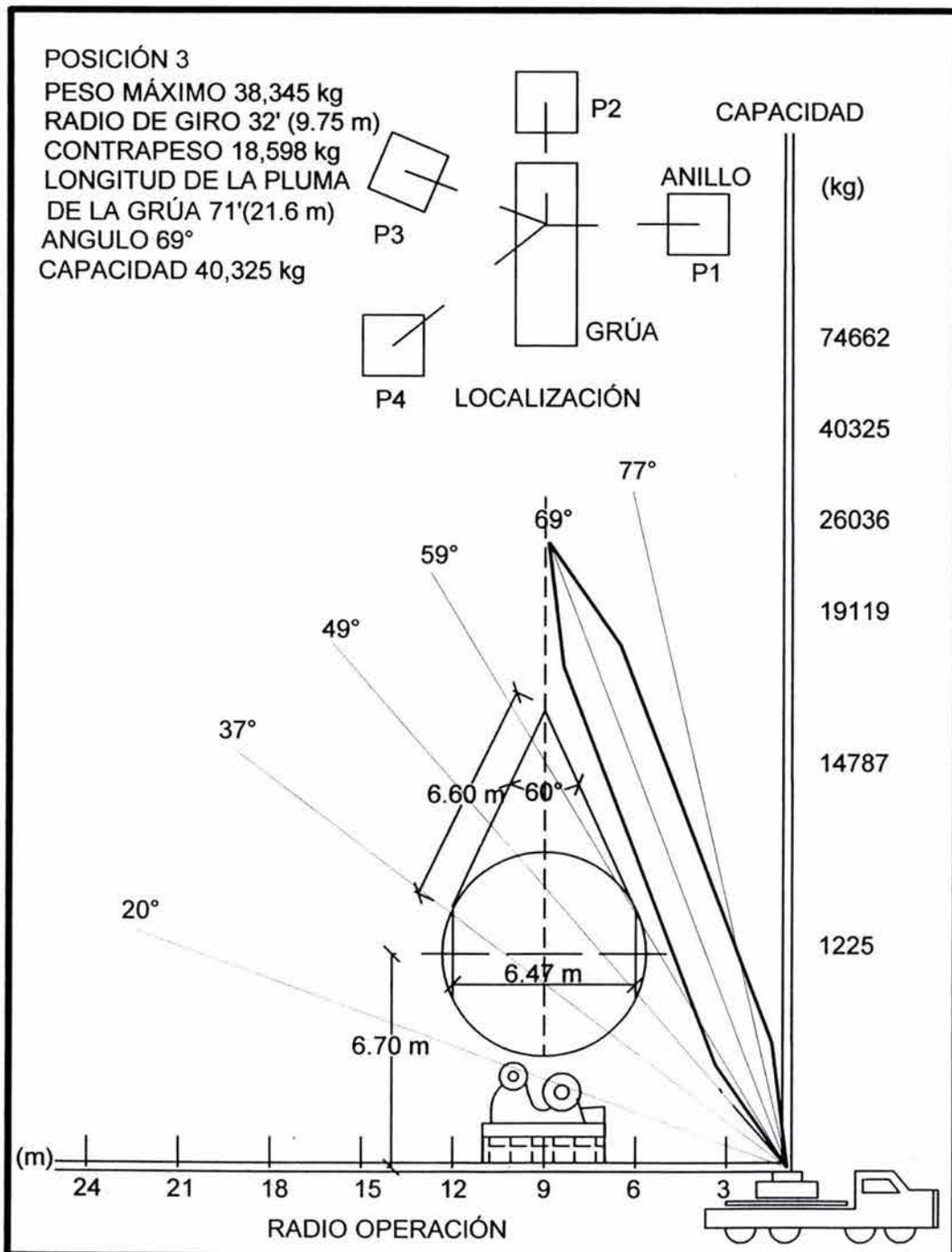
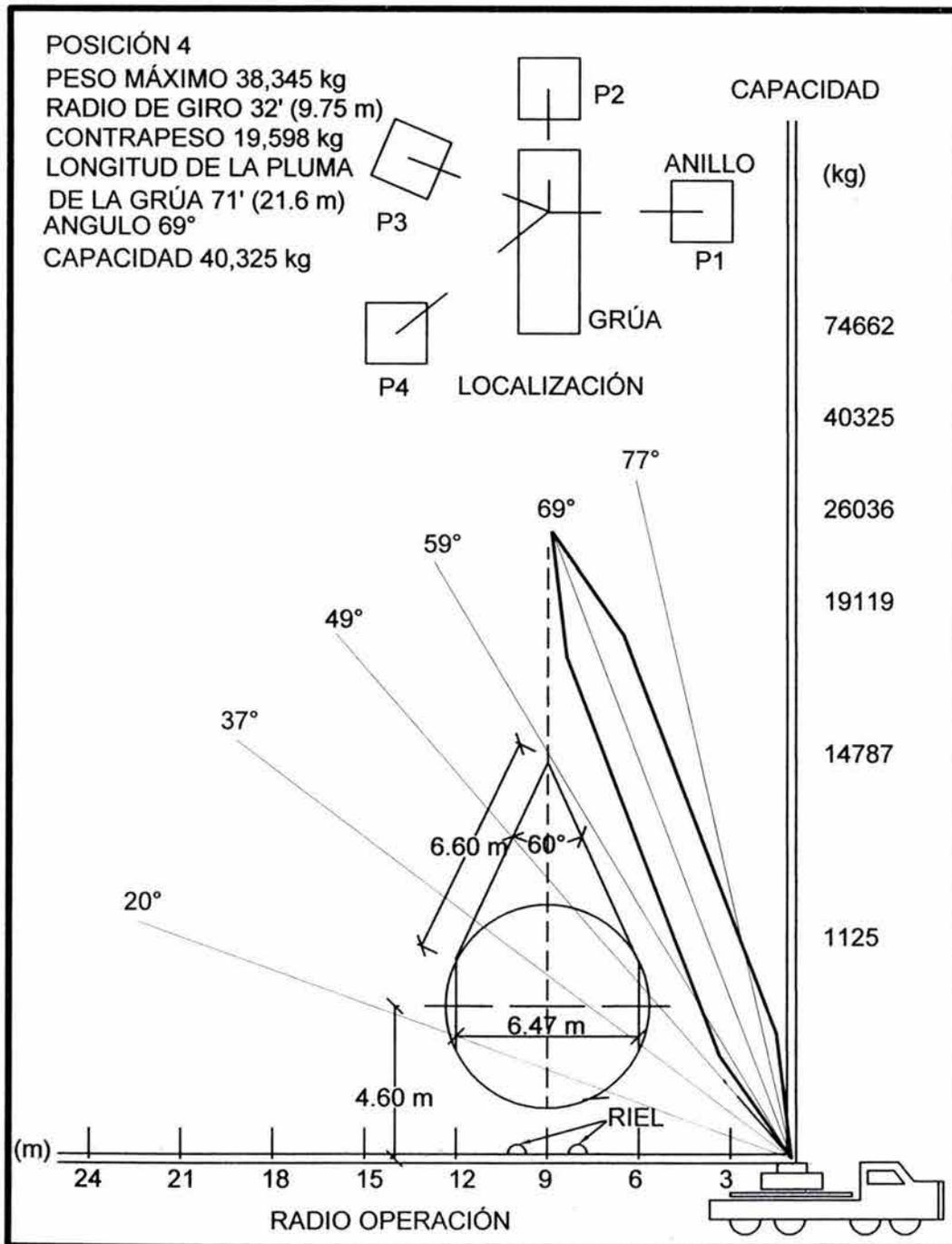


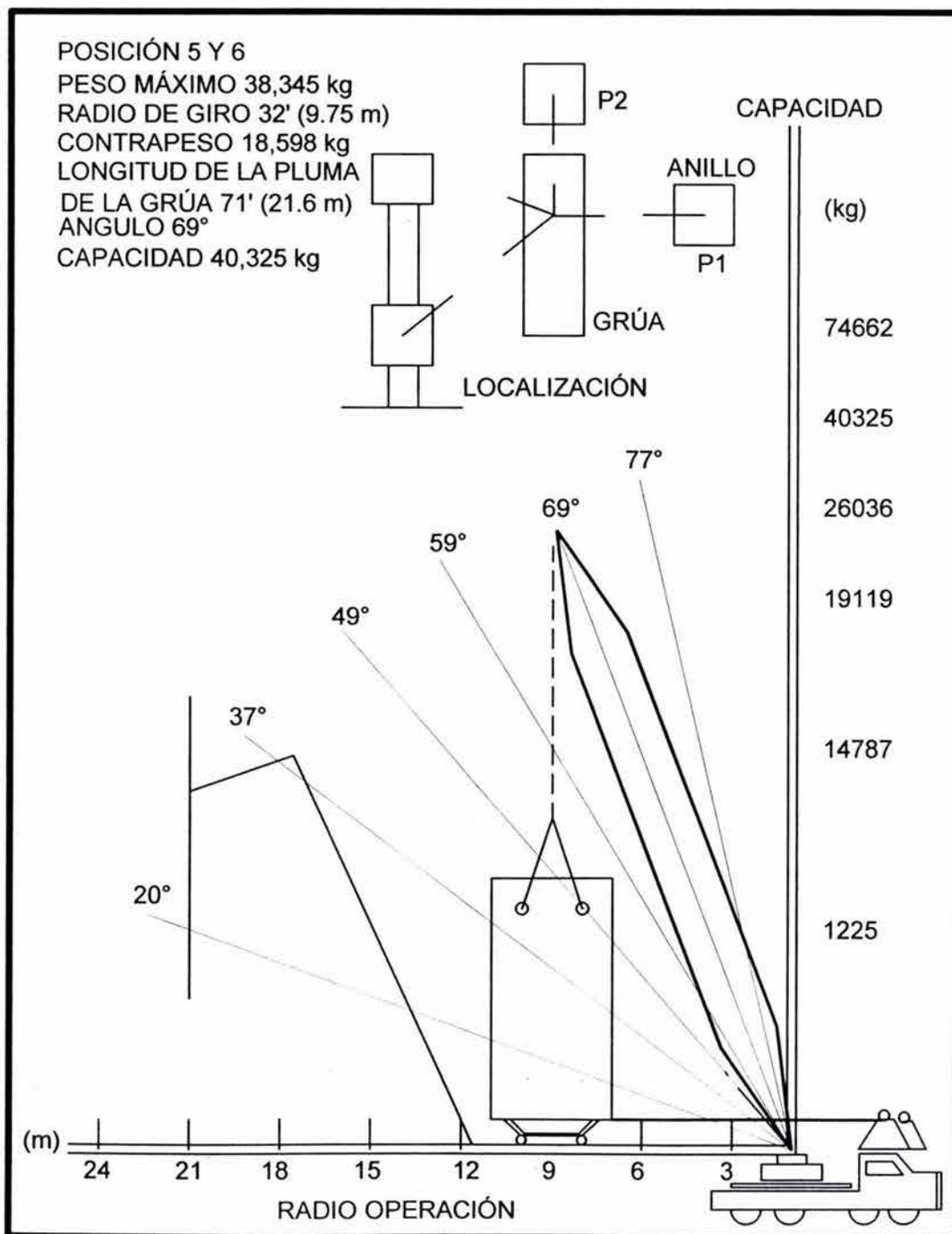
FIGURA V.25 TERCERA ETAPA: TRASLADO DEL ANILLO METÁLICO
DE LA POSICIÓN 3 (P3) A LA POSICIÓN 4 (P4)



**FIGURA V.26 CUARTA ETAPA: ESTABILIZACIÓN DEL ANILLO METÁLICO
Y COLOCACIÓN DEL CARRO DE MONTAJE SOBRE EL RIEL**



**FIGURA V.27 QUINTA Y SEXTA ETAPA: DESCENSO DEL ANILLO METÁLICO,
COLOCACIÓN SOBRE EL CARRO DE MONTAJE Y PRUEBA DE LANZADO
DEL ANILLO METÁLICO CON AYUDA DEL MALACATE**



Sexta etapa: Prueba de lanzado del anillo metálico con ayuda del malacate.

En la última etapa una vez bien asegurado el anillo metálico al carro de montaje se procedió a realizar una prueba de lanzado del anillo metálico con ayuda del malacate principal, esto se realizó con la grúa sin tensión, una vez verificado que todas las condiciones eran correctas y que la maniobra de lanzado podía llevarse adelante se inició el descenso o lanzado de anillos metálicos.

La descripción de la sexta etapa se describe a continuación:

- a) Con la grúa sin tensión probar carrera con malacate principal.
- b) Si las condiciones son correctas, soltar grúa.
- c) Iniciar descenso o lanzado.

En la Figura V.27 "Sexta etapa de posicionado de la tubería y carro sobre vía de lanzado de la tubería" se muestra el croquis de la sexta etapa.

V.3.4 LANZADO DE TUBERÍA (ANILLOS METÁLICOS)

Durante el proceso de lanzado de los anillos metálicos, se utilizó un malacate marca Lantec. modelo 2 x 750, año 1990 equipado con dos motores hidráulicos con sistema de disco integrado y sistema de frenado de emergencia, como se muestra en la Figura V.28 "Arreglo general del malacate Lantec".

La capacidad máxima del malacate en la primera capa fue de 69.35 toneladas y la mínima en la séptima capa fue de 37.45 toneladas. La velocidad de la línea mínima en la primera capa fue de 2.14 m/min y la máxima en la séptima capa fue de 3.97 m/min. Cuando el carro de montaje y el anillo metálico entraron a la rampa de 52°, sucedió la máxima tensión en la línea de tiro. A esa distancia de 44.6 m el cable se desenrolló 38.5 m y por lo tanto se encontró en la séptima capa en la cual

la capacidad del malacate a jalón discreto fue de 37,455 kg y la tensión máxima fue de 28,438 kg por lo tanto el malacate se encontró en ese momento trabajando a 76 % de su capacidad. El promedio durante el recorrido, en el rango de tensiones en la línea de tiro fue de 19,969 kg que dio un trabajo promedio del malacate del 0.37% de su capacidad promedio, 54,020 kg fue la capacidad de trabajo promedio del malacate.

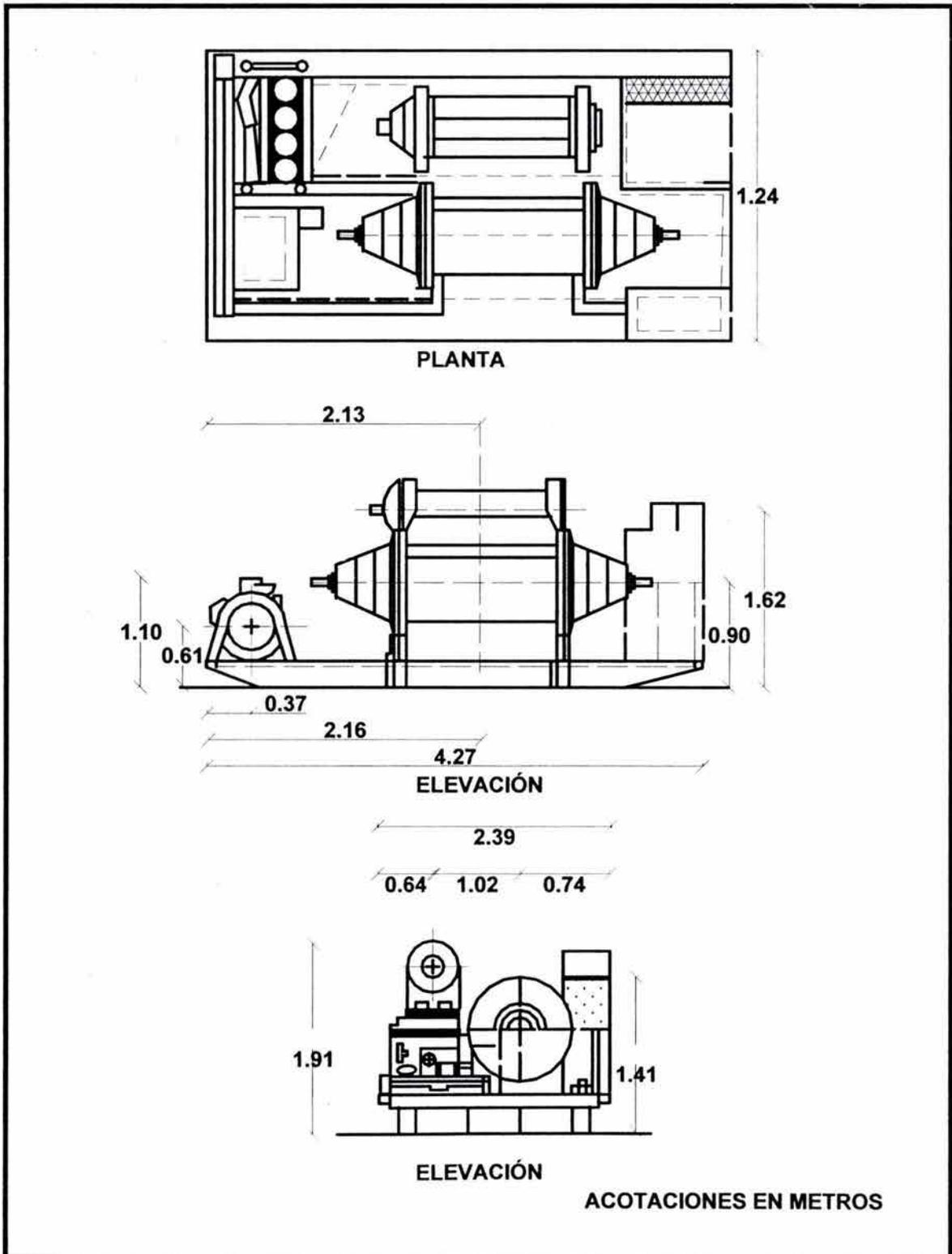
Para soportar la carga del anillo metálico, el carro y los accesorios, se usó un cable de acero tipo 1 3/8" (3.49 cm) de diámetro. Cerca del final del codo inferior el cable del malacate rozó con la clave del túnel, por lo cual fue necesaria la colocación de cuatro rodillos.

En la Figura V.29 "Arreglo general de la estabilidad del anillo metálico, comportamiento durante el descenso" se indican las diferentes posiciones del anillo metálico y el carro en el túnel. El cable, o sea la línea de tiro está dibujada como una línea recta en todas las posiciones en las que el ángulo que forma la catenaria es muy pequeño y difícil de apreciar. Para maniobrar el tubo se usaron dos estrobos a 37.5° cada uno, las orejas de amarre se colocaron 477 mm abajo del centro de los ejes de simetría.

V.3.5 POSICIONADO, ALINEADO Y CONFORMADO DEL BLINDAJE METÁLICO (ANILLOS METÁLICOS)

Una vez que se realizó el posicionamiento del blindaje metálico con el carro sobre la vía de lanzado y haberlos trasladado cada uno de ellos hasta su posición requerida, se procedió a realizar el posicionado, alineado y el conformado del blindaje metálico (anillos metálicos), esto con el fin de revestir la tubería a presión y soportar los grandes esfuerzos ocasionados por el movimiento del agua, a continuación se describen los procedimientos utilizados para realizar los trabajos mencionados:

FIGURA V.28 ARREGLO GENERAL DEL MALACATE LANTEC



a) Posicionado del blindaje metálico

El carro de montaje estuvo provisto con gatos hidráulicos de tal forma que una vez que los anillos metálicos llegaron a su posición final se procedió a nivelar, así, los dos tramos de anillos metálicos estuvieron provistos por ocho placas sirviendo como guías para lograr un acoplamiento más rápido y de mayor precisión, este procedimiento se muestra en la Figura V.30 "Posicionamiento del blindaje metálico".

b) Alineado del blindaje metálico

Posicionado el anillo metálico o tubo se ubicaron sus ejes y coordenadas, para tal fin se dejaron previstos unos hierros a manera de " U " refiriendo los ejes y estos a su vez reconstruyéndose finalmente por medio de hilos: esto agilizó los trabajos de topografía, Figura V.31 "Alineamiento del blindaje metálico".

En este alineamiento se tomaron las tolerancias para instalación considerándose lo siguiente:

- Localización de los ejes del tubo.
- Tolerancia en las secciones finales y en conexiones soldadas.

c) Conformado del blindaje metálico

Para el conformado de las juntas en los anillos metálicos se auxilió con gatos mecánicos y gatos hidráulicos, herrajes, cuñas y "sietes", los "sietes" son placas de acero como su nombre lo indica tienen la forma de un siete. Los "sietes" se colocaron soldados al tubo solamente en las áreas deformadas, procediéndose asimismo al montaje de los bloques espaciadores en una distribución de 90° uno con respecto al otro.

FIGURA V.29 ARREGLO GENERAL DE LA ESTABILIDAD DEL TUBO,
COMPORTAMIENTO DURANTE EL DESCENSO

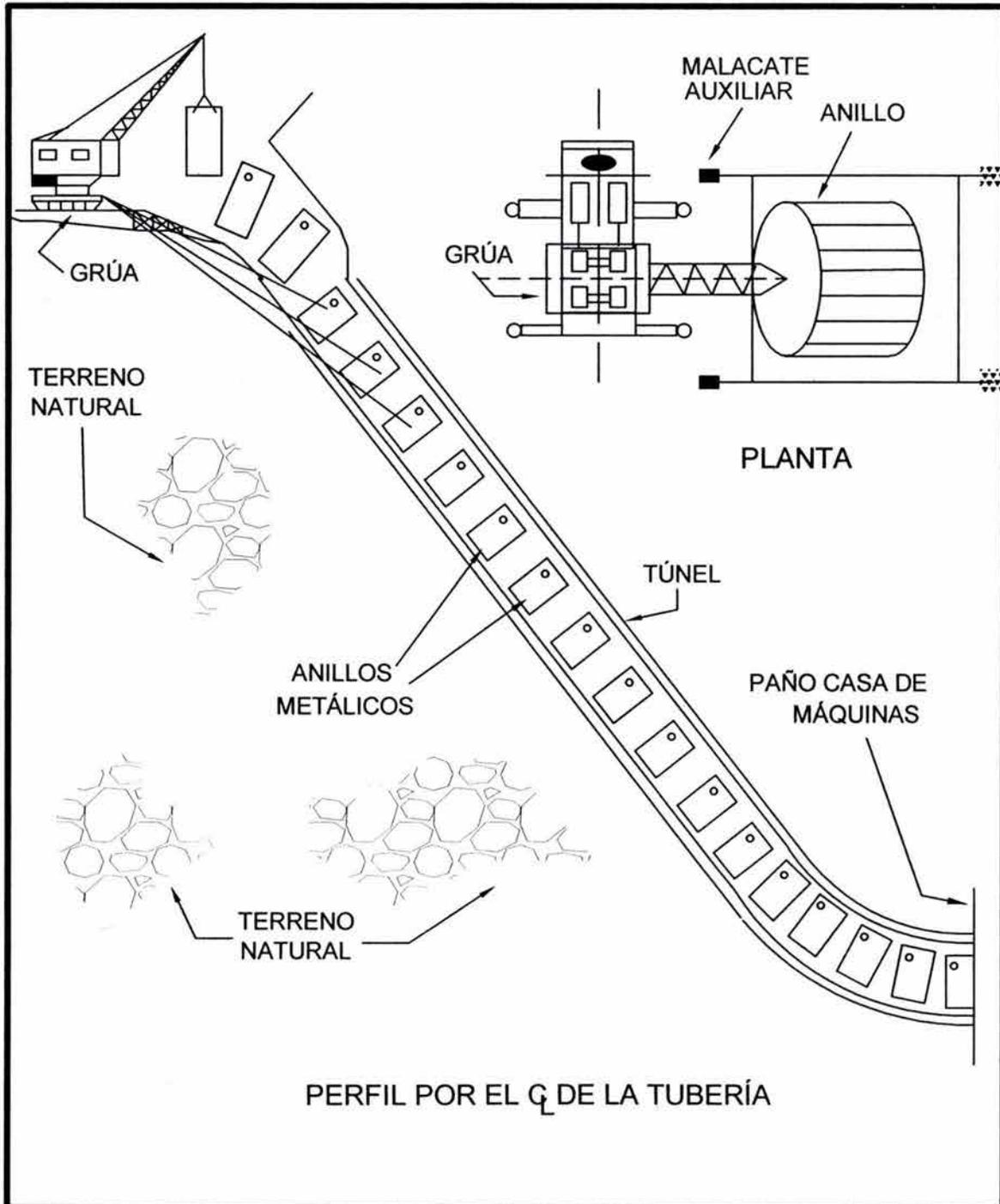


FIGURA V.30 POSICIONAMIENTO DEL BLINDAJE METÁLICO

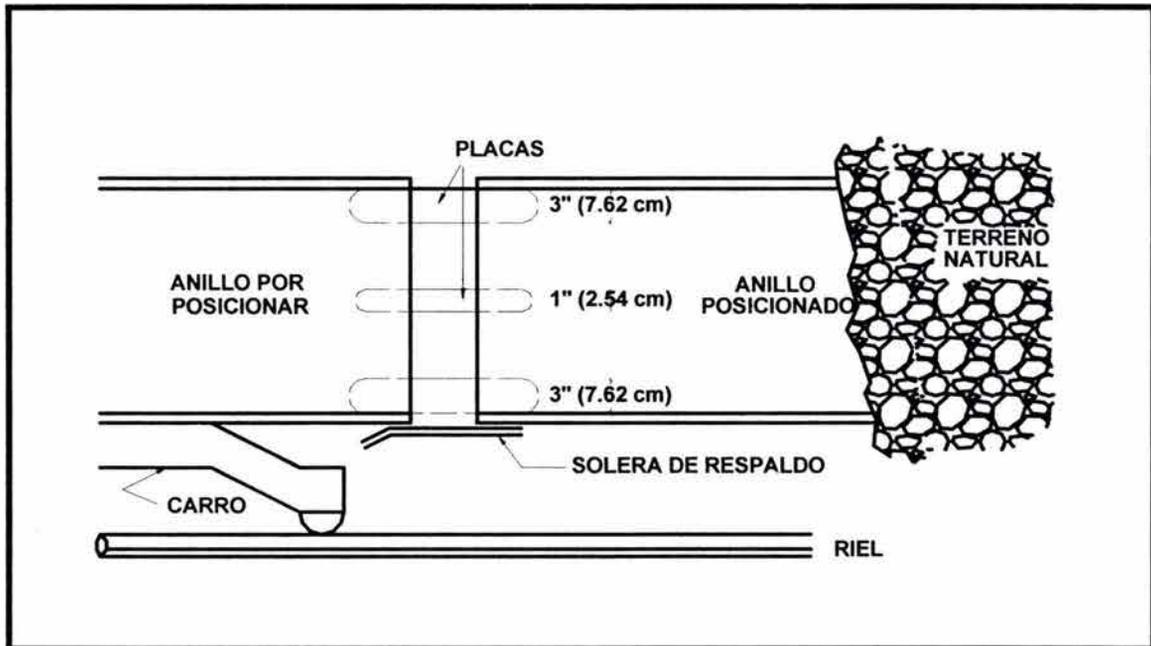
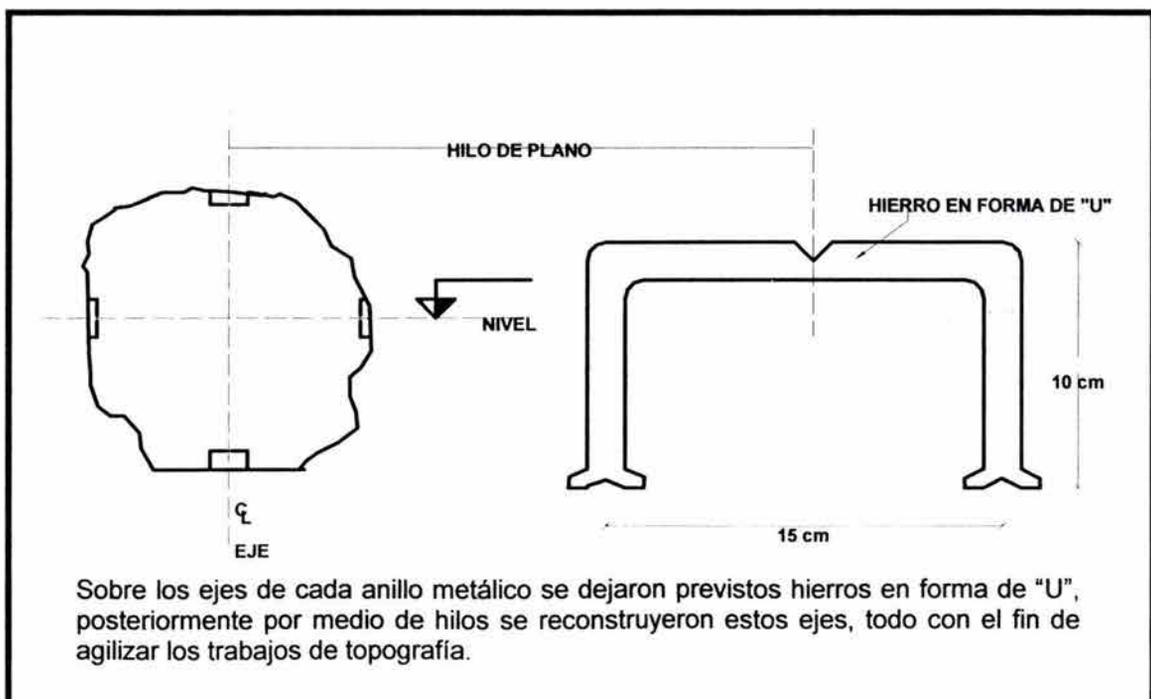
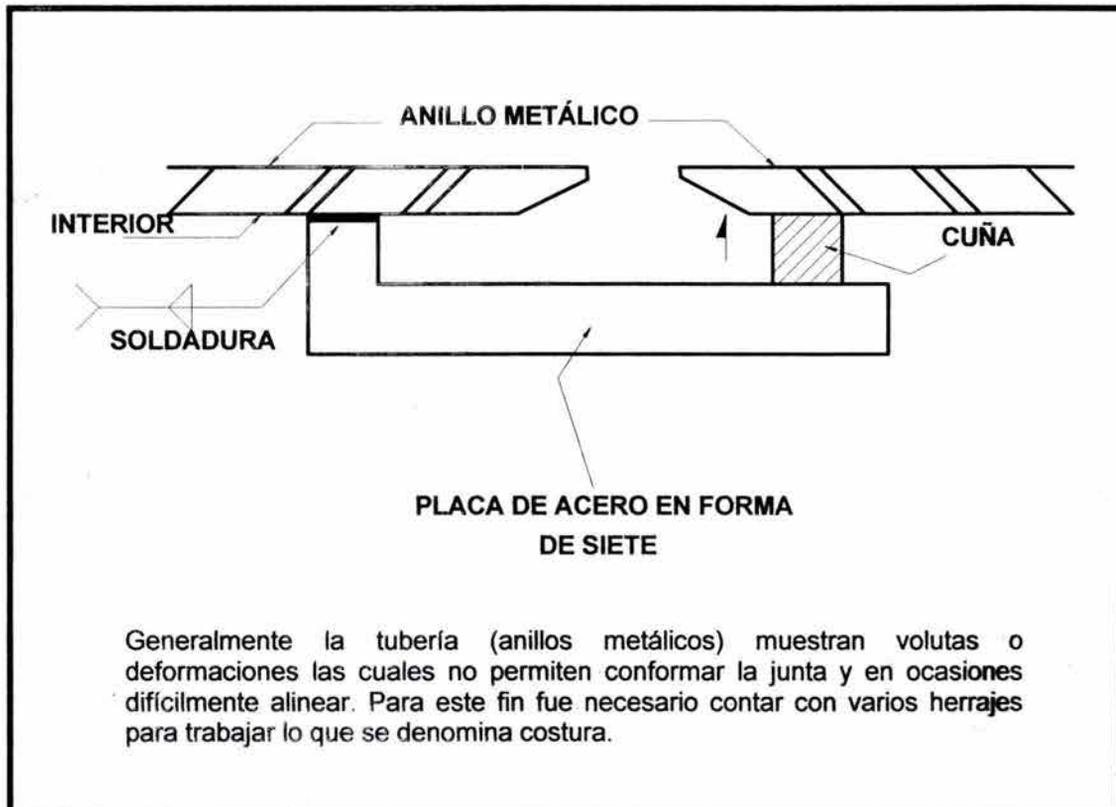


FIGURA V.31 ALINEAMIENTO DEL BLINDAJE METÁLICO



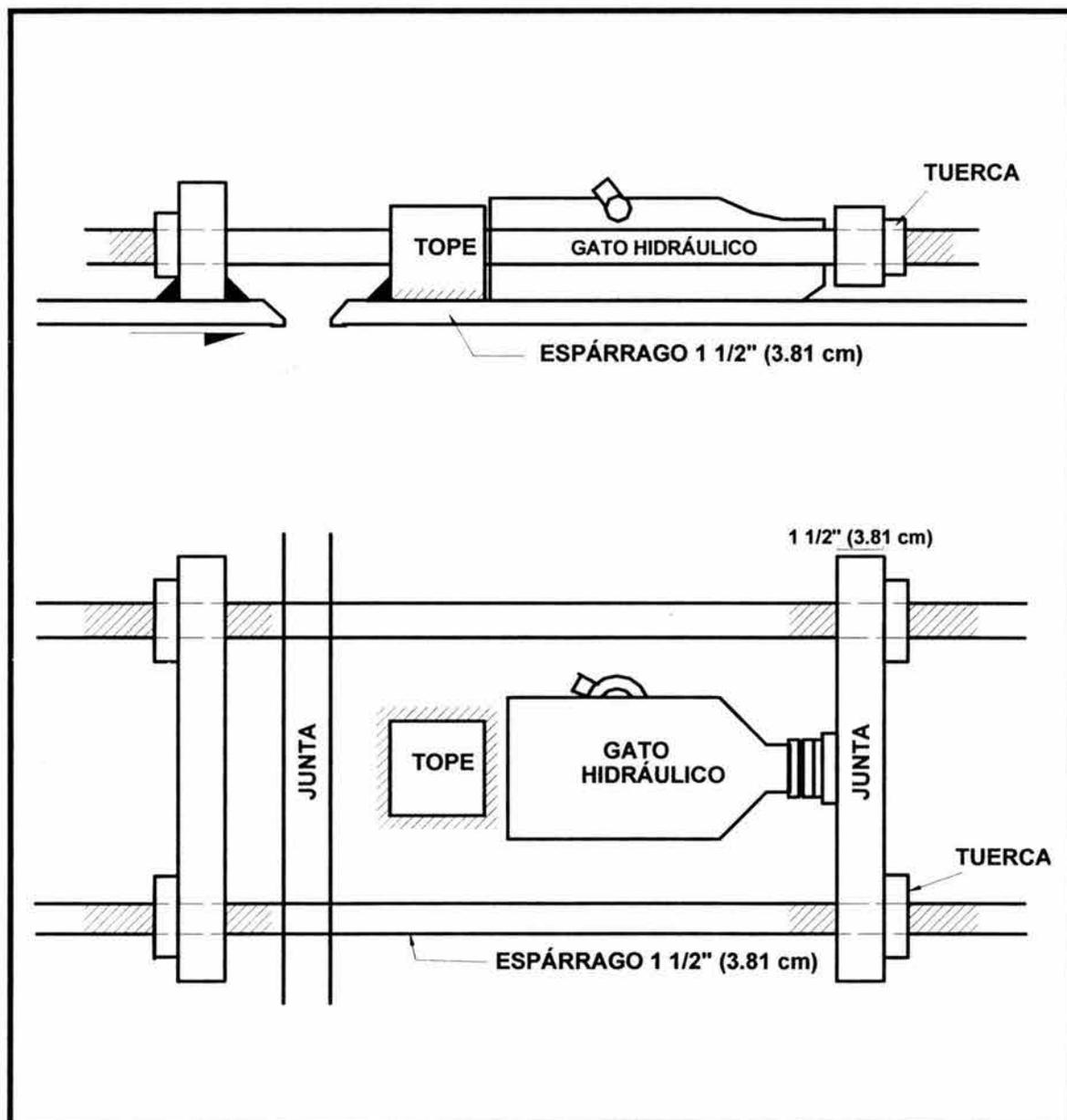
La Figura V.32 "Dispositivo para conformado del blindaje metálico" muestra los herrajes necesarios para conformar las juntas y poder alinear los anillos metálicos.

FIGURA V.32 DISPOSITIVO PARA CONFORMADO
DEL BLINDAJE METÁLICO



Una vez que estuvo posicionada y alineada la tubería (anillos metálicos) se procedió a realizar el acoplamiento esto se hizo mediante el dispositivo de ensamble de la tubería (anillos metálicos). A continuación en la Figura V.33 "Dispositivo de ensamble del blindaje metálico", se muestra el dispositivo utilizado para poder realizar el ensamble y acoplamiento del blindaje metálico (anillos metálicos) de la tubería a presión. Una vez acoplada la tubería metálica (anillos metálicos) se procedió a realizar la unión de los anillos metálicos por medio de soldadura, a continuación se describe el procedimiento que se llevó a cabo para realizar la unión de la tubería metálica.

FIGURA V.33 DISPOSITIVO DE ENSAMBLE DEL BLINDAJE METÁLICO



V.4 PRUEBAS Y ACABADOS

En esta sección se presenta información general que describe el procedimiento utilizado para la unión del blindaje metálico (anillos) los cuales fueron realizados por medio de soldadura, así como las pruebas finales realizadas a estos procedimientos a continuación se enuncian cada uno de ellos.

V.4.1 SOLDADURA DE CAMPO

La aplicación de soldadura de raíz, fue aplicada por el interior de los anillos de acuerdo a la configuración física del bisel en V con solera de respaldo, respetando los códigos de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) sección V y sección IX, más adelante se describen los códigos mencionados.

La aplicación de soldadura en el blindaje metálico se realizó en los puntos indicados y con las placas de respaldo correspondientes, estos detalles se muestran en la Figura V.34 "Aplicación de soldadura en el blindaje metálico".

El diseño de unión para soldar los anillos consistió en un bisel en V sencilla, el ángulo incluido en el bisel adoptado fue de 60° la cara de la raíz y su abertura son aproximadamente las mismas. Figura V.35 "Soldaduras de premontaje y soldaduras de montaje" y Figura V.36 "Soldadura de montaje longitudinal".

Los electrodos seleccionados fueron E-7018 con la marca y características calificadas en el procedimiento según el código ASME sección IX. Se aplicó un secado a los electrodos de 2 horas a 250–280 °C, al estar expuestos al aire se secaron otras veces pero sin pasar de 10 horas el tiempo total a la temperatura indicada.

Los trabajos de soldaduras se apegaron a las especificaciones QW-482 de la Welding Procedure Specification (WPS) y QW-483 del Procedure Qualification Record (PQR).

Posteriormente al conformado, se dio inicio a la soldadura, se consideró que por características del bisel de campo, no se debió puntear la junta si no se debería iniciar la soldadura en tramos mayores a 10" (25.4 cm) en las zonas donde se iba conformando para que estos tramos formaran parte de la soldadura definitiva.

Para evitar excesivos esfuerzos térmicos en la soldadura y en la zona afectada por el calor se debieron cumplir los siguientes criterios.

- a) Precalentar antes de aplicar cualquier soldadura sobre el material no menos de 200 °C.
- b) Sin que la junta se enfrié por debajo de 66 °C precalentar mínimo 30 minutos a 200°.
- c) Mantener una temperatura de interpasos entre 204–232 °C.
- d) No sobrepasar la energía aportada según espesores, en más de 25.7 kJ/cm máximo.
- e) El relleno de la última capa de soldadura fue:
 - Depositado en primer lugar los cordones que funden el material base.
 - Solapando entre ellos uno o más cordones que sirvan para revenir la zona afectada por el calor de la soldadura de los primeros, se empiezan sobre ellos y se terminan hacia el centro de la junta.
 - De la línea de fusión de los cordones señalados en el inciso a, con el metal base a la línea de fusión producida por los indicados en el inciso b, no hubo menos de 2 mm, procurando que esta distancia no excediera de 4 mm.

V.4.2 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

Las pruebas no destructivas se llaman también exámenes o evaluaciones no destructivos o inspección no destructiva. En cualquier caso, esta técnica consiste en aplicar principios de física para detectar defectos o discontinuidades en los materiales, sin afectar su utilidad. Las pruebas de soldadura en campo se cumplieron en base a la Sección V “Pruebas no destructivas” del código de la American Society of Mechanical Engineers (ASME).

FIGURA V.34 APLICACIÓN DE SOLDADURA EN EL BLINDAJE METÁLICO

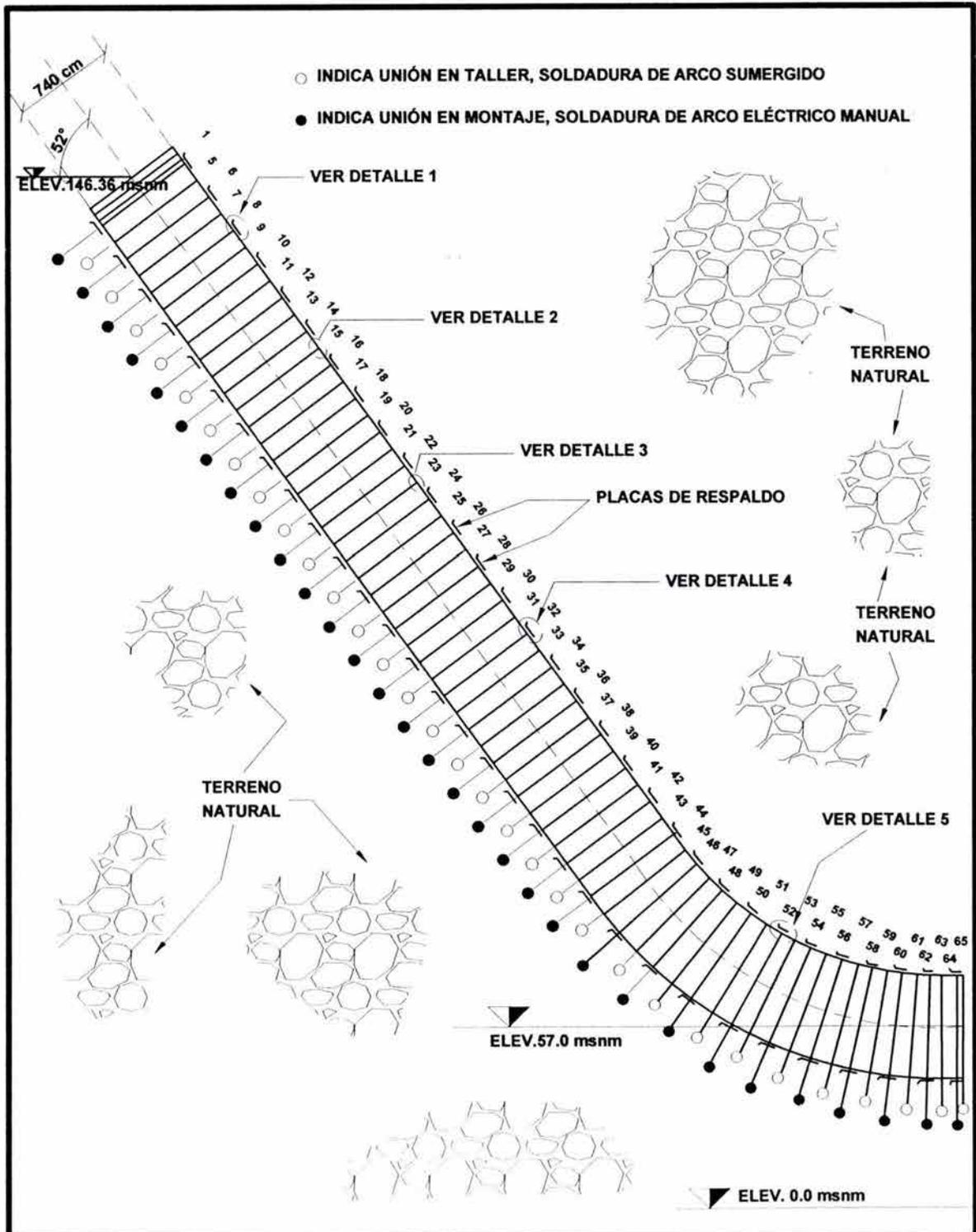


FIGURA V.35 SOLDADURAS DE PREMONTAJE Y DE MONTAJE

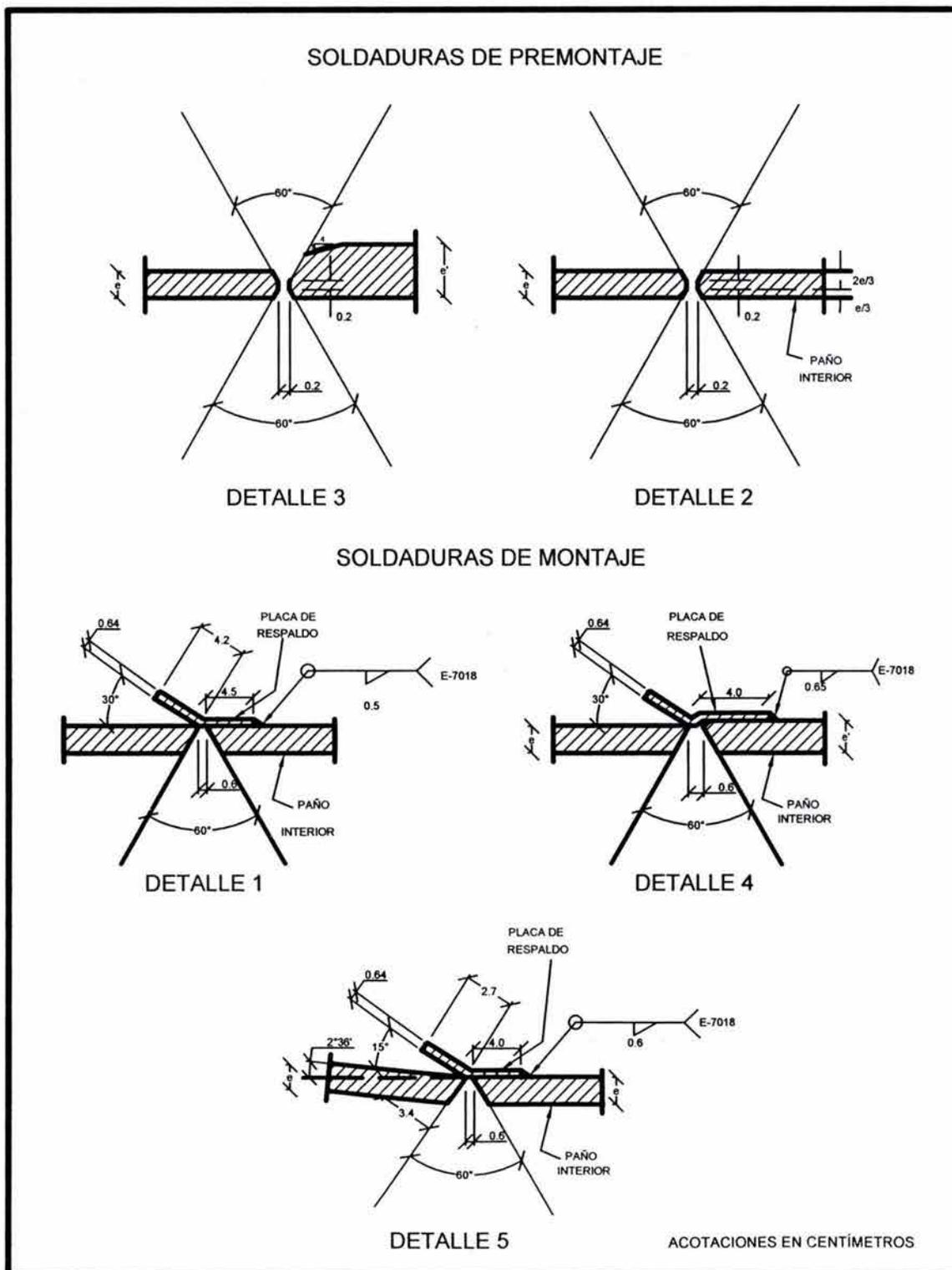
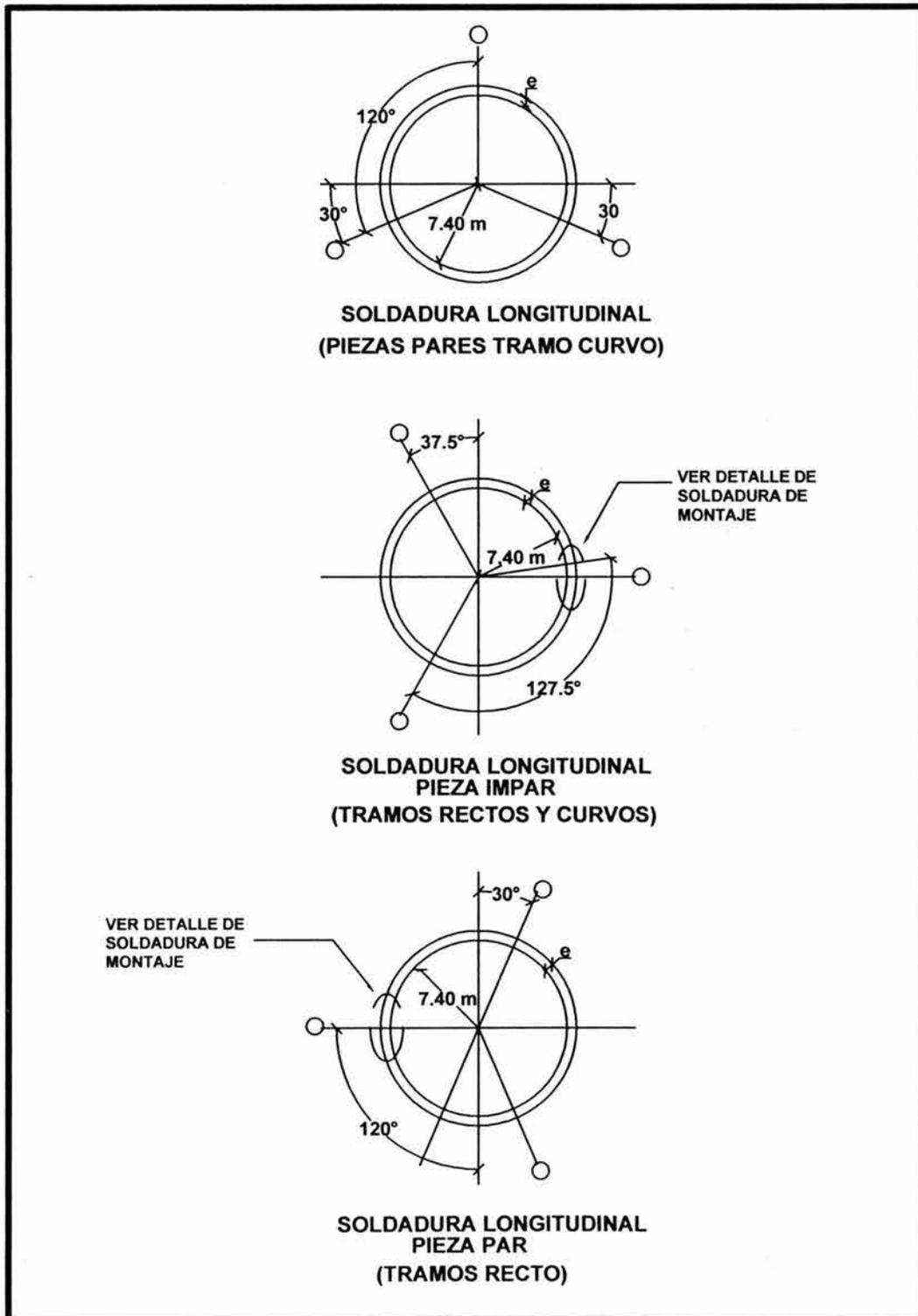


FIGURA V.36 SOLDADURA DE MONTAJE LONGITUDINAL



- a) Se efectuó una inspección visual con personal calificado y familiarizado con los trabajos de soldadura.
- b) Se realizó una inspección por medio de líquidos penetrantes en las zonas determinadas como dudosas, por tal razón fue necesario el enfriamiento de la junta. Este método es muy sensible y no destructivo para descubrir pequeñas discontinuidades (fallas), tales como hendiduras, poros y porosidades, que estén abiertas a la superficie del material que se inspecciona. Uno de los aspectos más importantes de esta prueba es la preparación de la parte antes de aplicar el penetrante. La superficie debe de limpiarse con un solvente para quitar cualquier mugre o capa. Un líquido penetrante se aplica a la superficie por inspeccionar. El líquido penetrante permanece en la superficie y se introduce en cualquier abertura superficial. El líquido penetrante sale hacia la superficie por acción capilar. Después de que haya transcurrido un tiempo suficiente, se limpia la superficie y se elimina el exceso de penetrante. Cuando está seca la superficie se aplica un material absorbente o polvo suspendido en un líquido. Como resultado, se tiene una acción absorbente que succiona al líquido penetrante de cualquier abertura superficial. Generalmente el penetrante tiene color rojo; por tanto, el resultado de la prueba se muestra nítidamente contra el fondo blando del revelador.
- c) Se ejecutó la prueba de ultrasonido al 100% en las juntas transversales de campo y de conformidad con el procedimiento de soldadura y para todas las juntas que hayan sido radiografiadas, se efectuó una inspección ultrasónica. El examen ultrasónico es un método no destructivo que emplea vibraciones mecánicas semejantes a las ondas sonoras, pero son de mayor frecuencia. Se dirige un haz de energía ultrasónica contra el espécimen por examinar.

Este haz viaja a través de un material con sólo pequeñas pérdidas, excepto cuando se intercepta y se refleja por una discontinuidad o por un cambio de material. Con el examen ultrasónico se descubren discontinuidades superficiales y subsuperficiales.

V.4.3 CÓDIGOS DE SOLDADURA

En los Estados Unidos de América (EUA) el fabricante de recipientes a presión y de todo tipo que se defina como recipiente a presión queda bajo las especificaciones del Código de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) para calderas y recipientes a presión, éste código esta compuesto de 11 secciones:

Sección I	Calderas potencia.
Sección II	Especificaciones de los materiales ferrosos y no ferrosos. Especificaciones de los materiales-varillas de soldadura, electrodos y materiales de aporte.
Sección III	Componentes de plantas de energía nuclear.
Sección IV	Calderas para calefacción.
Sección V	Pruebas no destructivas.
Sección VI	Reglas recomendadas para el cuidado y el funcionamiento de calderas de calefacción.
Sección VII	Reglas recomendadas para el cuidado de calderas de potencia.
Sección VIII	Recipientes a presión.
Sección IX	Calificaciones de soldadura.
Sección X	Recipientes a presión de plástico reforzado con fibra de vidrio.
Sección XI	Reglas para inspección de sistemas de enfriamiento de reactores nucleares dentro del servicio.

La sección IX del Código de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) de calderas y recipientes a presión trata las calificaciones de soldadura. Se titula "Qualification Standard for Welding and Brazing Procedures, Welders, Brazers and Welding and Brazing Operators". Este código afirma lo siguiente respecto a la responsabilidad "Cada fabricante o contratista es responsable de las soldaduras ejecutadas por su organización y debe llevar a cabo las pruebas para calificar los procedimientos de soldadura que use en la construcción de las partes soldadas fabricadas según este código, y el desempeño de los soldadores y operadores, quienes apliquen este procedimiento. Además "Cada fabricante o contratista debe mantener un registro de los resultados obtenidos en procedimientos de soldadura y calificación del desempeño de los soldadores y de otros trabajadores. Dichos registros deben ser certificados por el fabricante o contratista y estar a la disposición del inspector autorizado". El Código de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) denomina Welding Procedure Specification (WPS) al procedimiento de soldadura. Este documento detalla las condiciones necesarias para que las aplicaciones respectivas aseguren a soldadores y otros trabajadores entrenados en la repetición cuando sea necesario. Un Welding Procedure Specification (WPS) es un procedimiento escrito preparado para dirigir la fabricación de soldaduras de producción de acuerdo a los requisitos del código. La American Society of Mechanical Engineers (ASME) emite una muestra, que se puede usar tal cual, o modificarlo siempre que incluya toda la información. El Welding Procedure Specification (WPS) da las directrices al trabajador para asegurar que se cumplan los requisitos del código. Todo el Welding Procedure Specification (WPS) describe las variables esenciales, no esenciales y esenciales suplementarias (cuando se necesitan) para cada proceso de soldadura. El Welding Procedure Specification (WPS) debe referir al registro de calificación del procedimiento Procedure Qualification Record (PQR), que es un registro de los datos de soldadura que se usan para soldar los cupones de prueba.

Muestra todas las condiciones que imperaron al soldar los cupones de prueba y los resultados reales de los especímenes en prueba. El registro completo Procedure Qualification Record (PQR) debe mostrar las variables esenciales y suplementarias esenciales (cuando se necesiten) para cada proceso de soldadura, que se emplearon para soldar el cupón de prueba. Las variantes no esenciales y adicionales que se usaron al soldar los cupones de prueba no necesitan registrarse. El Procedure Qualification Record (PQR) se debe certificar como exacto por el contratista o el fabricante. Esta certificación es la verificación del contratista o del fabricante de que la información es un registro verdadero de las variantes que se usaron durante la soldadura del cupón de prueba y de que los resultados de la prueba cumplen con la sección IX del código de la American Society of Mechanical Engineers (ASME). El fabricante o el contratista no pueden subcontratar ésta función de certificación. Hay tres tipos de variables para las especificaciones Welding Procedure Specification (WPS). Las "variantes esenciales" son aquellas en las que un cambio se considera que afecta las propiedades mecánicas de la unión soldada o de la construcción soldada. Las "variantes esenciales suplementarias" son necesarias para metales en los que hay que hacer pruebas de muesca. Las "variantes no esenciales" son aquellas en las cuales un cambio puede efectuarse en el Welding Procedure Specification (WPS) sin recalificación. La sección IX contiene una lista detallada de las variables para cada proceso de soldadura. Por esta razón es necesario consultar el código cuando se anoten, prueben o certifiquen los procedimientos de soldadura.

Una vez concluidos con los trabajos de soldadura y posteriormente verificar con las pruebas no destructivas que no se tuvieran defectos o discontinuidades en los materiales, para no afectar su utilidad, se dio por concluido los trabajos del blindaje metálico y se procedió a realizar los trabajos de empaque de las tuberías a presión, que consistió en rellenar con concreto hidráulico el espacio que había entre el blindaje metálico y la roca del túnel, estos trabajos se muestran en forma detallada a continuación en el Capítulo VI "Empaque de las tuberías a presión".

CAPITULO VI

EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS

A PRESIÓN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CAPITULO VI

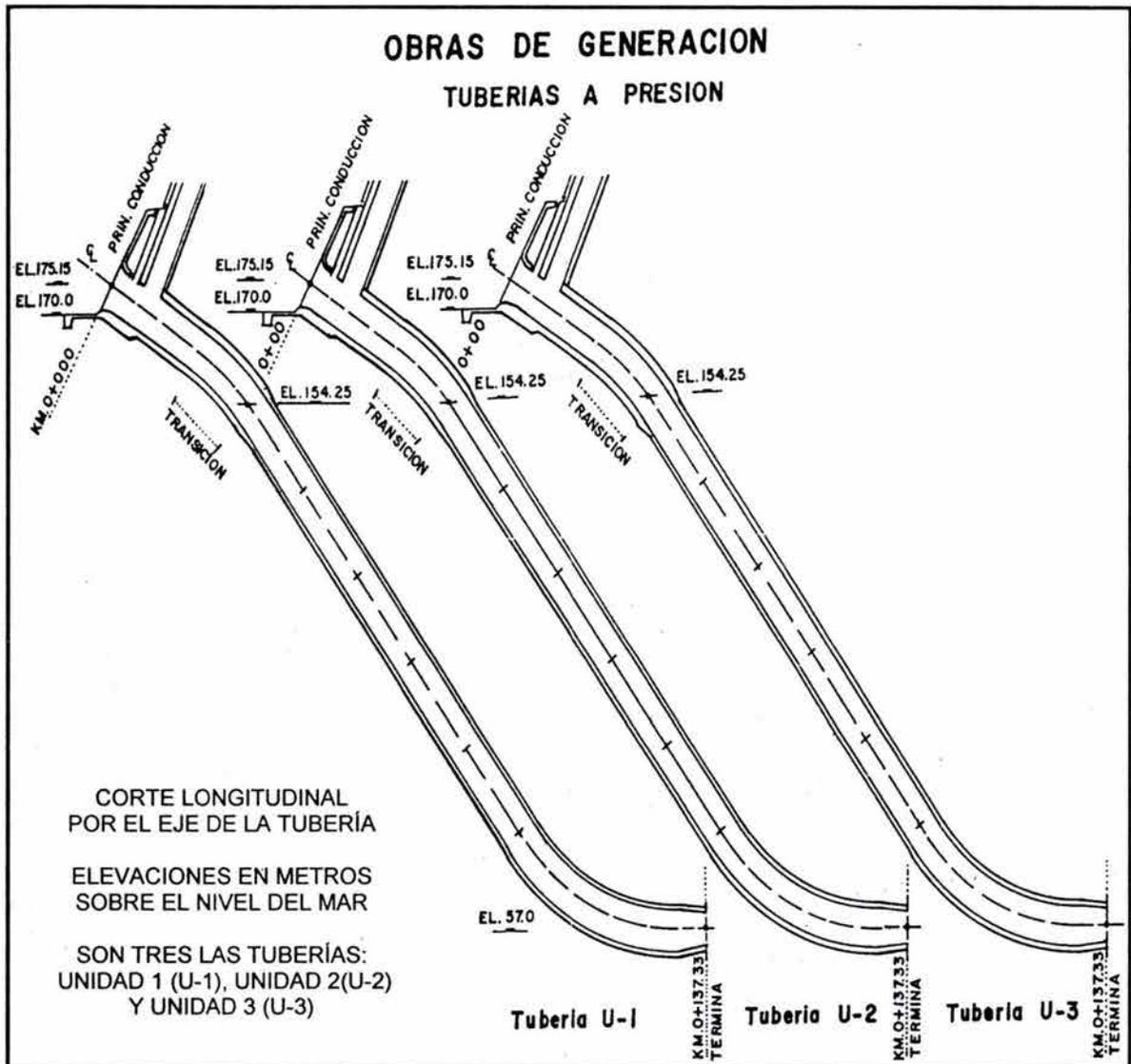
EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

En éste capítulo, se hace una descripción de los procedimientos constructivos empleados para el empaque con concreto hidráulico en la zona de sección circular y túneles auxiliares de las tuberías a presión, así como el revestimiento con concreto reforzado en la zona de transición, para lo cual primeramente se verán las generalidades de las tuberías, trabajos preliminares al empaque y características del concreto hidráulico utilizado.

VI.1 GENERALIDADES

De acuerdo al diseño adoptado para la Central Hidroeléctrica, la cual se describe en el Capítulo I “Descripción General de la Obra”, el agua se transporta desde las bocatomas hasta la casa de máquinas a través de tres tuberías de acero de diámetro interior 7.40 m, colocadas dentro de tres túneles inclinados de diámetro 8.70 m que atraviesan la montaña, ver Figura VI.1 “Arreglo General de las Tuberías a Presión”. En la zona del blindaje (tubería de acero) consta cada unidad, de una rama recta inclinada a 52° respecto a la horizontal cuya longitud es de 92.912 m y un codo inferior de longitud de curva 38.11 m. El diámetro del túnel como se mencionó anteriormente es de 8.70 m, el cual se determinó por la velocidad permisible y el gasto máximo de cada turbina. Cabe hacer mención que la parte superior de los túneles, consta de una sección rectangular, una zona de transición y codo superior que conecta con la zona del blindaje. El revestimiento en el túnel se debe a una razón estructural y a la necesidad de impedir la filtración. El revestimiento tiene que resistir las cargas exteriores de la roca y las presiones hidrostáticas interiores, evitar las pérdidas por filtración, proteger la roca contra la acción del agua y reducir la rugosidad de la superficie.

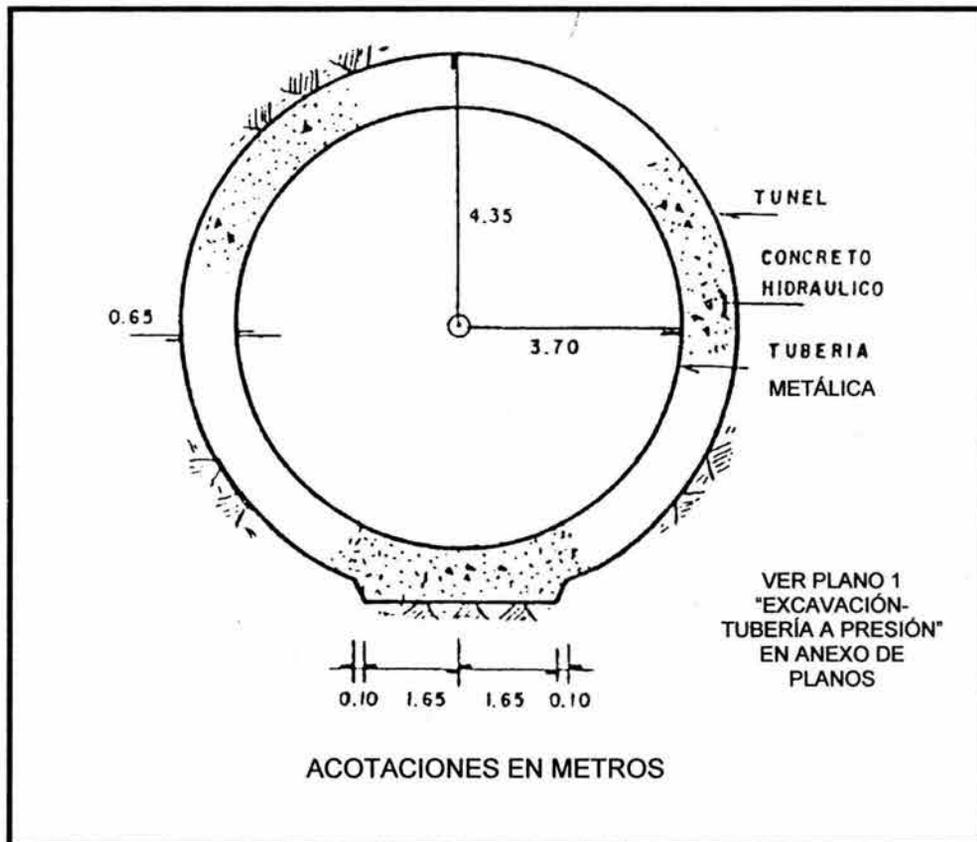
FIGURA VI.1 ARREGLO GENERAL DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



En los túneles a presión fue necesario diseñar un blindaje de acero de modo que el espacio entre este y la roca (0.65 m) fuera llenado o empacado con concreto hidráulico, ver Figura VI.2 "Corte Transversal de la Tubería a Presión en la Zona del Blindaje Metálico", así existe una interacción estructural entre los tres elementos: roca-concreto-acero. En la parte superior de los túneles (sección rectangular, zona de transición y codo superior) el revestimiento consiste en concreto hidráulico reforzado.

Los revestimientos fueron diseñados para transmitir a la roca una presión no mayor que la hidrostática interior que esta pueda soportar con seguridad.

**FIGURA VI.2 CORTE TRANSVERSAL DE LA TUBERÍA A PRESIÓN
EN LA ZONA DEL BLINDAJE METÁLICO**



VI.2 TRABAJOS PRELIMINARES AL EMPAQUE DEL BLINDAJE

Una vez concluidos los procesos de:

- Excavación, tratamientos de la roca, colocación y empaque de rieles (Capítulo IV "Excavación y Soporte de las Tuberías Presión").
- Colocación de la estructura metálica para soporte de la tubería en los codos inferiores y montaje del blindaje metálico (Capítulo V "Blindaje Metálico").

Se procedió a efectuar los trabajos preliminares al empaque del blindaje y a la construcción de tapones con concreto reforzado en los ramales inferiores de las tuberías, los cuales se describen a continuación.

Es importante indicar, que los trabajos del montaje del blindaje metálico van íntimamente ligados con los trabajos del empaque con concreto hidráulico, ya que no se podían efectuar colados de empaques sin antes ser liberados tramos del blindaje metálico.

a) INSTALACIONES ELÉCTRICAS DE ALUMBRADO Y FUERZA

Para llevar a cabo las instalaciones eléctricas de alumbrado y fuerza en las tuberías a presión, se instalaron dos transformadores, uno de 1,500 kilowatts ubicado en la subestación de la plataforma elevación 235 msnm de obra de toma. De este punto se bajaron dos líneas, una de 220 volts y otra de 440 volts para alimentar la parte superior de la rama inclinada y bocatomas. Para el caso de alumbrado se instaló un tablero de distribución en las bocatomas, alimentando de esta forma un conjunto de lámparas de 400 watts en la rama inclinada y bocatomas. Así mismo se instaló una línea de fuerza con un tablero de distribución ubicado en zonas aledañas donde se localizaban las plantas de soldar, teniendo así un control directo de las mismas para su regulación durante el proceso de soldadura del blindaje y trabajos previos al empaque del mismo.

El otro transformador, ubicado en el acceso a la playa de montaje en casa de máquinas, es de 500 kilowatts, alimentando energía eléctrica de alumbrado y fuerza para la zona del túnel auxiliar, ramales inferiores y el codo inferior de la rama inclinada en cada una de las unidades.

Para ambos casos, estas líneas se llevaron mediante soportes de varilla empotrada a la roca.

b) ESCALERAS PROVISIONALES

Tanto para la colocación del blindaje como para el empaque del mismo, se utilizaron escaleras provisionales (similares a las que se utilizaron durante la excavación) para dar acceso al personal de manera segura en todo el trayecto de la rama inclinada hasta unirse con los primeros travesaños de la estructura de apoyo de los codos inferiores. Las escaleras en cuestión fueron de varilla corrugada de diámetro 5/8" (1.58 cm), empotradas a la roca en la rama inclinada y pasamanos del mismo material con escalones de madera en la zona de las bocatomas (zona rectangular y de transición), estando durante el proceso de montaje del blindaje y empaque en condiciones tales que (como se menciono anteriormente) permitieran dar acceso al personal de manera segura en el trayecto de las tuberías a presión.

c) LIBERACIÓN DEL BLINDAJE METÁLICO PARA EL EMPAQUE

Para efectuar la liberación del blindaje para el empaque de las tuberías a presión se tomaron en consideración los siguientes puntos:

c.1) LIBERACIÓN DE SOLDADURA

Este punto consistió básicamente en que la soldadura de campo cumpliera con los resultados de campo satisfactorios de prueba de ultrasonido, tal que cumpliera en su totalidad todos los puntos de soldadura, por tal razón se realizaron sondeos a 45° y normal, calibrándose el equipo con un bloque del mismo material base de 1.5" (38 mm) de espesor.

c.2) VERIFICACIÓN TOPOGRÁFICA

Una vez liberados los trabajos de soldadura y considerando que la tubería no trabaja bajo el efecto de esfuerzos externos, se lleva a cabo un levantamiento topográfico, el cual debe cumplir con las tolerancias establecidas de alineamiento y conformado.

c.3) ESTRUCTURA DE ATRAQUE DEL BLINDAJE

Antes de iniciar el empaque, la tubería se soportó sobre apoyos de acero estructural, para este fin se colocaron vigas de 4" (10.16 cm) uniéndolas del piso y extremos de la excavación a la tubería, la finalidad de los atraques es dejar fija dicha tubería durante el proceso de empaque evitando la flotación de la misma durante esta etapa. Estos atraques fueron colocados antes de la verificación topográfica quedando embebidos en el concreto.

VI.3 CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO UTILIZADO PARA EL EMPAQUE

En todas las obras de ingeniería civil es de fundamental importancia el concreto hidráulico, por lo que en el empaque de las tuberías a presión se tuvo un especial cuidado en el control de calidad del concreto utilizado, con más razón considerando que se colocaron grandes volúmenes, que van de los 240 m³ a los 940 m³ por colado con duración de 7 a 28 horas continuas en cada uno de ellos, es importante indicar que el concreto se produjo en la misma obra.

Se utilizaron diferentes tipos de concreto de acuerdo a la estructura y a los requerimientos de proyecto, por ejemplo: en plantillas se utilizó un concreto con resistencia $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y revenimiento de 10 más menos 2 cm; en nichos de lumbreras de ventilación concreto con una resistencia $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con revenimiento de 10 más menos 2 cm con tamaño máximo de agregados de 1 ½" (38 mm) y temperatura promedio de 23°C; en el codo inferior y rama inclinada (empaques) se utilizó un concreto con resistencia $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, revenimiento de 12 más menos 2 cm, tamaños máximos de agregados de ¾" (19 mm) y 1 ½" (38 mm) con temperatura promedio de 21° C; en el codo superior y transición de las tuberías a presión el concreto fue de resistencia $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ con revenimientos de 10 mas menos 2 cm con tamaño máximo de agregados de 1 ½" (38 mm) y temperatura promedio de 23°C.

A continuación se hace una breve descripción de los materiales utilizados para la fabricación del concreto hidráulico, así como su transporte, su control de calidad, inspecciones previas, durante y posteriores al colado.

VI.3.1 MATERIALES UTILIZADOS EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO

El concreto es la mezcla de cemento, agregados (arena y grava), agua y en algunos casos aditivos. Las materias primas con las que se elabora el concreto, deben ser seleccionadas rigurosamente desde los lugares de extracción. El equipo humano de la planta dosificadora de concreto tiene que aplicar un control exacto en su producción para cumplir con las especificaciones y requerimientos de proyecto. Enseguida se hace una descripción de los diferentes materiales utilizados y sus características, para la fabricación del concreto en las tuberías a presión.

a) CEMENTO

El cemento es el material más importante de una mezcla, puesto que es el encargado de darle la resistencia al concreto, el cemento que se utilizó para esta obra se procuró que estuviera en las mejores condiciones, para lo cual no permaneció mucho tiempo almacenado y se protegió de la humedad.

En la fabricación de concreto hidráulico, durante el periodo de ejecución del empaque de las tuberías a presión, se utilizó cemento a granel de las marcas Tolteca y Guadalajara.

El transporte del cemento se efectuó de los depósitos situados en Zapopan, Jalisco a la obra por medio de camiones pipa (también llamadas marranas), llegando a esta con temperaturas inferiores a 43° C, dicho suministro fue oportuno

y eficiente, contándose con suficiente cemento en los silos de la planta dosificadora.

Es de mencionarse que se adicionó al cemento un 21% de puzolana al cemento Tolteca y un 27% al Guadalajara, cumpliéndose de esta manera con las especificaciones de proyecto.

b) AGREGADOS PÉTREOS

Los agregados son partículas limpias, duras y sanas que se obtienen de canteras y bancos de agregados y representan del 60 al 75% aproximadamente, del volumen total del concreto. Estos agregados pueden finos, como la arena y gruesos, que se refieren a la grava de diferentes tamaños.

Los tamaños máximos de agregados que se utilizaron en la obra, dependieron del tipo de estructura (tapones de los ramales inferiores, codo inferior, rama inclinada, codo superior, zona de transición y sección rectangular), dichos tamaños variaron de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) a $1 \frac{1}{2}$ " (38 mm). Los agregados fueron producidos en tres plantas: la planta trituradora No. 8, ubicada en el banco denominado "San Rafael" (a 18.90 km de la presa); la planta "Los Manguitos" (No. 7), la cual produjo agregados para concreto, además de contar con el cuaternario que produce arena gruesa y la planta No. 6 produjo arena y grava de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) con mayor porcentaje de boleó.

En general, se considera que durante el periodo de ejecución de los empaques, la producción de arena y gravas (en sus diferentes tamaños) en las tres plantas mencionadas fue regular, la producción fue aceptada casi en su totalidad.

c) AGUA

El agua es el líquido más valioso para una mezcla (y es el ingrediente más fácil de dosificar debido a que se puede predecir su gasto y no presenta problemas

desmedidos de manejo), encargada de reaccionar químicamente con el cemento, siempre y cuando ésta sea limpia, libre de impurezas y de otros materiales orgánicos. El agua utilizada en la planta de concreto, destinada a estos frentes (tuberías a presión) fue suministrada por el cárcamo de bombeo del puente Santiago (ubicado aguas abajo de la cortina de la presa), con arreglos al filtro, el agua cumplió con los requerimientos y las características mencionadas anteriormente.

Adicionalmente en algunos casos, se le tuvo que agregar hielo al concreto (cuidando siempre cumplir con los revenimientos y resistencias de los concretos en las diferentes estructuras), el cual fue elaborado en la planta dosificadora que operó con dos tinas productoras de hielo, este se utilizó para mantener la temperatura requerida (de acuerdo a proyecto) del concreto producido en la planta hasta su colocación final, principalmente en épocas de calor intenso. El hielo producido en la planta fue del tipo triturado (o en escamas).

VI.3.2 TRANSPORTE DEL CONCRETO HIDRÁULICO

Normalmente el transporte del concreto hidráulico para los empaques de las tuberías a presión se efectuó con 9 ollas revolvedoras sobre camión marca Ford año 1990 (con capacidad de 5 m³ cada una), de las 23 que operaron en la obra, por lo que el colado de los empaques se hizo simultáneamente con colados de otros frentes.

VI.3.3 FABRICACIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO

La fabricación del concreto constituye la etapa del proceso constructivo en la cual los materiales componentes del concreto se integran en una masa uniforme, en las proporciones que se requieran considerando las especificaciones y requerimientos de proyecto. De acuerdo a esta definición, la fabricación del concreto en la obra llevó implícitos dos aspectos inherentes a su ejecución:

- a) La medición precisa de las cantidades que fueron estudiadas para construir el concreto.
- b) Su integración en una masa homogénea, mediante un proceso de mezclado.

Un adecuado cumplimiento de estos objetivos, además de influir en la calidad del concreto, tuvo también, indirectamente, incidencia económica en la ejecución de la obra, puesto que:

- 1) Permitió obtener sistemáticamente el rendimiento previsto en la dosificación teórica del concreto, con lo cual se evito un consumo indebido de materiales. Esto es especialmente importante para aquellos materiales de mayor costo, como son el cemento y los aditivos, y también para el concreto mismo.
- 2) Se obtuvo una mayor uniformidad en la producción de concreto, lo cual redundaba en una menor variabilidad de sus propiedades, en particular de su resistencia.

Ello permitió, una disminución en las dosis de cemento y aditivos, y en consecuencia, de los costos de construcción.

La fabricación del concreto, se hizo en la obra, en la planta dosificadora-mezcladora marca ROSS número 1 modelo 100 STD, ubicada en la margen derecha del río Santiago en el Km 2+850 y cuya producción promedio fue de 60 m³/hora. En la Figura VI.3 "Planta Dosificadora-Mezcladora de Concreto", se presenta el esquema de la planta con el fin de hacer más descriptivo el procedimiento de producción del concreto, que a continuación se detalla:

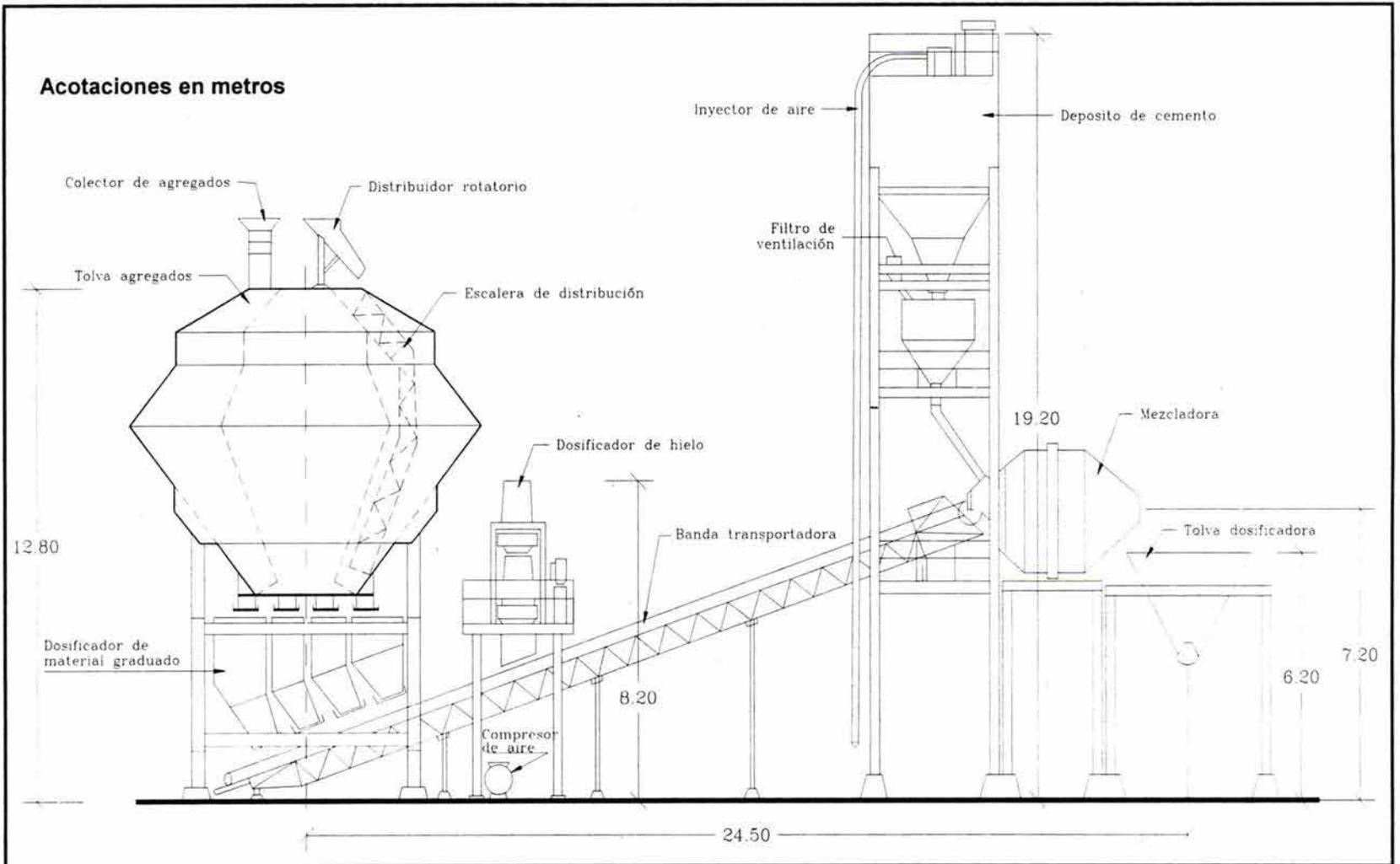
La producción de concreto es la actividad en la que, mediante una planta dosificadora, se mezclan los agregados con el cemento y en algunos casos los aditivos requeridos para la obtención del concreto.

Los agregados almacenados en los patios aledaños a la planta dosificadora, son llevados por medio de una banda radial hacia la tolva de agregados. Esta tolva se encuentra dividida en su interior y en cada una de sus divisiones, la banda deposita el material correspondiente. Generalmente este tipo de plantas tiene compartimientos para manejar hasta cuatro diferentes tipos de agregados.

En la parte de abajo de la tolva se encuentra una báscula por medio de la cual se dosifica la cantidad de cada uno de los agregados, dependiendo de la resistencia del concreto requerida. El equipo es automatizado de manera que el operador sólo verifica la calibración del equipo y su funcionamiento mecánico.

Una vez pesado el material, éste cae en una banda transportadora que lo conducirá hacia una mezcladora. En este trayecto, se puede adicionar (si se requiere) hielo con el fin de asegurar la temperatura requerida para la obtención del concreto con la calidad deseada. Al caer el material dentro de la mezcladora, la planta dosificadora inyecta el cemento a granel que se encuentra en el depósito; esta inyección se realiza mediante la utilización de aire. La cantidad necesaria de cemento se prevé en el mismo depósito, ya que éste, por decirlo así, se encuentra dividido en dos partes, la superior donde se almacena una cantidad considerable (de 40 a 60 m³) y en la inferior sólo la requerida para la mezcla que se está realizando, alrededor de 7 m³. En la mezcladora se homogeniza el concreto y finalmente es depositado en la tolva dosificadora, de donde cargan las ollas revolventes montadas sobre camión (ya descritas en VI.3.2 "Transporte del Concreto Hidráulico") para su transporte a los frentes de trabajo.

FIGURA VI.3 PLANTA DOSIFICADORA-MEZCLADORA DE CONCRETO



VI.3.4 CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO HIDRÁULICO

Para asegurar la buena calidad de los concretos en las diferentes estructuras, se establecieron medidas de control ágil y oportunas sobre: los materiales utilizados, funcionamiento de la planta de concreto incluyendo básculas, calidad del concreto tierno, preparativos para colados, medidas adoptadas para transportar y colocar el concreto incluyendo equipo y personal, curado y protección de los concretos. Lo anterior basado en las normas y especificaciones existentes, así como las especificaciones particulares de la obra (verificándose primordialmente la resistencia del concreto, revenimiento, granulometría de los agregados, temperaturas, etc.).

VI.3.5 INSPECCIONES PREVIAS, DURANTE Y POSTERIORES AL COLADO DE CONCRETO HIDRÁULICO

Se dispuso de personal que inspeccionó el proceso de producción, el transporte, la colocación y el curado del concreto para los empaques de las tuberías a presión en las etapas siguientes:

a) INSPECCIONES PREVIAS AL COLADO

Se revisaron fundamentalmente, aspectos como:

- a.1) Condiciones del Lugar: limpieza y escarificado.
- a.2) Cimbra Tapón (en los casos que corresponda): calafateo, desencofrante, limpieza y troqueles.
- a.3) Acero de Refuerzo: limpieza, plomeo y recubrimiento.
- a.4) Equipo de Colado: revisión de bombas, eficiencia de las ollas revoledoras y que el número de las unidades sea el suficiente y estén en buen estado, vibradores suficientes adecuados y en buen estado, instalación de tubería, planta dosificadora en buen estado, equipo de cañoneo y compresores.

- a.5) Instalaciones: alumbrado, extensiones eléctricas, agua, aire, comunicación, ventilación, colocación de andamios, plataformas y accesos.
- a.6) Respaldos de Equipo y Personal: bomba de concreto, ollas revolvedoras, compresor, planta de concreto, vibradores y personal.
- a.7) Verificación Topográfica: líneas y niveles.

b) INSPECCIONES DURANTE EL COLADO

Durante el colado de concreto en las diferentes estructuras de los empaques de las tuberías a presión se realizaban inspecciones en la planta de concreto (verificando dosificaciones de materiales, calidades de estos, etc.), en el transporte del mismo (condiciones y tiempos de traslado) y en el sitio del colado, en este último se revisaban primordialmente aspectos como: colocación del concreto, vibrado, verificación de los revenimientos (considerando que la mayoría de los calados en las tuberías a presión fue por medio de bombeo, este aspecto es de vital importancia), temperaturas, etc.

c) INSPECCIONES POSTERIORES AL COLADO

Remoción de cimbras, curado del concreto, acabados (principalmente en el codo superior, en la zona de transición y sección rectangular de las tuberías a presión), líneas, niveles, dimensiones del concreto endurecido y preparación de juntas frías, estas juntas se realizaron principalmente en la zona del codo inferior y en la rama inclinada, ubicada entre el codo inferior y superior.

En el colado de empaques de concreto, el tiempo que tenía que transcurrir entre un colado y otro fue de 72 horas, ya que las especificaciones de proyecto y del ACI (American Concrete Institute) marcan este tiempo como mínimo para poder hacer la junta fría en concretos masivos (espesor mayor a 1 metro).

VI.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como ya se mencionó en el inciso VI.1 "Generalidades", de acuerdo al diseño adoptado para las tuberías a presión de la Central Hidroeléctrica, un revestimiento de concreto reforzado de las tuberías a presión no satisfizo los requerimientos de proyecto: resistencia a las cargas exteriores de la roca, presiones hidrostáticas interiores, evitar las pérdidas por filtración, etc.

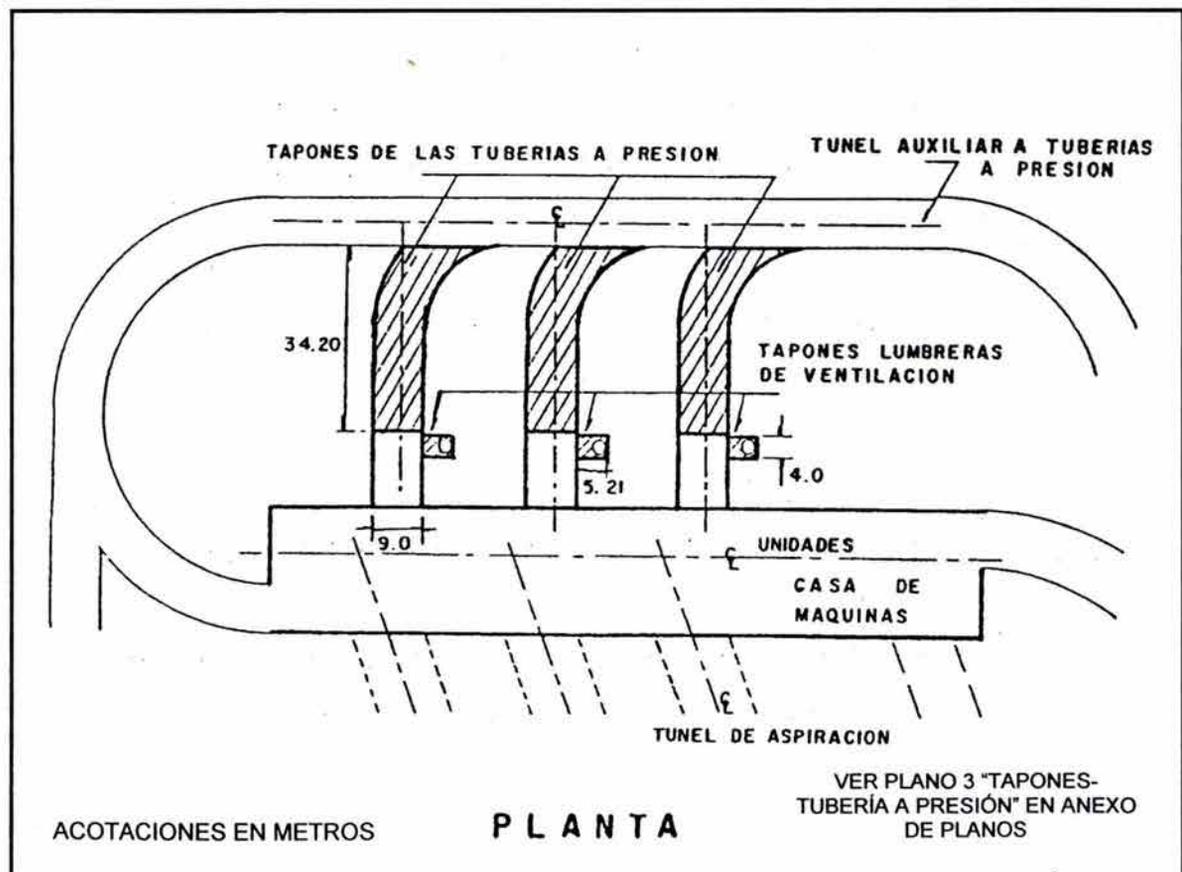
Debido a lo anterior fue necesario diseñar un blindaje de acero cuyo espacio entre este y la roca fuera llenado o empacado con concreto hidráulico. El blindaje por empacar en los túneles de las tuberías a presión consta de una rama inclinada 52° respecto a la horizontal con una longitud de 92.912 m y un codo inferior de longitud de curva 38.11 m lo que nos arroja una longitud total desarrollada de 131.02 m. El diámetro del túnel es de 8.70 m y el de la tubería a presión 7.40 m, por lo que el espacio teórico blindaje-roca por llenar entre ellos es de 0.65 m. En la zona del codo superior, zona de transición y sección rectangular el revestimiento es de concreto hidráulico reforzado.

Dadas las condiciones para efectuar los colados y alternativas presentadas, el empaque con concreto hidráulico del blindaje de cada unidad se realizó en dos etapas o fases de construcción, las cuales fueron: Etapa 1 Empaque del codo inferior a través de los túneles ramales inferiores y Etapa 2 Empaque de la rama inclinada, cuyos colados se efectuaron desde la plataforma de la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar) que es el nivel de arranque en la obra de toma en el exterior. Concluido el empaque de las tuberías a presión se efectuaron los colados con concreto hidráulico en el codo superior, zona de transición y sección rectangular, en estas tres zonas el concreto es reforzado (como se mencionó anteriormente) y la cimbra que se utilizó para éstos colados fue de madera.

VI.4.1 TAPONES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

De acuerdo a las condiciones de trabajo, características y geometría de los ramales inferiores de las tuberías a presión, según se muestra en la Figura VI.4 "Arreglo General de los Tapones de las Tuberías a Presión", el procedimiento de construcción utilizado para el colado de los tapones, se dividió en: a) concreto en plantilla (reposición de piso), b) concreto en nichos de lumbreras de ventilación y c) concreto en túneles ramales inferiores (tapones).

FIGURA VI.4 ARREGLO GENERAL DE LOS
TAPONES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



a) CONCRETO EN PLANTILLA (REPOSICIÓN DE PISO)

La colocación de concreto en las tuberías a presión inició con los colados de plantillas en los ramales inferiores para eliminar las irregularidades del piso, ocasionadas por las voladuras durante la excavación. Dichos colados permitieron realizar una mejor limpieza en la zona de trabajo, facilitando la nivelación de los apoyos de la cimbra para los colados de los tapones. La plantilla fue a base de concreto simple. Los trabajos previos al colado de plantillas consistieron en: limpieza de la zona (sopleteo y lavado de roca); colocación de cimbra para los tapones o fronteras; marcación del nivel al cual debe llegar la plantilla y habilitado de andamios (los cuales consistieron en varilla de diámetro 1 1/4 " (31.75 mm) como soporte y tablonés de madera de 1" (25.4 mm) de espesor para el tránsito de la gente).

Dependiendo de las irregularidades del piso y a la ubicación de la zona a colar, la colocación de concreto en algunas zonas fue directa, es decir las ollas revolvedoras descargaban por gravedad en la zona de colocación final del concreto, en otras zonas el sistema de colocación de concreto que se utilizó fue por bombeo, empleándose una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR año 1990 la cual se ubicó en el túnel auxiliar a tuberías a presión intersección con los ramales inferiores, ver Figura VI.4 "Arreglo General de los Tapones de las Tuberías a Presión". Establecido el equipo de bombeo, el tiro se efectuó mediante tubería de diámetro 6" (15.24 cm). La compactación del concreto se realizó utilizando vibradores de inmersión de 3" y de 1" (7.62 y 2.54 cm respectivamente), accionados neumática y eléctricamente, evitando mediante este sistema la presencia de huecos en el piso. El concreto utilizado fue de resistencia $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ con revenimiento de 10 más menos 2 cm. Se utilizó cimbra convencional de madera para tapones o fronteras.

El volumen total colocado en las tres unidades fue de 277 m^3 , obteniéndose un

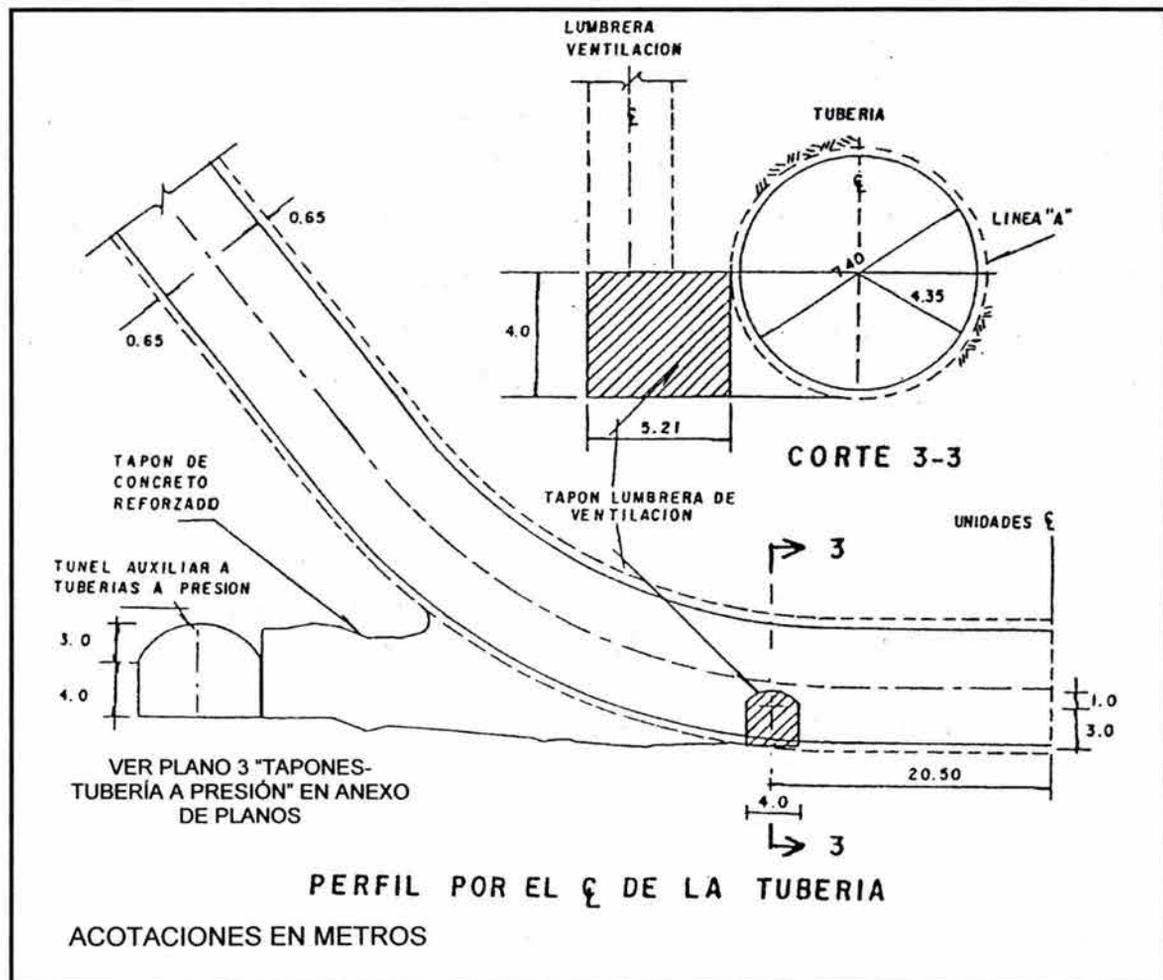
**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

rendimiento mensual de 69.25 m^3 (el tiempo total de colados fue de 4 meses).

b) CONCRETO EN NICHOS DE LUMBRERAS DE VENTILACIÓN

Los nichos de las lumbreras de ventilación, cuya ubicación, características y dimensiones se muestran en la Figura VI.4 "Arreglo general de los tapones de las tuberías a presión" y en la Figura VI.5 "Arreglo General del Nicho Lumbrera de Ventilación", se construyeron con la finalidad de permitir las instalaciones de una máquina contrapocera, cuyo rimado mediante una broca contrapocera de 2.44 m de diámetro, llevó a efecto la excavación de las lumbreras de ventilación.

FIGURA VI.5 ARREGLO GENERAL, NICHO LUMBRERA DE VENTILACIÓN

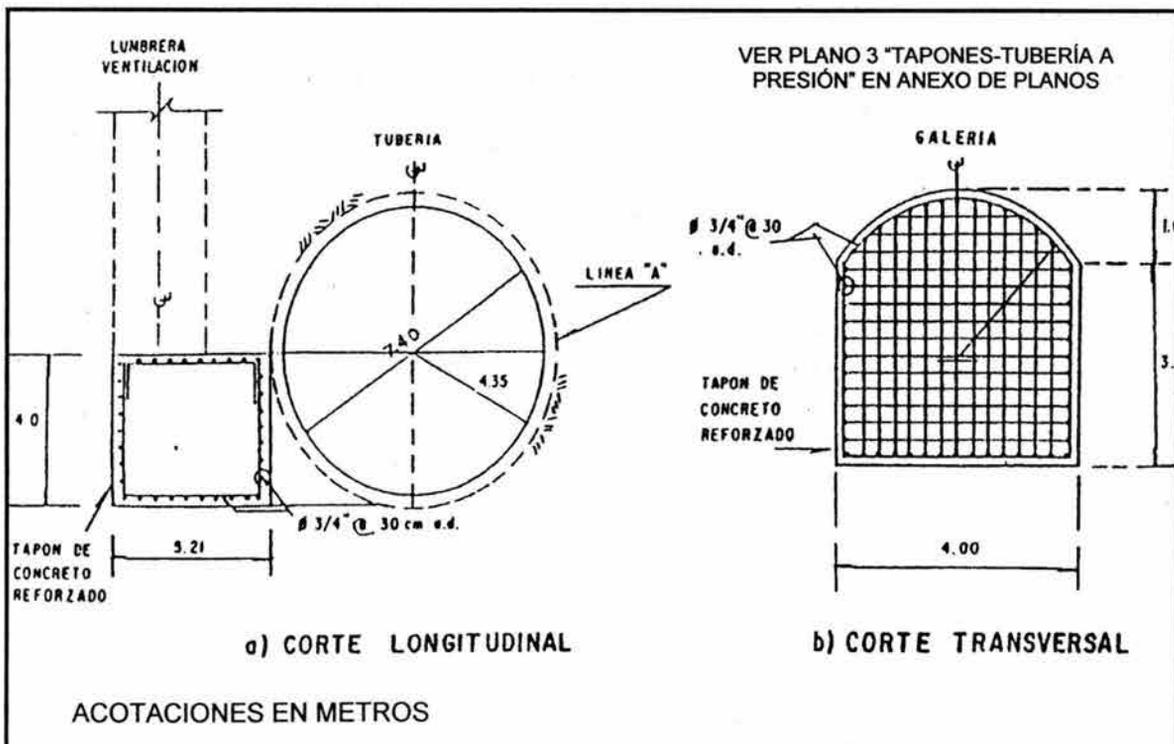


El procedimiento utilizado en los colados de reposición de los nichos de las lumbreras fue el siguiente:

Las actividades en esta zona iniciaron con la colocación de acero de refuerzo en todo el perímetro del nicho de acuerdo al proyecto, utilizando varilla de diámetro $\frac{3}{4}$ " (19 mm) a cada 30 cm en ambas direcciones, manejando recubrimientos libres de 5 cm en roca y cimbra y traslapes de longitud 70 cm.

En cada uno de los tres nichos, se colocaron 1.472 toneladas de acero, arrojando un total de 4.416 toneladas. En la Figura VI.6 "Características del Armado del Nicho Lumbrera de Ventilación", se muestran las características del armado de dichos nichos.

**FIGURA VI.6 CARACTERÍSTICAS DEL ARMADO
DEL NICHU LUMBRERA DE VENTILACIÓN**



Posteriormente se procedió a la colocación de la cimbra-tapón, compuesta por tableros de triplay de madera de tercera de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) de espesor, 1.22 m de ancho y 2.44 m de largo, con barrotes de 2" por 4" (5.08 por 10.16 cm). El troquelamiento se realizó a base de tensores (tirantes) utilizando varillas de diámetro $\frac{3}{8}$ " (9.52 mm) por el interior de la cimbra y $1\frac{1}{4}$ " (31.75 mm) por el exterior, soldadas entre ellas para formar dicho troquel. En la parte superior del frente de la cimbra-tapón se dejó una ventana de 0.70 m por 0.70 m, por la cual se instaló la tubería para la colocación del concreto y sirvió de acceso para el equipo y personal de vibrado e inspección.

El procedimiento de colocación de concreto en cada nicho se ejecutó en una sola etapa utilizándose el sistema de bombeo mediante una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR año 1990.

Cabe señalar que para efectuar todos los colados para los tapones de las estructuras inferiores de las tuberías a presión, el equipo de bombeo fue ubicado en el túnel auxiliar a tuberías a presión, intersección ramales inferiores y cuya descarga del concreto en esta zona fue efectuada por ollas revolventoras, utilizándose de esta manera, dicho túnel auxiliar como vía de acceso, descarga y retorno de este equipo de transporte, ver Figura VI.4 "Arreglo General de los Tapones de las Tuberías a Presión".

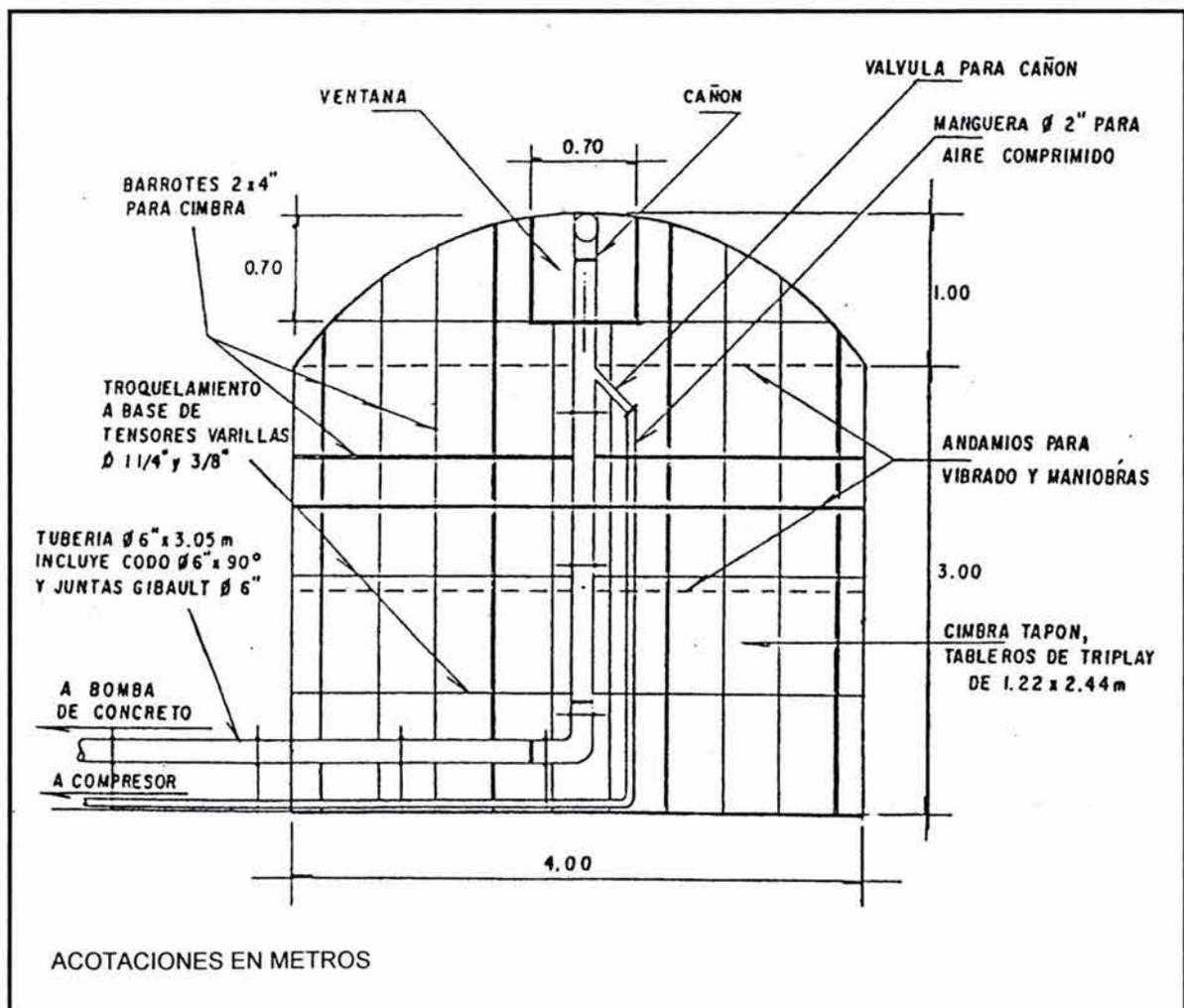
Establecido el centro de descarga, el concreto fue bombeado a todo lo largo de cada uno de los ramales inferiores hasta la zona de su colocación, según se observa en la Figura VI.5 "Arreglo General del Nicho Lumbrera de Ventilación", en una longitud aproximada de 38 m realizándose el tiro por medio de tubería de diámetro 6" (15.24 cm) en tramos de 3.05 m.

Para la colocación de concreto dentro del nicho, se instalaron una serie de

andamios en diferentes niveles, mismos que permitieron ir llenando las capas del colado formando un plano horizontal, compactándose adecuadamente el concreto con vibradores neumáticos de inmersión de diámetro 3" (7.62 cm).

En la Figura VI.7 "Nicho Lumbrera de Ventilación", se indican en corte los elementos necesarios para el colado de los tapones de los nichos.

**FIGURA VI.7 NICHU LUMBRERA DE VENTILACIÓN
ELEMENTOS NECESARIOS PARA EL COLADO DE CONCRETO**



Es importante mencionar que para el colado de la clave, se empleó aire comprimido mediante cañón, garantizando el empaque total en esta zona.

El concreto colocado en los nichos de las lumbreras de ventilación, presentó las siguientes características: concreto tipo masivo (espesor mayor de 100 cm), con resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, revenimiento de 10 más menos 2 cm, con tamaño máximo de agregados de $1 \frac{1}{2}$ " (38 mm) y temperatura promedio de 23° C , cumpliéndose así con las especificaciones respectivas.

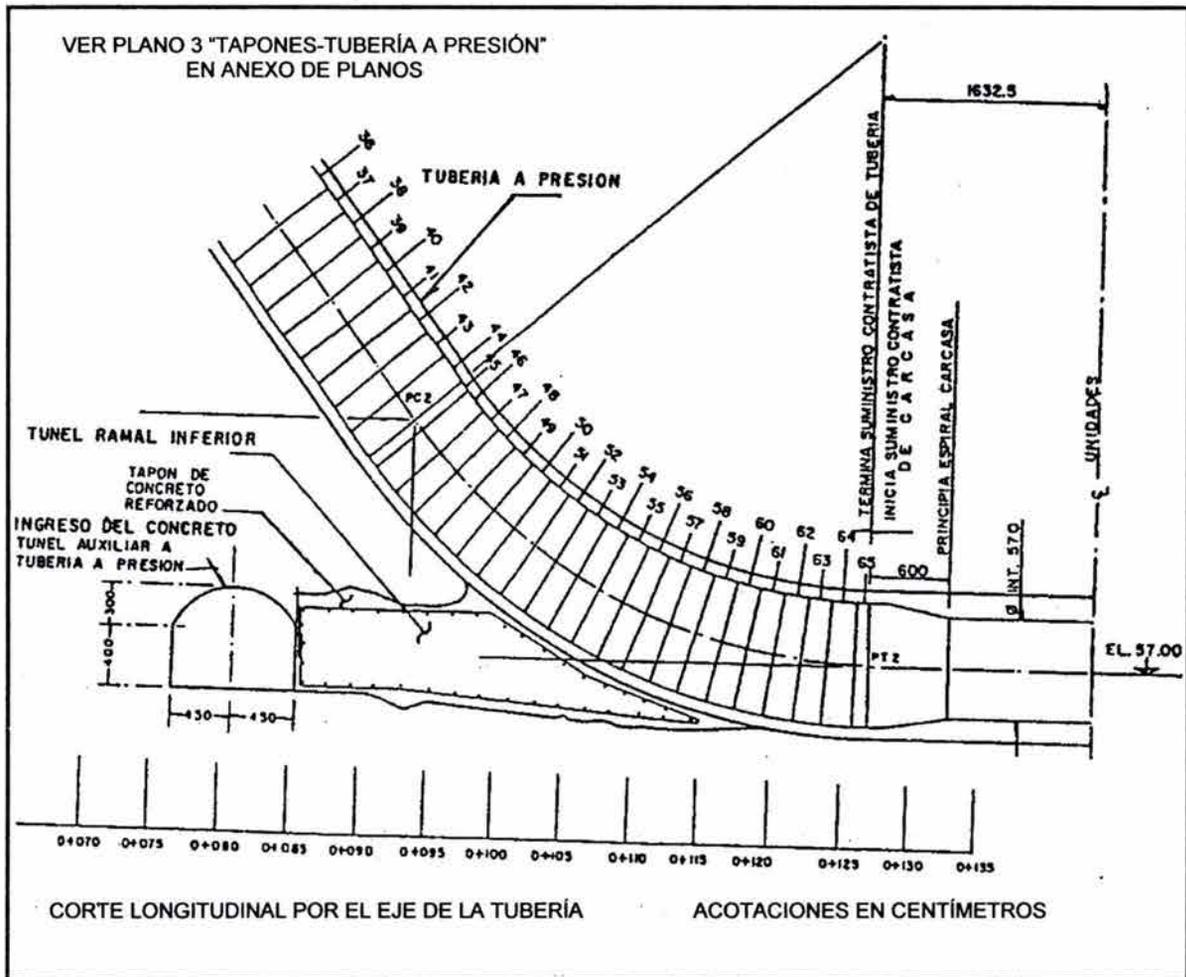
El volumen total de concreto colocado en estas estructuras fue de 403 m^3 , por lo que se obtuvo un rendimiento mensual de 134.3 m^3 (considerando que el colado en las tres unidades se hizo en tres meses).

c) CONCRETO EN TÚNELES RAMALES INFERIORES (TAPONES)

Se describe a continuación el procedimiento utilizado para los colados de los tapones de los túneles ramales inferiores (túneles auxiliares de acceso a tuberías a presión).

Simultáneamente con los trabajos para el montaje de las tuberías a presión en esta zona (colocación de estructura metálica para soporte del codo inferior, lanzamiento de tubos e inicio de soldadura en los mismos), se llevaron a cabo los colados de los tapones de la rama horizontal de las tuberías a presión, ver Figura VI.8 "Corte del Túnel Ramal Inferior", ingresando el concreto por el túnel auxiliar a tuberías a presión, ver Figura VI.4 "Arreglo General de los Tapones de las Tuberías a Presión".

FIGURA VI.8 CORTE DEL TÚNEL RAMAL INFERIOR



La colocación de concreto se ejecutó por etapas, efectuándose en diferentes alzadas y arreglos en cada uno de los ramales con la siguiente secuencia:

- 1) Ramal unidad tres. El colado del tapón se ejecutó en 2 etapas, divididas en 2 alzadas, las cuales a su vez, se subdividieron en 8 colados, según se muestra en la Figura VI.9 "Ramal Inferior Tubería a Presión U-3", resaltando los colados 1,3,4,5,6 y 8, los cuales permitieron la construcción a base de formaleta plana de un paso de hombre de dimensiones: 2.30 m de altura por 1.70 m de ancho y longitud 22.40 m, permitiendo mediante el mismo,

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

mantener de manera continua el acceso a la tubería blindada como apoyo para realizar las actividades de soldadura, inyecciones, pintura e inspecciones. Una vez concluidas estas se procedió a su relleno empleando concreto con iguales características que el resto del tapón.

FIGURA VI.9 RAMAL INFERIOR, TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 3

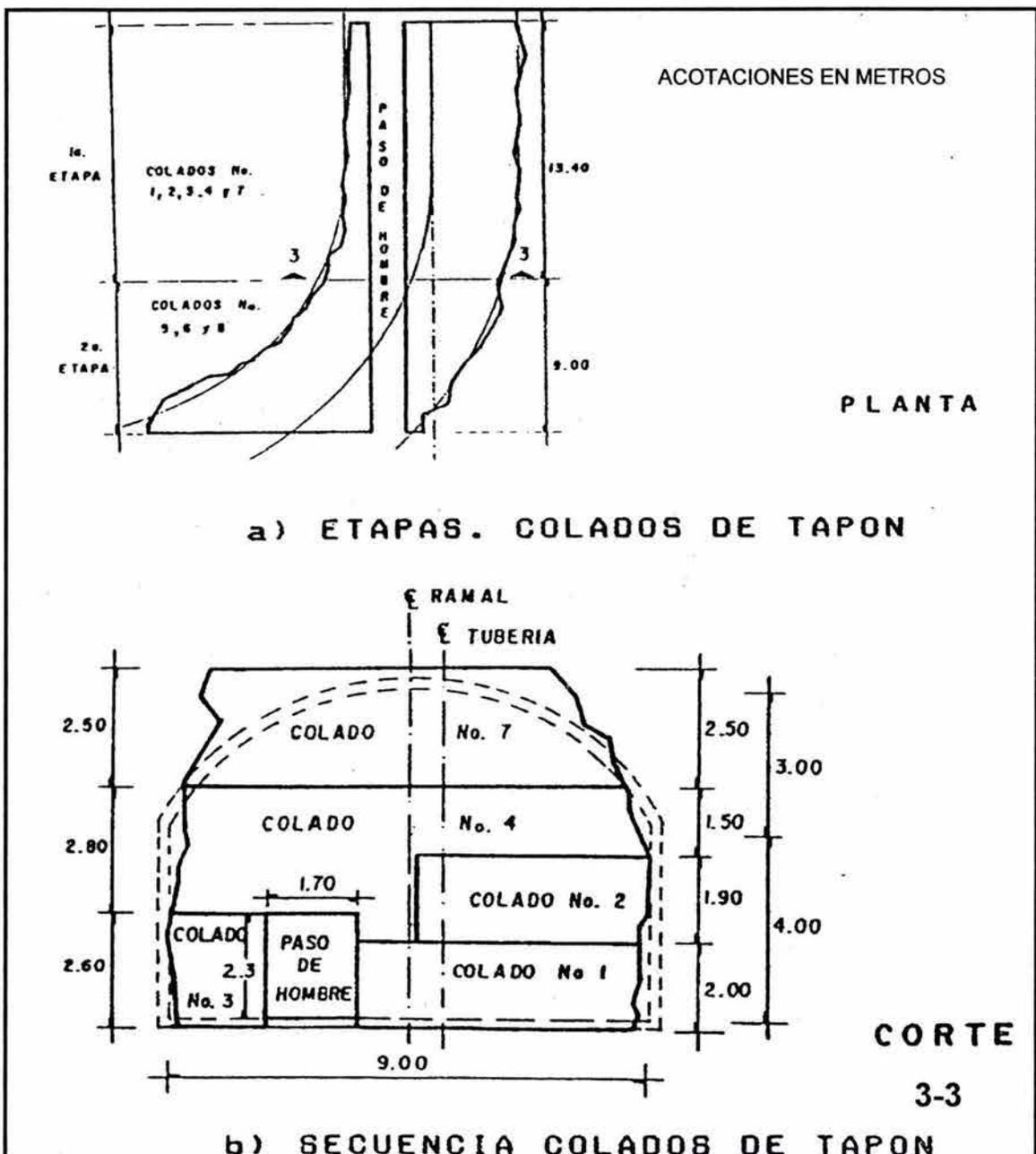
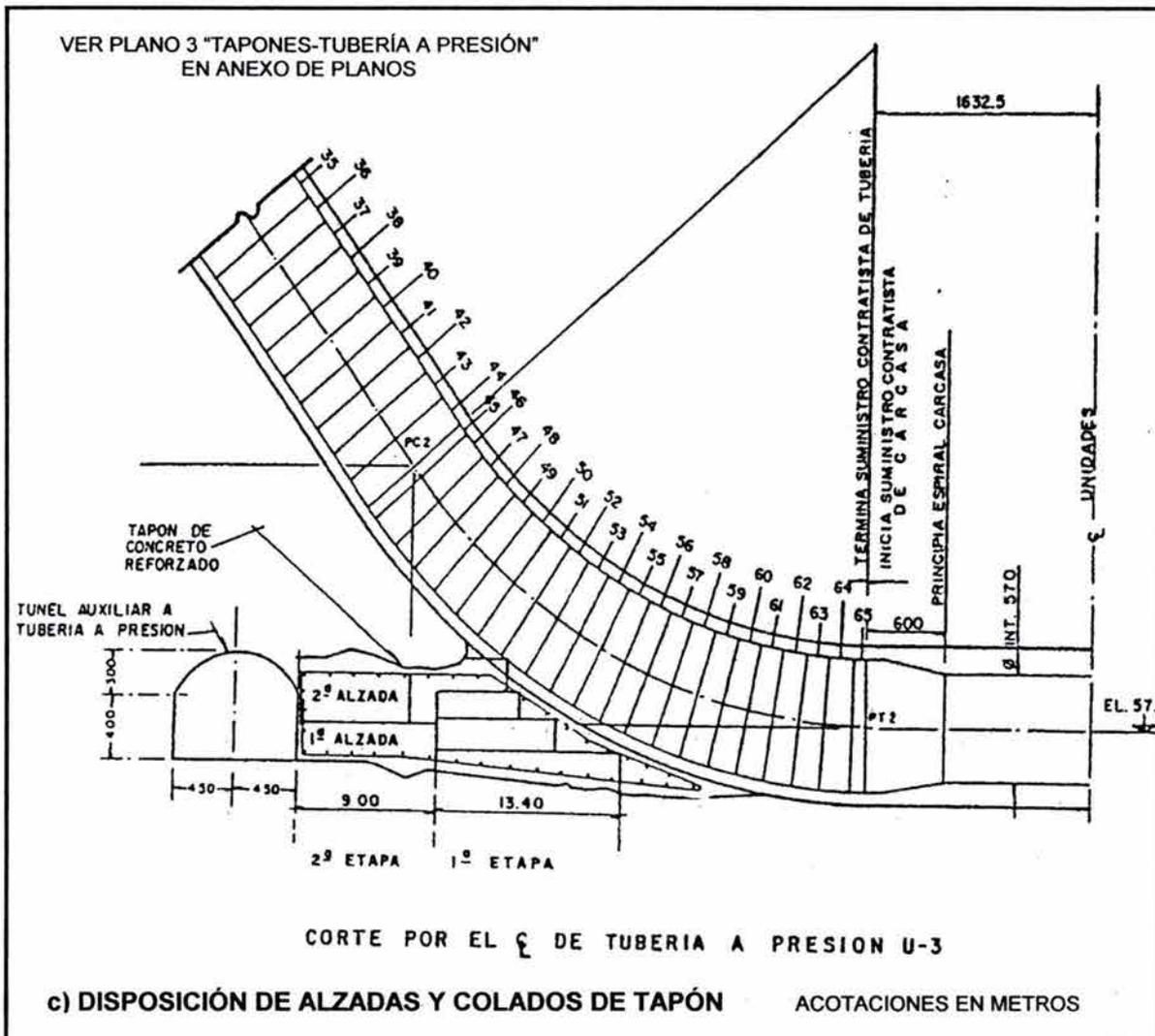


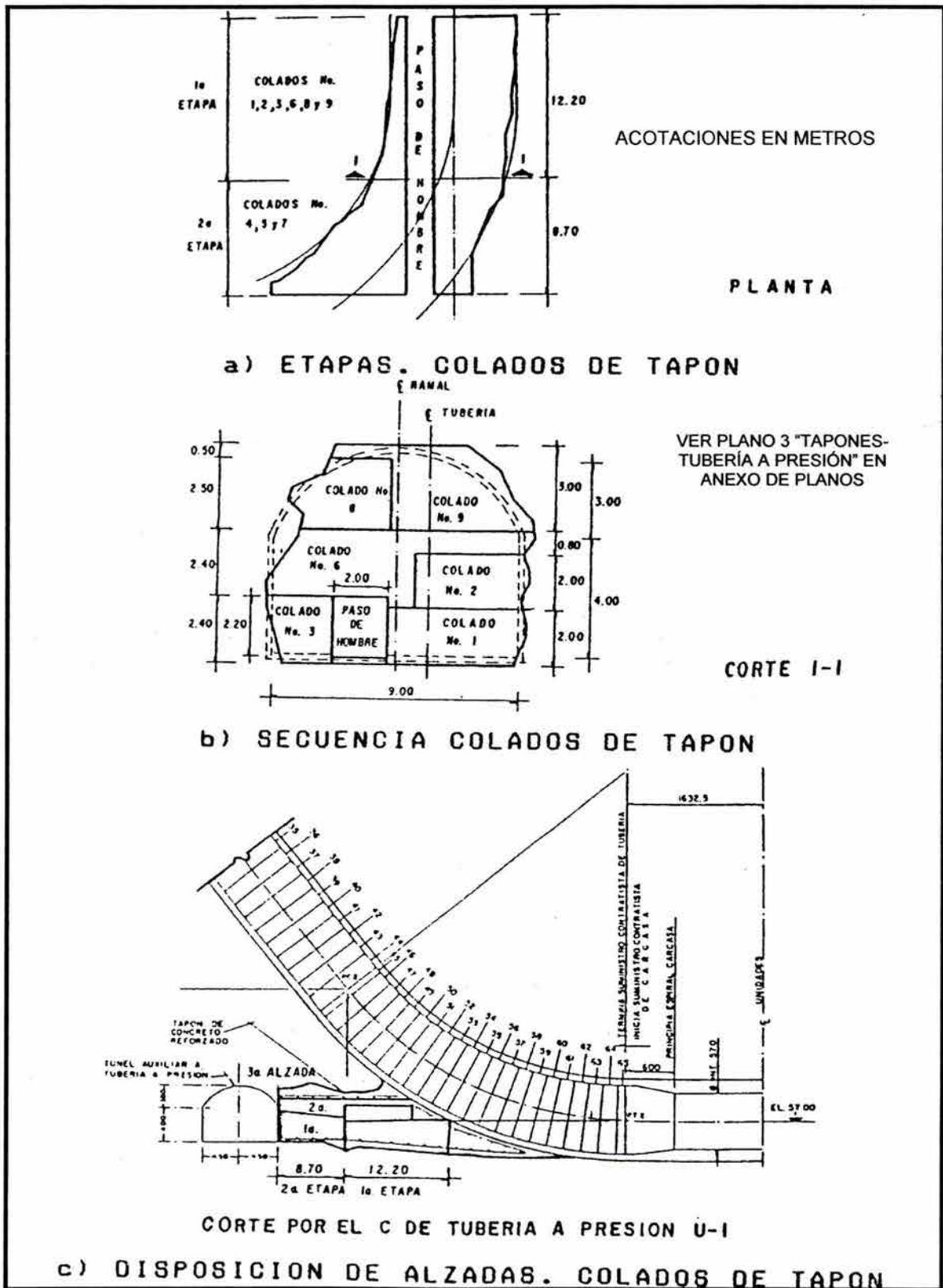
FIGURA VI.9 RAMAL INFERIOR, TUBERÍA A PRESIÓN U-3 (Continuación)



- 2) Ramal unidad uno. En esta zona, la colocación, del concreto se realizó en dos etapas, divididas en 3 alzadas y subdivididas estas en 9 colados, según la secuencia mostrada en la Figura VI.10 "Ramal Inferior Tubería a Presión Unidad 1". Presentando un arreglo en el cual los colados 1,3,4,5,6 y 7 integraron la construcción de un paso de hombre de dimensiones 2.2 m de altura por 2 m de ancho y longitud 20.9 m cuya finalidad descrita en el inciso anterior es la misma para las tres unidades.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

FIGURA VI.10 RAMAL INFERIOR, TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 1



3) Ramal unidad dos. El tapón fue ejecutado en 2 etapas divididas en 3 alzadas y subdivididas las mismas en 5 colados, cuyo arreglo se observa en la Figura VI.11 "Ramal Inferior Tubería a Presión Unidad 2". Este tapón integro a su vez, mediante los colados 1,2,3 y 4 un túnel falso (paso de hombre) de 2.8 m de altura por 1.2 m de ancho y longitud de 23.8 m.

FIGURA VI.11 RAMAL INFERIOR TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2

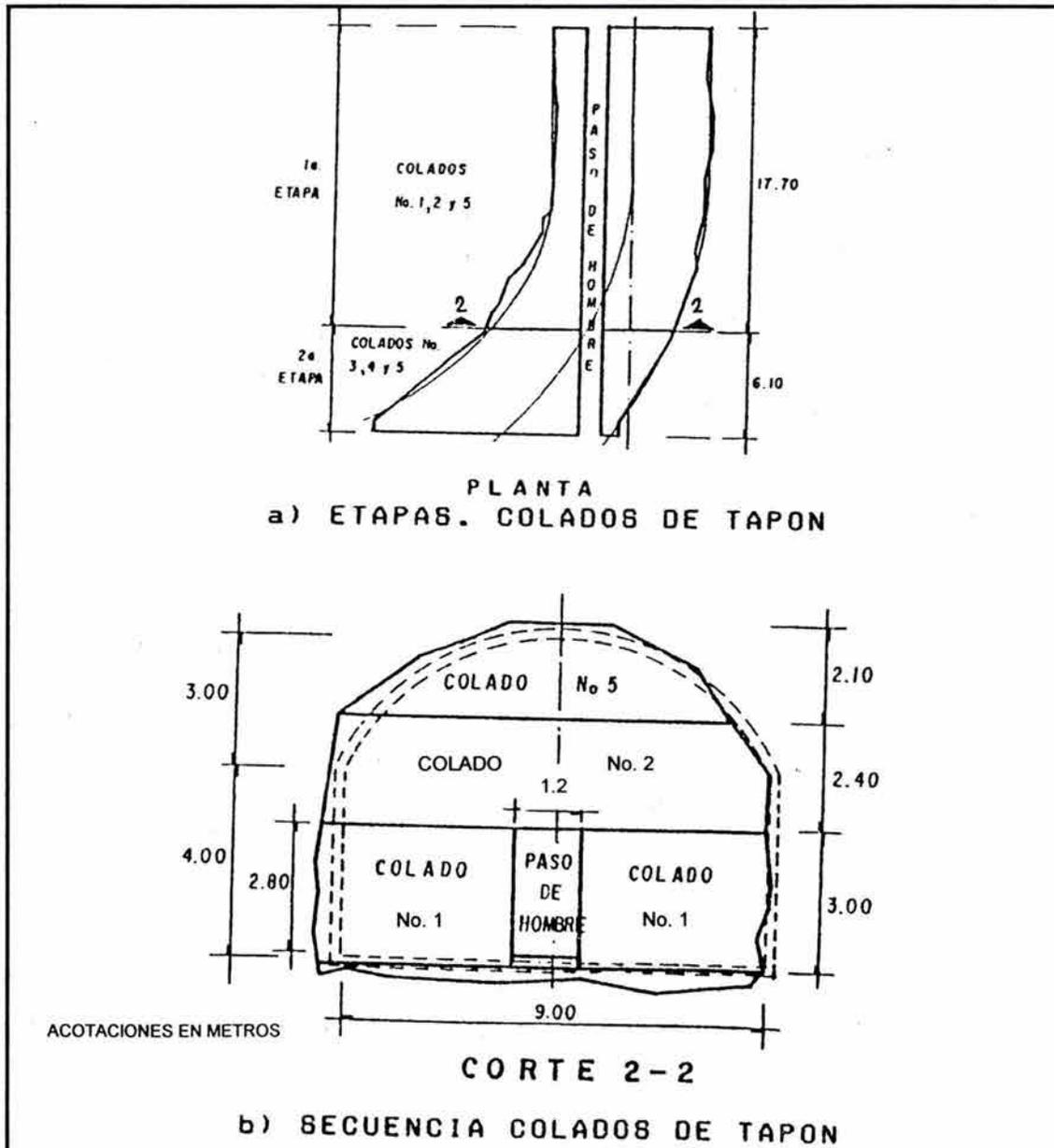
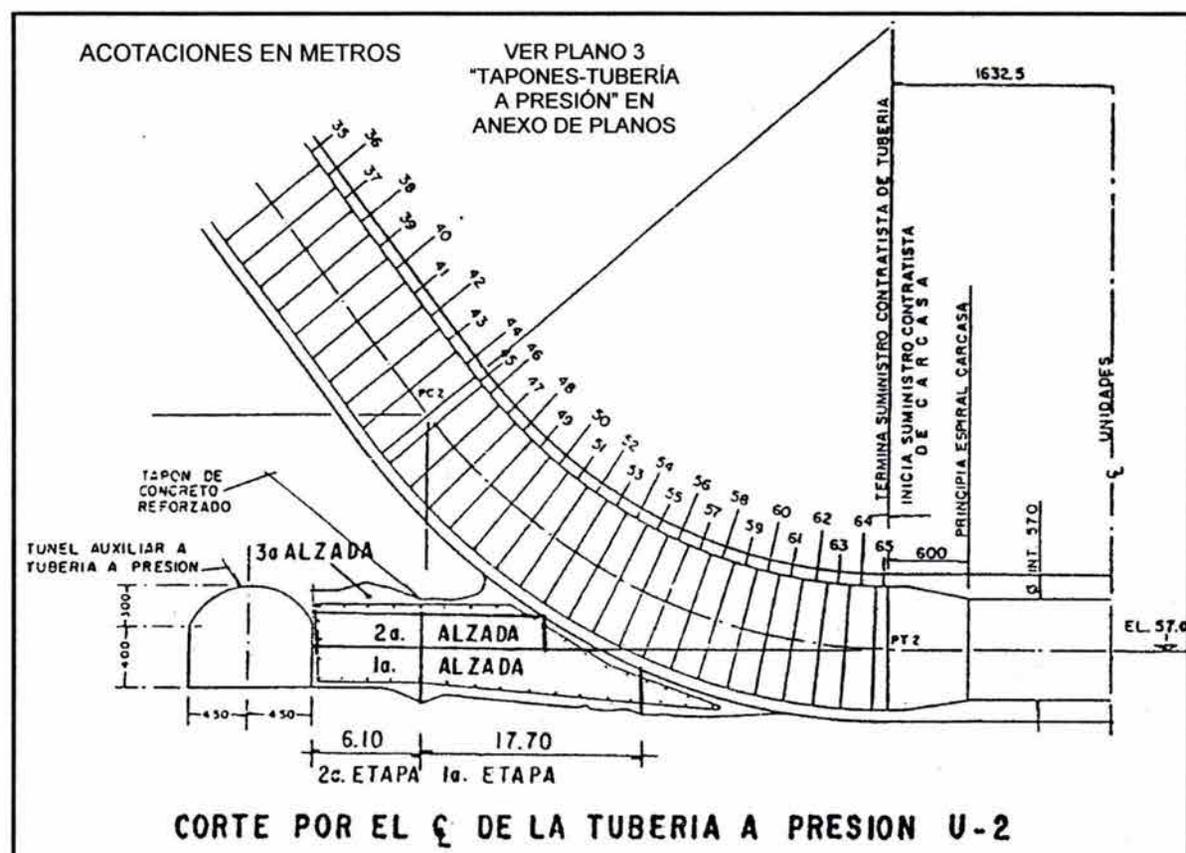


FIGURA VI.11 RAMAL INFERIOR, TUBERÍA A PRESIÓN U-2 (Continuación)



c.1) PREVIO AL COLADO DE LOS TAPONES

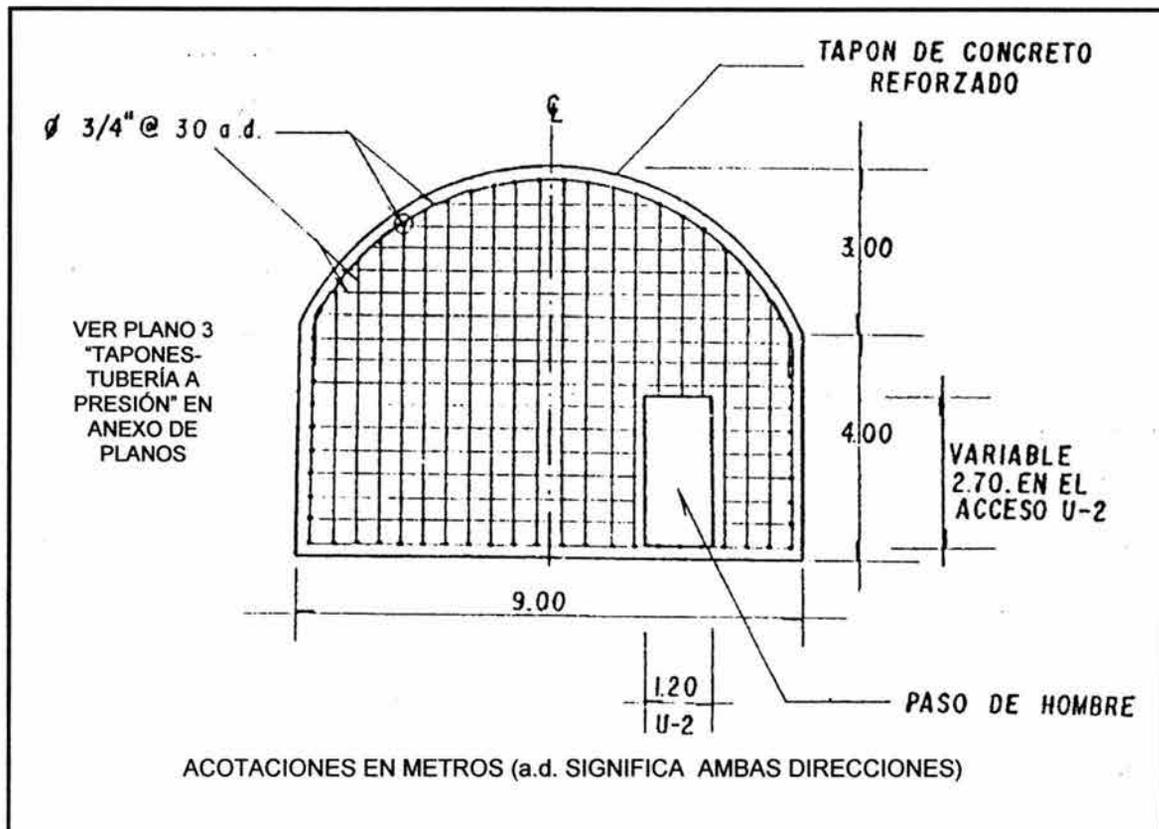
Las actividades para estos tapones iniciaron con la colocación de acero de refuerzo de acuerdo al diseño, utilizando varillas de diámetro $\frac{3}{4}$ " (19 mm) a cada 30 cm en ambas direcciones, fue armada una parrilla en todo el perímetro del túnel ramal inferior, así mismo se dejaron recubrimientos libres de 5 cm en roca y cimbra con traslapes de 70 cm.

Cabe señalar que el armado en estas estructuras fue progresando en avance y altura a medida que se efectuaban los colados en cada una de las alzadas ya mencionadas, dicho de otra manera, la actividad de colocación de acero de refuerzo fue ejecutada simultáneamente con la colocación de concreto de acuerdo al avance de este.

La Figura VI.12 "Características del Armado del Túnel Ramal Inferior", muestra detalladamente las características del armado en estas estructuras.

En cada uno de los tres túneles ramales inferiores se colocaron 11.6 toneladas, arrojando un total de 34.8 toneladas de acero de refuerzo.

**FIGURA VI.12 CARACTERÍSTICAS DEL ARMADO
DEL TÚNEL RAMAL INFERIOR**



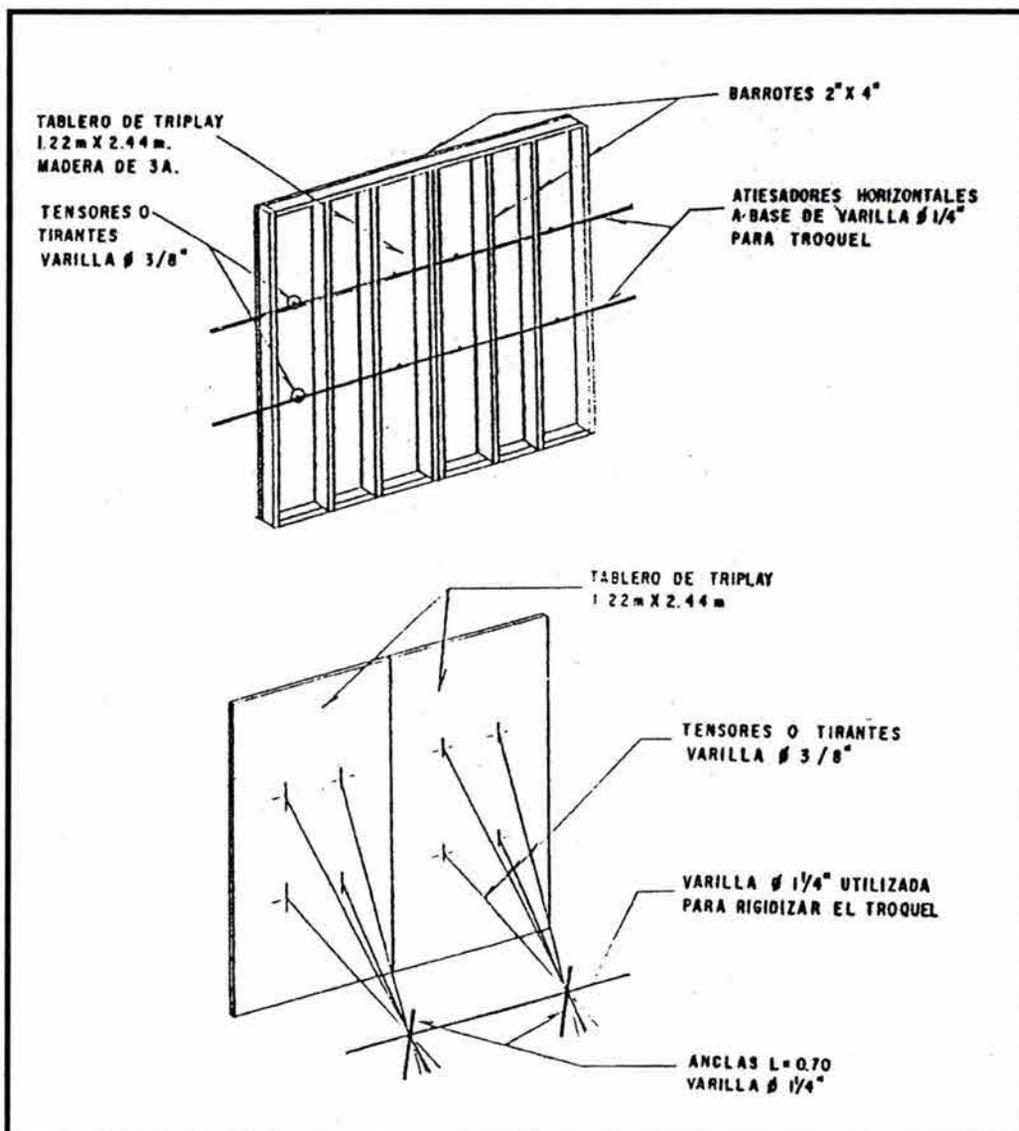
De acuerdo a la secuencia de los colados y particularmente refiriéndose a la primera alzada, el uso de cimbra-tapón fue necesaria en diversas fronteras para preparar la construcción del paso de hombre ya mencionado anteriormente y para delimitar las etapas de colados.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELECTRICA**

La cimbra tapón se compone de tableros de triplay de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) de espesor cuyas características principales fueron mencionadas en "Concreto en Nichos de Lumberas de Ventilación", así como el sistema de troquelamiento utilizado en ella.

Estos elementos se muestran a manera de detalle en la Figura VI.13 "Arreglo General de la Cimbra para Tapón".

FIGURA VI.13 ARREGLO GENERAL DE LA CIMBRA PARA TAPÓN



Así mismo en base al proceso de colados por etapas y a la integración del paso de hombre entre ellos, como requisito indispensable se requirió escarificar adecuada y completamente las superficies de concreto que se integraron a colados posteriores. Para lograr dicho escarificado de manera rápida y eficaz se procedió a impregnar la cimbra por la cara interior con un producto que actúa como retardante superficial de los concretos llamado "Rugasol F" (es un aditivo líquido de color azul e inflamable con las siguientes características: es resistente al agua, no escurre al colocar el concreto, debido a su pigmentación se puede verificar su aplicación y se aplica directamente con brocha o rodillo sobre la cimbra y al retirarse esta, solo basta con pasar un cepillo de cerdas metálicas sobre las superficies tratadas para lograr el escarificado deseado). Colocada la cimbratapón, se procedió a efectuar la colocación del concreto mediante el sistema de bombeo, con el siguiente procedimiento:

- A) Únicamente en el colado de la primera alzada en el ramal inferior de la unidad dos, se utilizaron dos centros de bombeo, operando a la par una motobomba marca Schwing modelo BPL/900 HD año 1990 sobre camión con potencia nominal de 210 hp (caballos de fuerza) y una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR año 1990.
- B) Para los colados posteriores correspondientes a la segunda y tercera alzada en la unidad dos y para todos los colados de las unidades uno y tres se estableció solo un centro de bombeo utilizándose generalmente la bomba estacionaria mencionada en el inciso A.

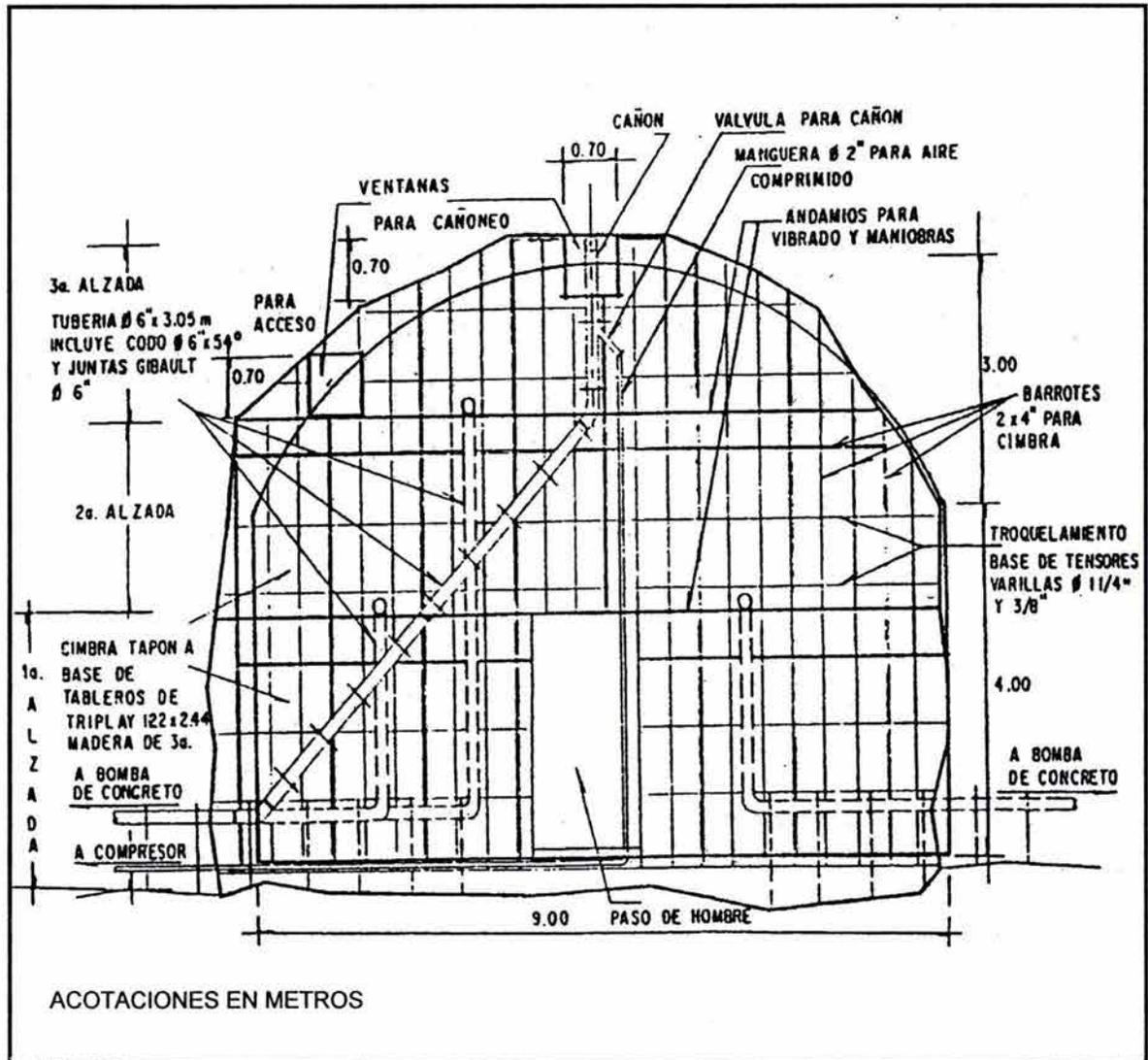
Integrada a esta actividad, el transporte y descarga del concreto a estos centros de bombeo, se realizó por medio de ollas revolvedoras sobre camión marca Ford año 1990 de capacidad 5 m³ a través del túnel auxiliar a tuberías a presión.

Una disposición general de cómo se realizaron estos colados, así como los elementos requeridos para llevarse a cabo se muestran en la Figura VI.14 "Arreglo

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

General para Efectuar los Colados de Concreto para Tapón de los Túneles Ramales Inferiores", donde se observa el tiro de concreto bombeado en cada uno de los colados por alzada, así como las características de la cimbra-tapón: elementos rigidizantes con ventanas en la parte superior para efectuar el tiro en esa zona y para inspecciones de colado y vibrado.

**FIGURA VI.14 ARREGLO GENERAL PARA EFECTUAR LOS COLADOS DE
CONCRETO PARA TAPÓN DE LOS TÚNELES RAMALES INFERIORES**



Debido a que se trata de un concreto masivo que se colocó en capas promedio de 2.5 m, el procedimiento de colocación de concreto para empacar los túneles ramales inferiores fue realizado mediante la disposición mostrada en las Figuras VI.9, VI.10 y VI.11 "Ramal inferior, Tubería a Presión U-1, U-2 Y U-3", dejando un túnel falso, el cual como ya se mencionó, se estableció para tener acceso al blindaje por el codo inferior.

Para los colados de la primera alzada en dichos ramales, el concreto fue bombeado hasta la zona final de colocación de concreto, efectuándose el tiro por medio de tubería de diámetro 6" (15.24 cm) en tramos de 3.05 m con conexiones rápidas (juntas Gibault) y un tramo de manguera flexible al final de la tubería para facilitar su colocación y distribución adecuada en la zona por colar.

En todos los casos, el tiro inició con la descarga de 1 m³ de mortero (cemento-agua-arena) para lubricar la tubería de colocación. Así mismo, se llevó a cabo la instalación de una serie de andamios, mediante los cuales el concreto fue colocado por capas, formando un plano horizontal, evitando con este procedimiento la segregación del concreto. Aunado a esto, se tuvo especial cuidado en la compactación del concreto realizándose esta con vibradores de inmersión neumáticos y eléctricos de diámetro 1", 2 ½" y 3" (2.54, 6.35 y 7.62 cm respectivamente).

Para los colados correspondientes a la segunda alzada y debido a la carga por soportar para la formación del túnel falso, fue necesario cubrir y cimbrar la parte superior del mismo, utilizando tableros apoyados sobre una estructura formada a base de vigas metálicas tipo I, actuando como obra falsa soportada rígidamente. El procedimiento de colocación de concreto fue similar al de la primera alzada. En la zona de la clave, llamada tercera alzada, el concreto fue colocado utilizando aire comprimido, para ello se habilitó la tubería en un extremo con cañón neumático,

tal como se muestra en la Figura VI.14 "Arreglo General para Efectuar Los Colados para Tapón de los Túneles Ramales Inferiores". Para lograr este proceso, se integro una válvula a la tubería de colocación de concreto para controlar la entrada de aire comprimido, dejando a partir de esta, un tramo final de tubería de 7 m de longitud, sirviendo como cañón para el empaque del concreto. Una vez preparado el tiro, a manera de monitoreo: a cada tres o cuatro bombeos de concreto en el cañón y verificando el llenado completo de este, se procedía a abrir la válvula para imprimir aire, logrando el cañoneo del concreto requerido. Esta maniobra fue repetitiva garantizando así el empaque total en la zona de la clave.

El concreto colocado en estos túneles presento las siguientes características: concreto tipo masivo, con resistencia $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, revenimiento de 10 más menos 2, tamaño máximo de agregados de $1 \frac{1}{2}$ " (38 mm) y temperatura promedio de 22° C .

La secuencia de los colados para taponos de los túneles de los ramales inferiores fue el siguiente: Unidad tres y uno en dos meses y posteriormente la unidad dos en un mes.

Los volúmenes de concreto colocado en estas estructuras (túneles ramales inferiores) fueron los siguientes:

ESTRUCTURA	VOLUMEN DE CONCRETO COLOCADO
Tapón Ramal Unidad Uno	1,244 m ³
Tapón Ramal Unidad Dos	893 m ³
Tapón Ramal Unidad Tres	1,190.5 m ³

Lo que arroja un volumen de concreto total colocado de 3,327.50 m³, obteniéndose un rendimiento mensual de 1,109.2 m³.

VI.4.2 EMPAQUE CON CONCRETO HIDRÁULICO EN LA ZONA DEL CODO INFERIOR Y RAMA INCLINADA

El empaque con concreto hidráulico del blindaje, que es precisamente la zona del codo inferior y rama inclinada, se realizó en dos etapas o fases de construcción, las cuales fueron: Etapa 1 Empaque en el codo inferior a través de los túneles ramales inferiores y Etapa 2 Empaque en la rama inclinada, cuyos colados se efectuaron desde la plataforma de la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar), que es el nivel del arranque en la obra de toma en el exterior.

A continuación se describe el procedimiento de ejecución de los empaques en las dos etapas.

ETAPA 1 EMPAQUE DE CONCRETO EN EL CODO INFERIOR

Paralelamente a la ejecución de los colados de tapones de los túneles ramales inferiores, fueron ejecutados los empaques de los codos inferiores de las tuberías a presión, del cadenamiento 0+100.60 al 0+125.74 (cadenamientos horizontales).

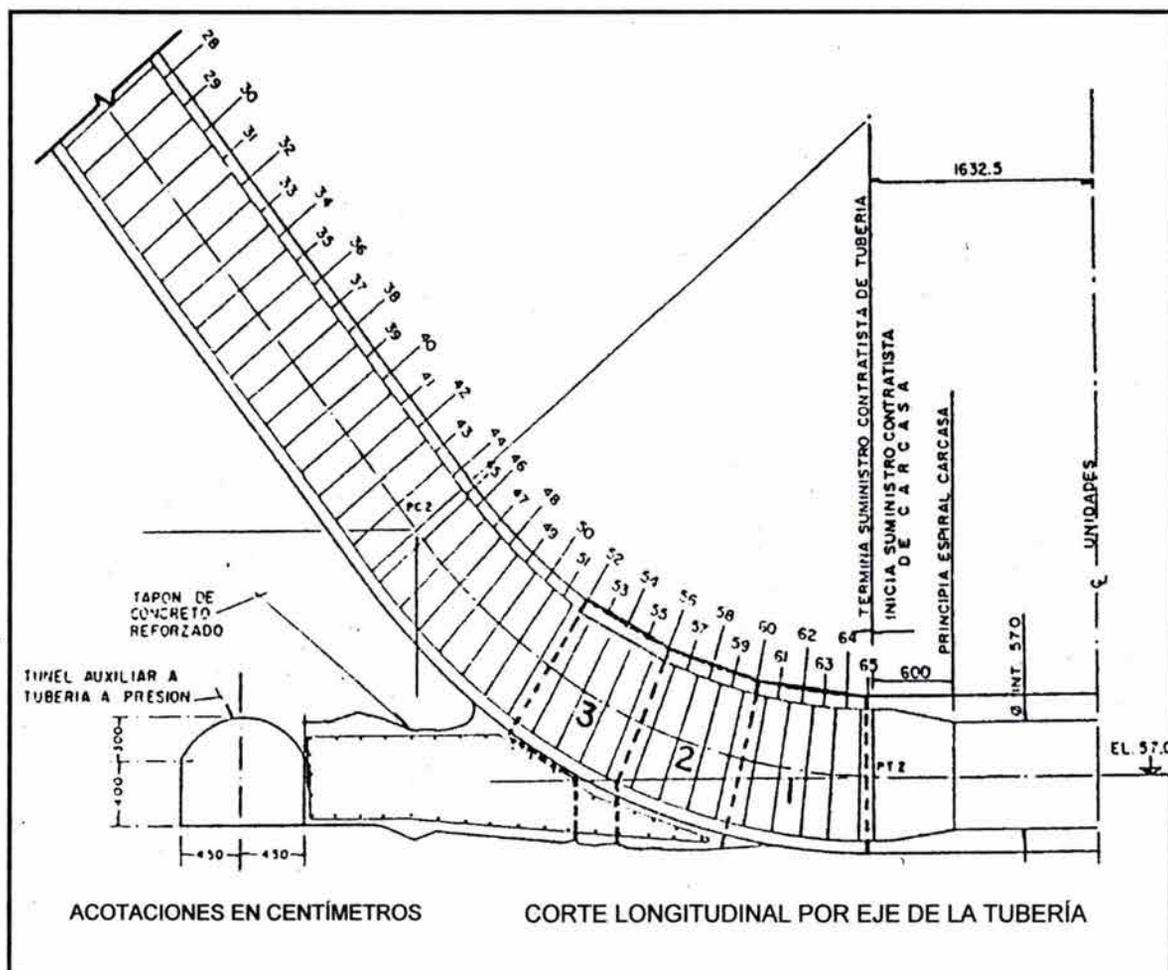
Una vez iniciados los trabajos de montaje de las tuberías en el codo inferior, la ejecución del empaque del blindaje con concreto estuvo condicionada a la liberación de soldadura de los grupos de canutos que conformaban el tramo de blindaje por empacar. De esta manera, el avance presentado en el montaje de la camisa metálica fue determinante para el periodo de ejecución de los empaques.

La colocación de concreto para empaque del codo inferior se realizó en tres colados en cada una de las tres unidades, cada uno de dichos colados fue ejecutado a través de los túneles ramales inferiores.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

En la Figura VI.15 "Arreglo General del Empaque con Concreto Hidráulico del Codo Inferior", se muestran los colados en mención y los canutos empacados en cada uno de ellos.

**FIGURA VI.15 ARREGLO GENERAL DEL EMPAQUE CON
CONCRETO HIDRÁULICO DEL CODO INFERIOR**



Efectuada la liberación de la soldadura en un tramo horizontal determinado del blindaje en las tres unidades, las actividades del empaque con concreto iniciaron con la colocación de un tapón de madera entre el blindaje y la roca ubicado en la frontera delimitada por el tramo liberado, para lo cual se utilizó madera

convencional de tercera tipo duela, de espesor $\frac{3}{4}$ " (19 mm), de longitudes variables de acuerdo a la sección que se presentara, dejando una serie de ventanas de dimensiones 0.70 m por 0.70 m, las cuales permitieron el acceso de recursos y personal para la ejecución de estos colados.

El troquelamiento de dicho tapón fue similar al utilizado en los colados de los ramales inferiores, cuyas características ya fueron descritas en la Figura VI.13 "Arreglo General de la Cimbra para Tapón".

De igual forma, para realizar el escarificado del concreto para integrarse a colados subsecuentes, se utilizó un producto que actúa como retardante superficial de los concretos llamado Rugasol F, cuya descripción y características se mencionan ampliamente en "Concreto en Túneles Ramales Inferiores".

En la zona de la clave y muros del túnel, como trabajos previos a los empaques, se colocaron tubos de PVC de diámetro 3" (7.62 cm) entre los barrenos del blindaje y la roca, para efectuar posteriormente las inyecciones de consolidación y de contacto concreto-roca.

El procedimiento de colocación de concreto se realizó mediante el sistema de bombeo utilizándose dos centros, en los que operaron simultáneamente una motobomba marca Schwing modelo BPL/900 HD año 1990, sobre camión y una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR año 1990, ubicadas en el túnel auxiliar a tuberías a presión intersección con los ramales inferiores, utilizándose para la descarga y transporte del concreto, camiones ollas revolvedoras con capacidad de 5 m³.

El tiro de concreto para el empaque de éstas estructuras inferiores, se realizó por medio de tubería de diámetro 6" (15.24 cm) en tramos de 3.05 m con conexiones

rápidas, conduciendo una línea por el túnel falso, construido en los ramales inferiores y otra por la parte superior de los tapones de dichos ramales, estando en proceso de ejecución. Ambas líneas corrieron hasta la zona de colocación y en cuyos extremos donde debe llegar el concreto, se colocó una manguera flexible del mismo diámetro de la tubería para facilitar la descarga y evitar con esto la segregación del concreto.

Para lograr de manera satisfactoria la compactación del concreto, fue necesario adecuar andamios con varillas de 1" (2.54 cm) de diámetro, soldadas al blindaje, de esta manera los trabajos de vibrado fueron efectuados adecuadamente utilizando para ello vibradores neumáticos de inmersión de 3" (7.62 cm) de diámetro.

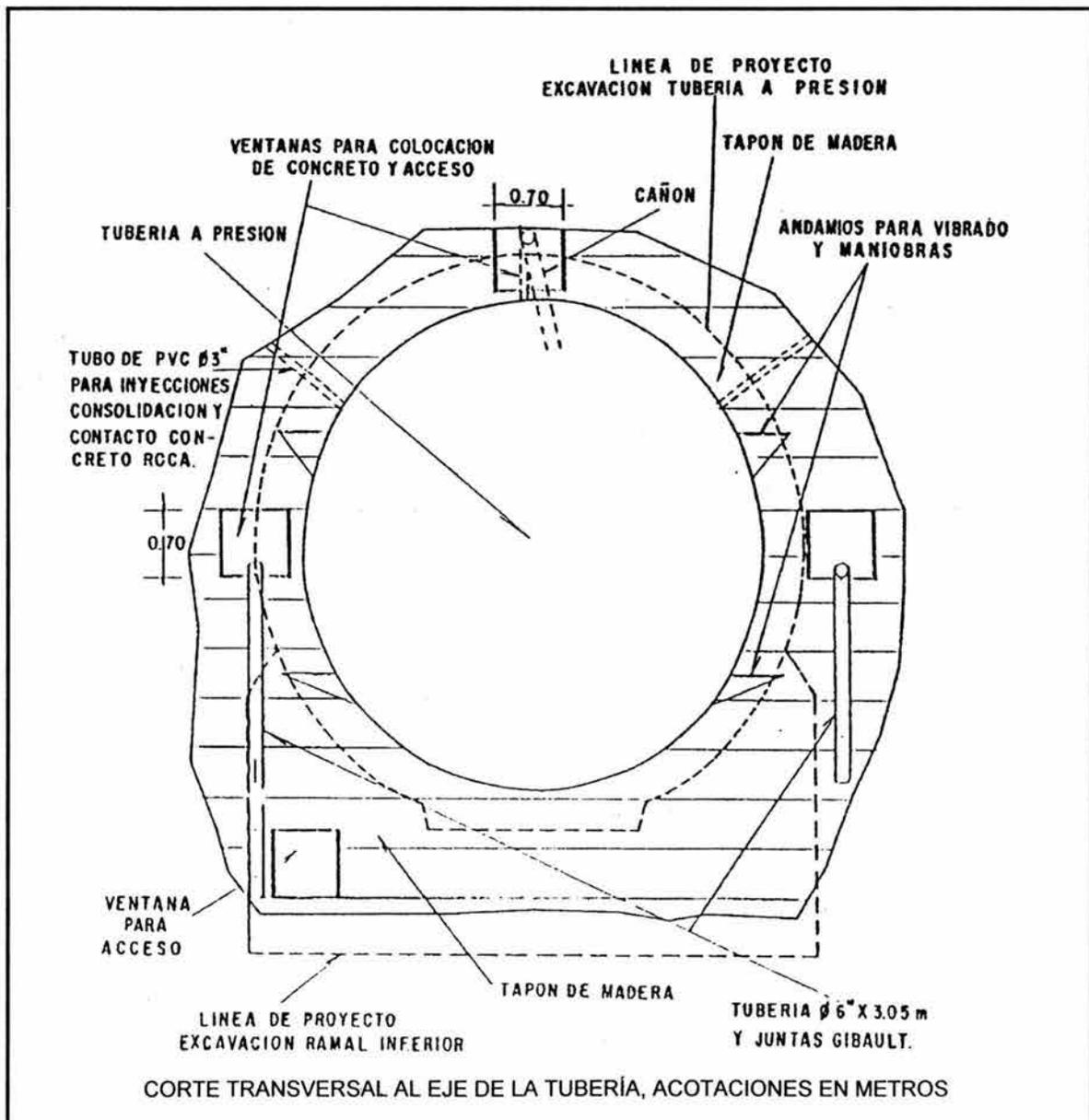
De manera similar al procedimiento empleado para los colados de tapones en los túneles ramales inferiores, la colocación de concreto para el empaque, se realizó teniendo el cuidado de llenar las capas del colado, formando un plano horizontal.

Igualmente para la zona de la clave, el empaque total fue ejecutado empleando aire comprimido, colocando un tramo de tubería por la parte superior del tubo, sirviendo de cañón para concretar adecuada y totalmente dicha zona.

En los concretos por integrarse a colados posteriores, una vez retirado el tapón de madera, se procedió a preparar la junta de colado mediante el escarificado logrado por la acción de un producto llamado Rugasol F (ver descripción en "Previo al colado de los Tapones") y así dar continuidad al siguiente tramo, cabe aclarar que el tiempo que debe transcurrir entre un colado y otro es de 72 horas, por tratarse de concretos masivos (mas de 1 m de espesor). De manera subsecuente a esta actividad, se realizó el curado del concreto, utilizando agua durante el periodo de tiempo requerido.

La Figura VI.16 "Arreglo General de los Colados para Empaque del Codo Inferior de las Tuberías a Presión", muestra a manera de detalle, todos los elementos empleados y su disposición para el empaque con concreto hidráulico de los codos inferiores de las tuberías a presión.

FIGURA VI.16 ARREGLO GENERAL DE LOS COLADOS PARA EMPAQUE DEL CODO INFERIOR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



ETAPA 2 EMPAQUE DE CONCRETO EN LA RAMA INCLINADA

Una vez empacado el blindaje del codo inferior (del canuto 65-64 al 53-52), ver la Figura VI.15 "Arreglo General del Empaque con Concreto Hidráulico del Codo Inferior", así como el tapón del túnel ramal inferior terminado en la elevación 61.5 msnm (metros sobre el nivel del mar) en cada una de las tuberías a presión, se procedió a ejecutar el empaque de las ramas inclinadas.

En las unidades uno y tres, ésta actividad fue realizada en 8 colados y en la unidad dos, por ser la última de las tres tuberías en empacarse, debido a las experiencias obtenidas y al avance que presentaron los trabajos de montaje del blindaje, solo fue necesario ejecutar el empaque en 6 colados.

La realización de todos los colados para empaque en esta parte de las tuberías a presión, estuvo condicionada a la liberación de soldadura del blindaje montado, ejecutándose tramos de acuerdo al avance presentado y delimitándose los mismos horizontalmente mediante trazo topográfico por elevaciones, debido precisamente a que todos estos colados fueron realizados en forma horizontal.

Debido a las características del tramo recto inclinado no fue necesario la utilización de cimbra-tapón.

El procedimiento de colocación de concreto hidráulico para el empaque de las ramas inclinadas en las tres tuberías a presión, fue realizado utilizando concreto bombeado, para lo cual se contó con una bomba estacionaria para concreto marca Schwing, ubicada en la plataforma de la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar), nivel de arranque en la obra de toma en el exterior y donde de acuerdo al tramo liberado en cualquiera de las tuberías a presión, se desplazaba esta unidad de bombeo.

Así mismo, el concreto elaborado en la planta dosificadora, fue transportado y descargado en el centro de bombeo mencionado en el párrafo anterior, por camiones revolvedoras marca Ford año 1990 de 5 m³ de capacidad, contando generalmente con 9 unidades promedio, las cuales fueron las necesarias para efectuar cada uno de los colados de manera continua.

El tiro de concreto para el empaque de estas estructuras se realizó por medio de una línea de tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro, dispuesta mediante apoyos y troqueles de tramos de varilla de 1" (2.54 cm) de diámetro, ancladas en la roca a todo lo largo del ramal inclinado entre el blindaje en proceso de montaje y la roca, por el lado izquierdo en el sentido del flujo.

Dicha tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro, fue colocada en tramos de 3.05 m de longitud con ranura en los extremos para la colocación de abrazaderas tipo rápido (juntas Gibault), sin colocarles el empaque de hule para facilitar en cada tramo la expulsión de aire concentrado a todo lo largo de la tubería, evitando de esta manera la formación de vacío y un posible taponamiento de la tubería que pudiera ocasionar la suspensión parcial o total del colado y por ende el desperdicio de concreto fabricado, debido al acumulamiento de los camiones ollas en espera de descarga en el centro de bombeo de la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar).

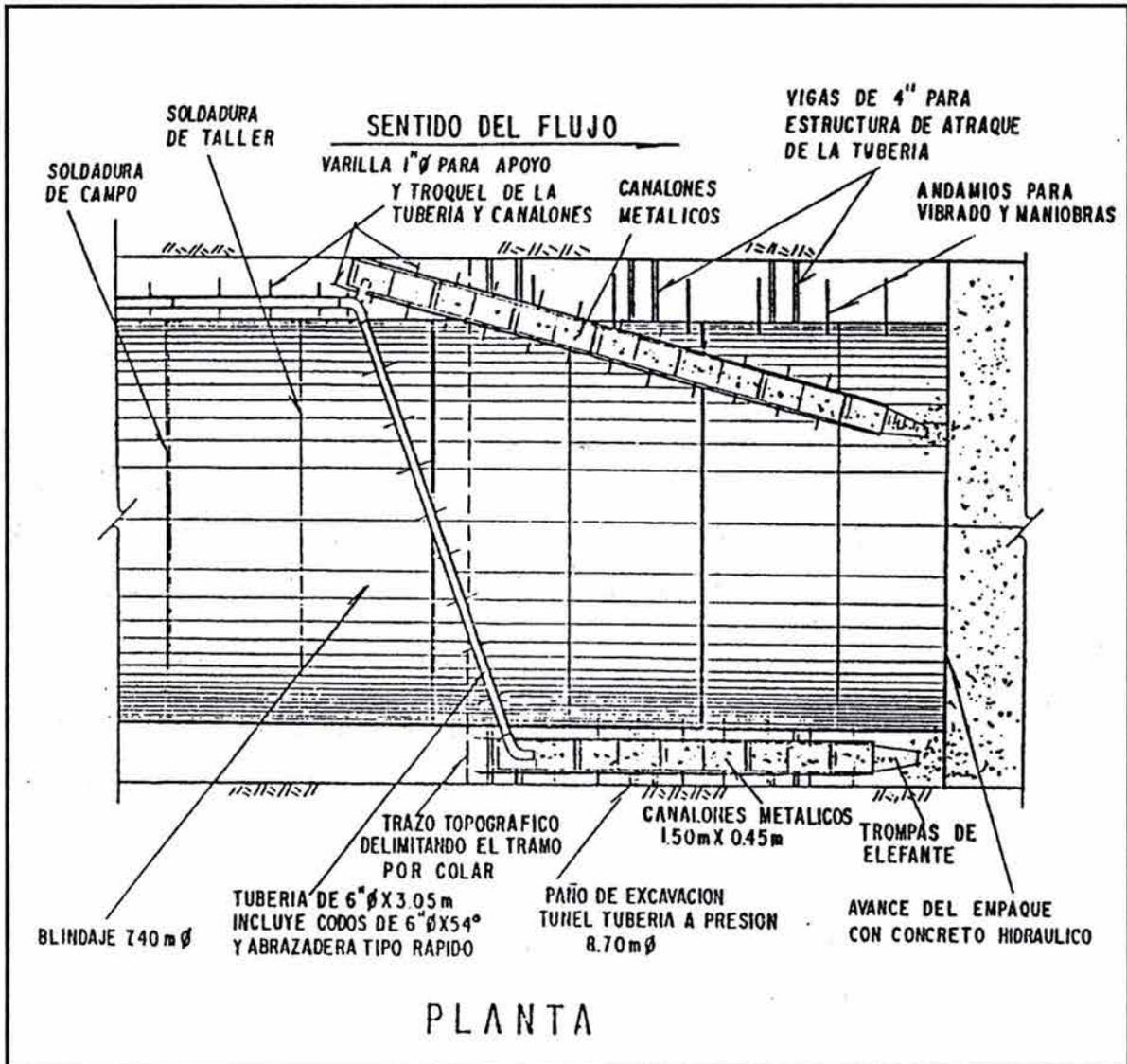
Por otra parte, debido a pequeños problemas causados ocasionalmente por la falta de limpieza en el interior de la tubería de colocación de concreto, fue necesaria la instalación de una válvula de 1" (2.54 cm) de diámetro, en un tramo de dicha tubería cercana al equipo de bombeo, mediante la cual antes de iniciar un colado, se procedía a inyectar agua y aire, lográndose con esto una limpieza completa en todo el interior del conducto.

De acuerdo al procedimiento empleado para el empaque del blindaje, este se hizo de abajo hacia arriba, tal como se muestra en la Figura VI.17 "Arreglo General para Empaque con Concreto Hidráulico de la Rama Inclinada de las tuberías a Presión", también se observa en esta figura que la línea de tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro, antes de llegar a la elevación indicada (mediante trazo) del colado por efectuarse, se bifurca mediante un codo de 54° por el lado derecho (en el sentido del flujo) y por abajo del blindaje continua instalada dicha tubería hasta llegar al punto medio entre el blindaje y la roca (en la zona del muro), finalizando la misma mediante otro codo de iguales características, a partir de aquí y con la finalidad de evitar la segregación del concreto en su fase de colocación, el tiro fue auxiliado con canalones metálicos lisos de dimensiones 1.50 m por 0.45 m, dejándose una distancia libre entre el último canalón y la zona de colocación de concreto, en este último canalón se dispuso de un repartidor con conos metálicos (trompas de elefante) que permitieron de forma adecuada distribuir el concreto en capas uniformes y horizontales. Por el lado izquierdo, mediante el uso del mismo codo de bifurcación, se logró disipar de manera eficaz la fuerza de caída del concreto debido a la velocidad que esta alcanzaba por la longitud de recorrido considerable en los primeros colados, posterior a este codo, se colocaron canalones y trompas de elefante dispuestos en la misma forma que el otro tiro.

Para los dos tiros, debido a la disposición aérea de los canalones, el apoyo y troqueles de fijación consistieron en tramos de varilla de 1" (2.54 cm) de diámetro soldadas y apoyadas en el blindaje. Con esta disposición del tiro de concreto no se observaron segregaciones del concreto colocado.

Es de mencionarse que a medida que fue progresando el empaque del blindaje, se fue recuperando la tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro, recortándose los tiros para la colocación de concreto de acuerdo a la liberación de tramos de blindaje.

FIGURA VI.17 ARREGLO GENERAL PARA EMPAQUE CON CONCRETO HIDRÁULICO DE LA RAMA INCLINADA DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



De manera similar a las preparaciones previas al empaque del codo inferior, en las ramas inclinadas fueron colocados tubos de PVC entre los barrenos del blindaje y la roca en la zona de la clave y muros, tales trabajos son para la realización de las inyecciones de consolidación y de contacto concreto-roca.

Una vez efectuada la colocación y preparación de los tiros, los colados propiamente dichos, para empaque de las ramas inclinadas fueron ejecutados de la siguiente manera:

Se procedió a lubricar la tubería del colado con mortero (cemento-agua-arena), continuando con la colocación del concreto hidráulico, el cual generalmente presentó las siguientes características: concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, revenimiento de 12 cm más menos 2 cm con agregados de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) y $1 \frac{1}{2}$ " (38 mm) de diámetro y temperatura promedio de 21°C.

Es importante mencionar que durante el proceso de los colados para empaque del blindaje, el concreto no presentó problemas de endurecimiento durante el proceso de fabricación, transporte y descarga en el equipo de bombeo, por lo que solo en casos aislados al concreto en campo se le adicionaron 2 litros de aditivo fluidizante Pozzolith 322-R tipo "D" directamente en el camión olla, obteniéndose de ésta manera la fluidez necesaria del concreto en la zona de colocación.

La colocación del concreto en la rama inclinada, a pesar de sus características geométricas (inclinación de 52° con respecto a la horizontal) y de efectuarse los colados en un plano inclinado, se hizo para cada empaque conservando la horizontalidad. La descarga del concreto en el sitio de colado, como se mencionó anteriormente y se puede ver en la Figura VI.17 "Arreglo General para Empaque con Concreto Hidráulico de la Rama Inclinada de las Tuberías a Presión", se realizó en su posición final de colocación por medio de conos repartidores, minimizando de esta manera la segregación. El concreto fue colocado en capas horizontales, verificándose en todo momento la distribución y colocación uniforme del concreto tierno (fresco) sobre el concreto aun no fraguado, acomodando y ligando las capas con vibradores de inmersión de 3" (7.62 cm) de diámetro, accionados neumáticamente, evitando con esto posibles huecos en la estructura y

logrando una adecuada compactación.

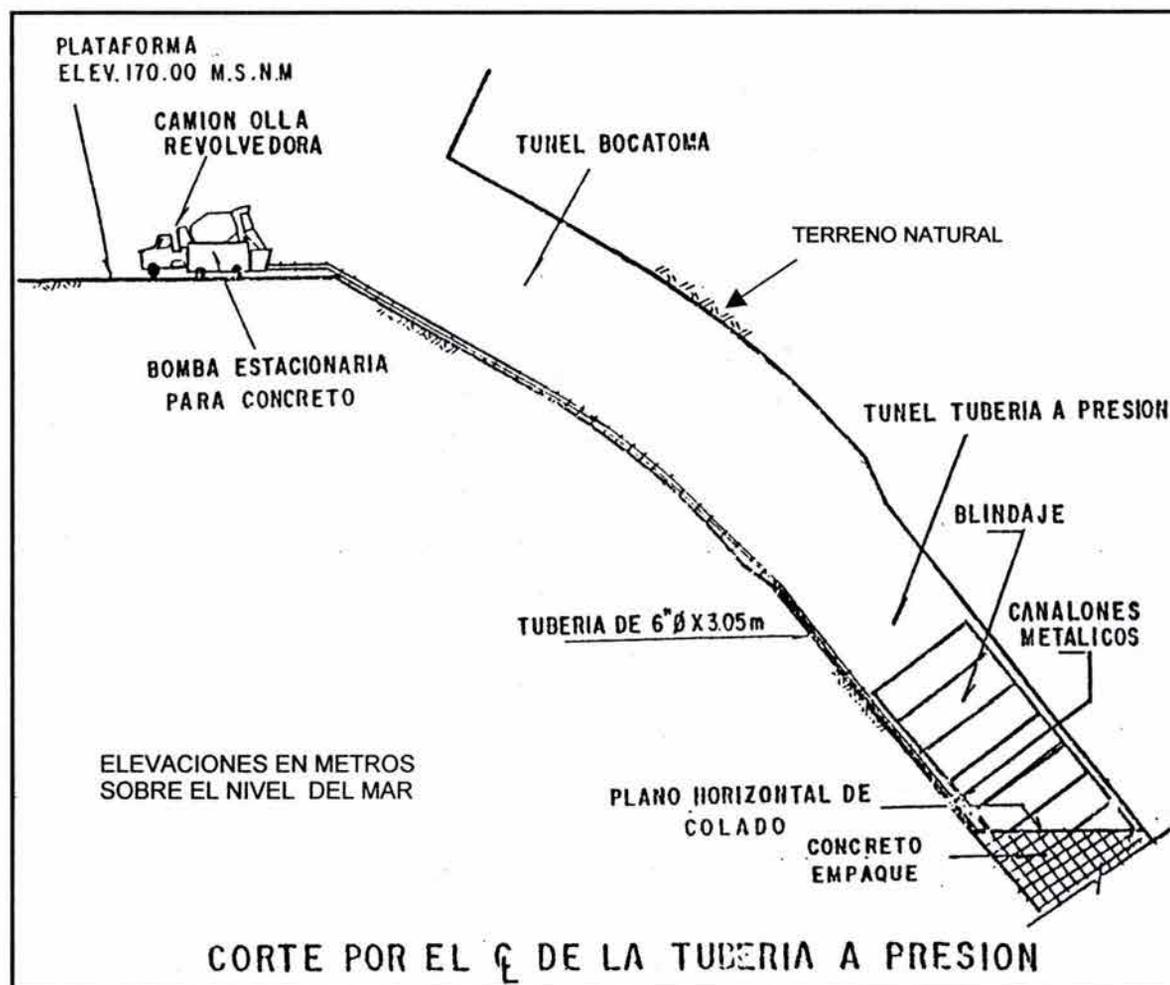
Los colados para empaques fueron ejecutados de tal forma que entre concretos masivos contiguos (concretos con espesores mayores a 100 cm), se dejó transcurrir un lapso de 72 horas como mínimo, antes de realizar el siguiente colado.

Posterior a la ejecución de cada colado, se procedió a preparar la junta del mismo para dar continuidad al siguiente tramo (empaque), para ello se realizó el escarificado en toda la superficie mediante el uso de martillo neumático, quitando la película de mortero y dejando el agregado expuesto, libre de polvo y partículas extrañas. Se evitó escarificar con agua a presión, ya que por lo regular se realizaba soldadura del blindaje en zonas cercanas al empaque (el agua afecta la soldadura cuando esta se está aplicando o es reciente, por que se corre el riesgo que dicha soldadura al contacto con el agua se cristalice).

Cabe señalar la importancia que tuvo la constante comunicación mediante radios portátiles, por un lado entre el centro de bombeo establecido en la plataforma de la obra de toma en la elevación 170 msnm (metros sobre el nivel del mar) y la planta dosificadora de concreto y por otro entre dicho centro de bombeo en el exterior y la zona final de colocación de concreto en el interior del túnel, solucionándose de esta manera problemas eventuales, permitiendo optimizar el ciclo de fabricación, transporte y descarga del concreto y satisfacer de manera rápida y eficaz los requerimientos necesarios durante la ejecución de los colados.

En la Figura VI.18 “Colocación de Concreto para Empaque del Blindaje de las Tuberías a Presión”, se muestra a manera de detalle en corte, la colocación de concreto hidráulico para empaque del blindaje.

FIGURA VI.18 COLOCACIÓN DE CONCRETO PARA EMPAQUE DEL
BLINDAJE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



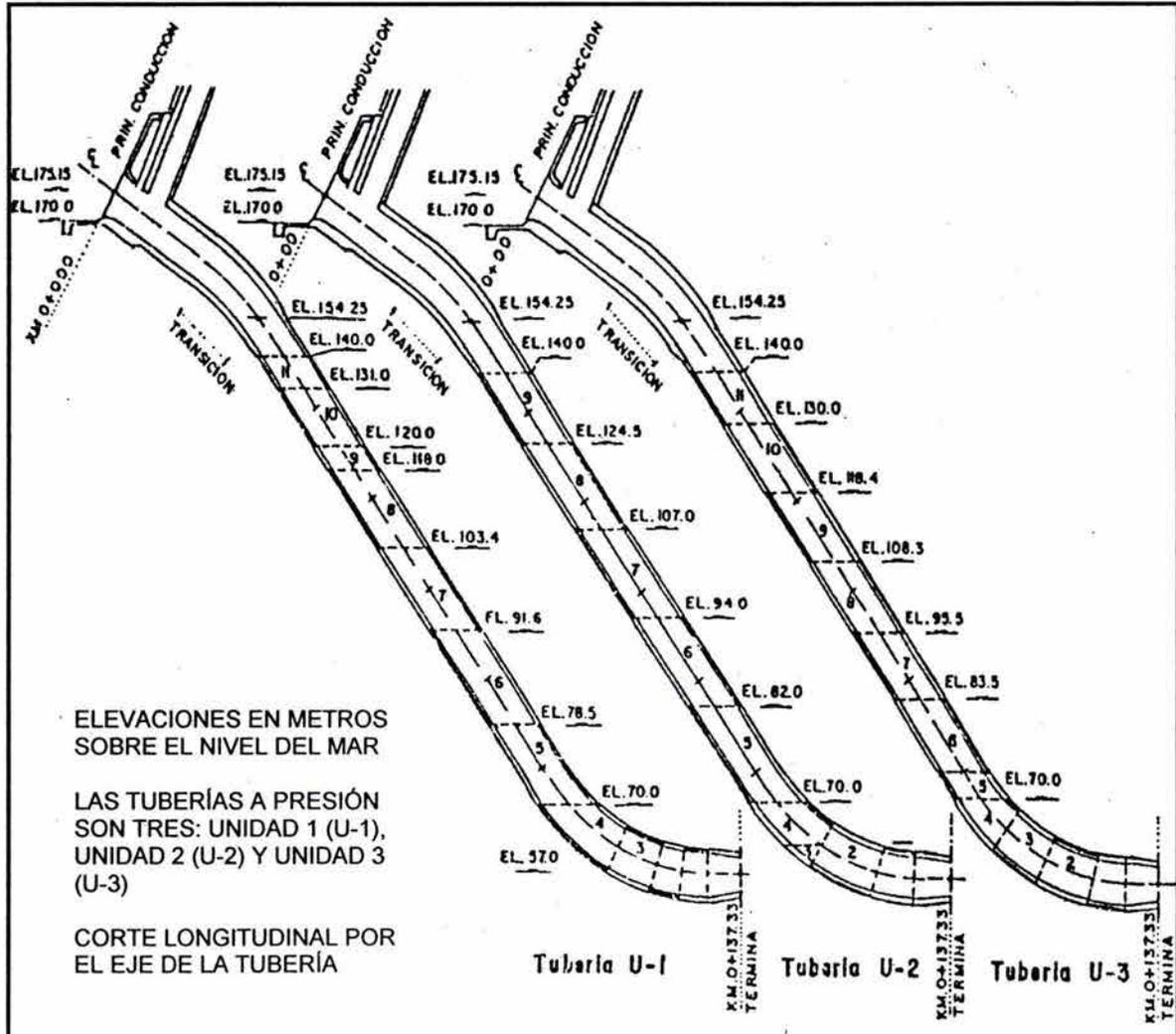
La secuencia de los colados para empaque de las ramas inclinadas y los codos inferiores de las tuberías a presión (unidades 1,2 y 3) fue la siguiente:

Unidad tres, el empaque se ejecuto del 26 de octubre de 1992 al 17 de febrero de 1993, con un volumen de concreto hidráulico colocado de 4,894.50 m³.

Unidad uno, el empaque se efectuó del 27 de noviembre de 1992 al 4 de marzo de 1993, con un volumen de concreto hidráulico colocado de 5,123 m³.

Unidad dos, el empaque se realizó del 9 de enero de 1993 al 8 de marzo de 1993, con un volumen de concreto hidráulico colocado de 5,596.50 m³. De esta manera las tres unidades de las tuberías arrojaron un volumen de concreto hidráulico total colocado de 15,614 m³, obteniéndose un rendimiento mensual de 2,602.3 m³, cabe aclarar que dicho rendimiento estuvo condicionado al avance del montaje de la tubería metálica. En la Figura VI.19 "Empaque del Blindaje de las Tuberías a Presión", se presenta el avance por colados para empaque de las tuberías a presión.

FIGURA VI.19 EMPAQUE DEL BLINDAJE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



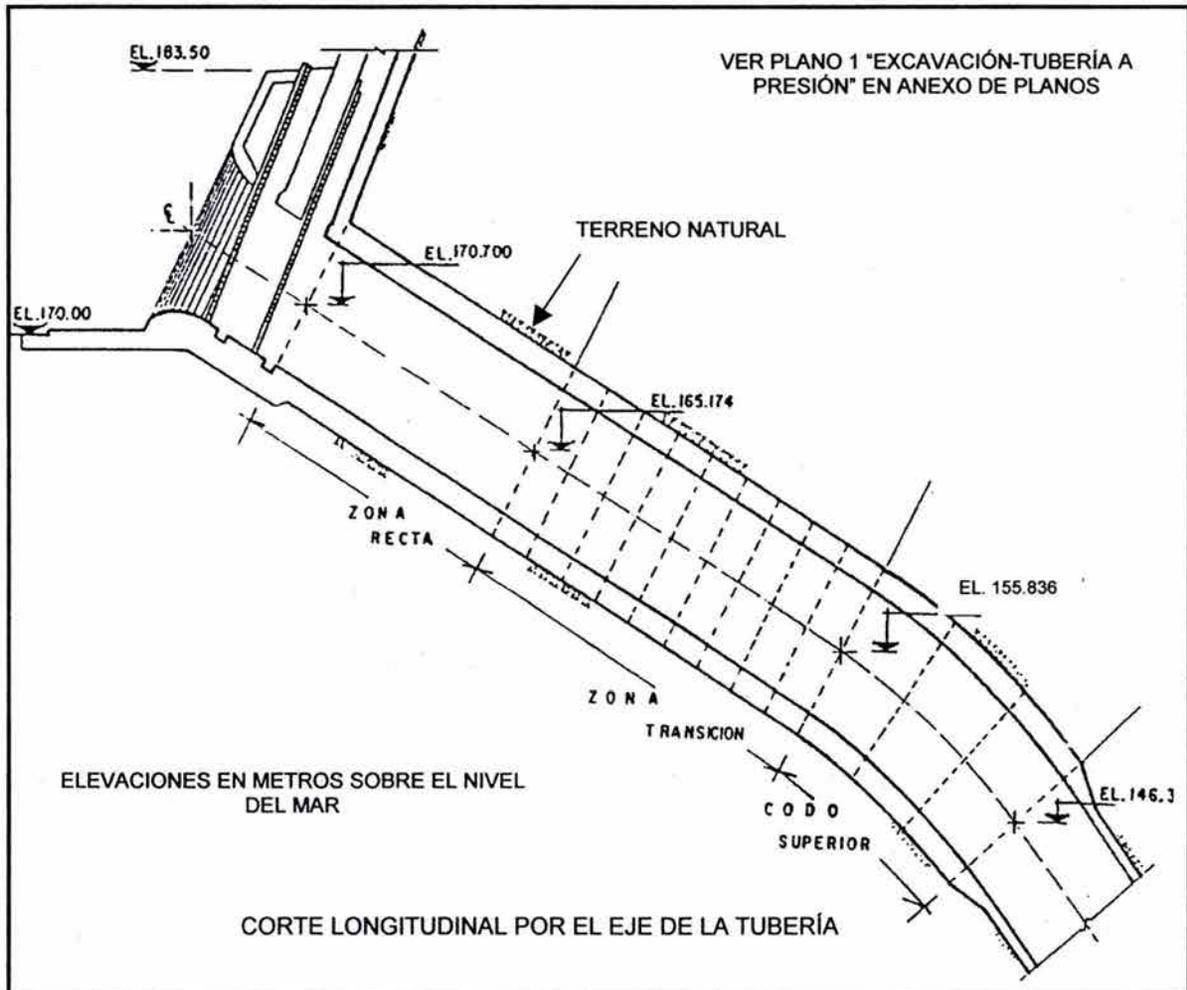
VI.4.3 COLADO DEL CODO SUPERIOR, ZONA DE TRANSICIÓN Y SECCIÓN RECTANGULAR (BOCATOMA)

El tramo de codo superior, zona de transición y sección rectangular, se puede observar en la Figura VI.20 “Codo Superior, Zona de Transición y Sección Rectangular de las Tuberías a presión” y comprende de la elevación 146.358 a la elevación 155.836 para el codo superior; de la elevación 155.836 a la elevación 165.174 para la zona de transición y de la elevación 165.174 a la elevación 170.700 para la sección rectangular, las elevaciones están en msnm(metros sobre el nivel del mar). Dicho tramo esta ubicado entre las guías de compuertas de la obra de toma y el inicio del blindaje de las tuberías a presión y su revestimiento como se mencionó en el subcapítulo VI.1 “Generalidades” consistió en concreto hidráulico reforzado. Prácticamente las actividades que conciernen a la construcción del codo superior y zona de transición (de rectangular a circular), dieron inicio con los habilitados de cimbra y acero de refuerzo y esto sucedió mientras se realizaba el empaque de concreto hidráulico en las tuberías a presión. Esto cobra importancia debido a que se dió margen a la continuidad de los trabajos de colocación de concreto en cuanto se terminase con el empaque de la zona blindada.

VI.4.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE LA CIMBRA EN EL CODO SUPERIOR Y ZONA DE TRANSICIÓN

La cimbra de madera fabricada se analizó previamente considerando todos los factores que influyen en forma directa al momento de efectuarse la colocación del concreto tales como: área de sección representativa, volumen promedio por sección, velocidad de colado, distribución de presiones, temperatura del concreto, etc. respetándose siempre las dimensiones de las tuberías a presión en esta zona. A continuación se describe, el habilitado, transporte y montaje, así como el acabado final de la cimbra en al codo superior y zona de transición.

FIGURA VI.20 CODO SUPERIOR, ZONA DE TRANSICIÓN Y SECCIÓN
RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



a) HABILITADO DE CIMBRA

Las labores de habilitado de cimbra para el codo superior y la zona de transición, se desarrollaron en el taller general de carpintería, situado en la margen izquierda del río Santiago a un costado del puente (el cual se ubica aguas abajo de la cortina de esta Central Hidroeléctrica, este puente se construyó sobre el río Santiago para asegurar el acceso a la obra en todo momento).

La cimbra habilitada para el codo superior y zona de transición es de las mismas características y de acuerdo a las geometrías señaladas en los planos de proyecto.

La cimbra del codo superior se construyó en 9 secciones con diámetro de 7.40 m y una altura de 1.598 m cada uno para formar una longitud total de 14.384 m; respecto a la cimbra habilitada para la zona de transición, pasa de una sección circular de 7.40 m de diámetro a una sección rectangular de 5.82 m de ancho por 7.40 m de altura a través de una longitud de 18.131 m, la cimbra también se fabricó en 9 módulos 2.02 m de altura cada uno, con geometría uniformemente variada que podemos observar en la figura VI.21 “Secciones de Transición de Rectangular a Circular”.

La cimbra construida fue de madera cepillada de doble duela de 2 cm cada una, unida a una doble cercha (para dar la curvatura) de tablón con una separación a cada 40 cm y cubierta con un forro adicional de triplay de 3 mm que es el que estuvo posteriormente en contacto con el concreto hidráulico para darle el acabado requerido.

La doble cercha de tablón esta soportado por una estructura metálica interna hecha a base de perfil rectangular tipo “I” de 6” (15.24 cm) por 4” (10.16 cm) para la transición y de ángulo de 2” (5.08 cm) de ancho por ¼” (6.35 mm) de espesor para la zona del codo superior, en ambas estructuras se colocaron en el centro de la cimbra formando una cuadrícula metálica rigidizante capaz de impedir deformaciones durante el manejo en el sitio, así como absorber los esfuerzos que se produjeran al momento en que se llevara a cabo la colocación de concreto, la separación a la cual se colocó la cuadrícula fue a cada 80 cm, como se puede observar en la Figura VI.22 “Estructura Metálica Interior de la Cimbra”, el tipo de estructura metálica rigidizante empleada.

FIGURA VI.21 SECCIONES DE TRANSICIÓN DE RECTANGULAR
A CIRCULAR

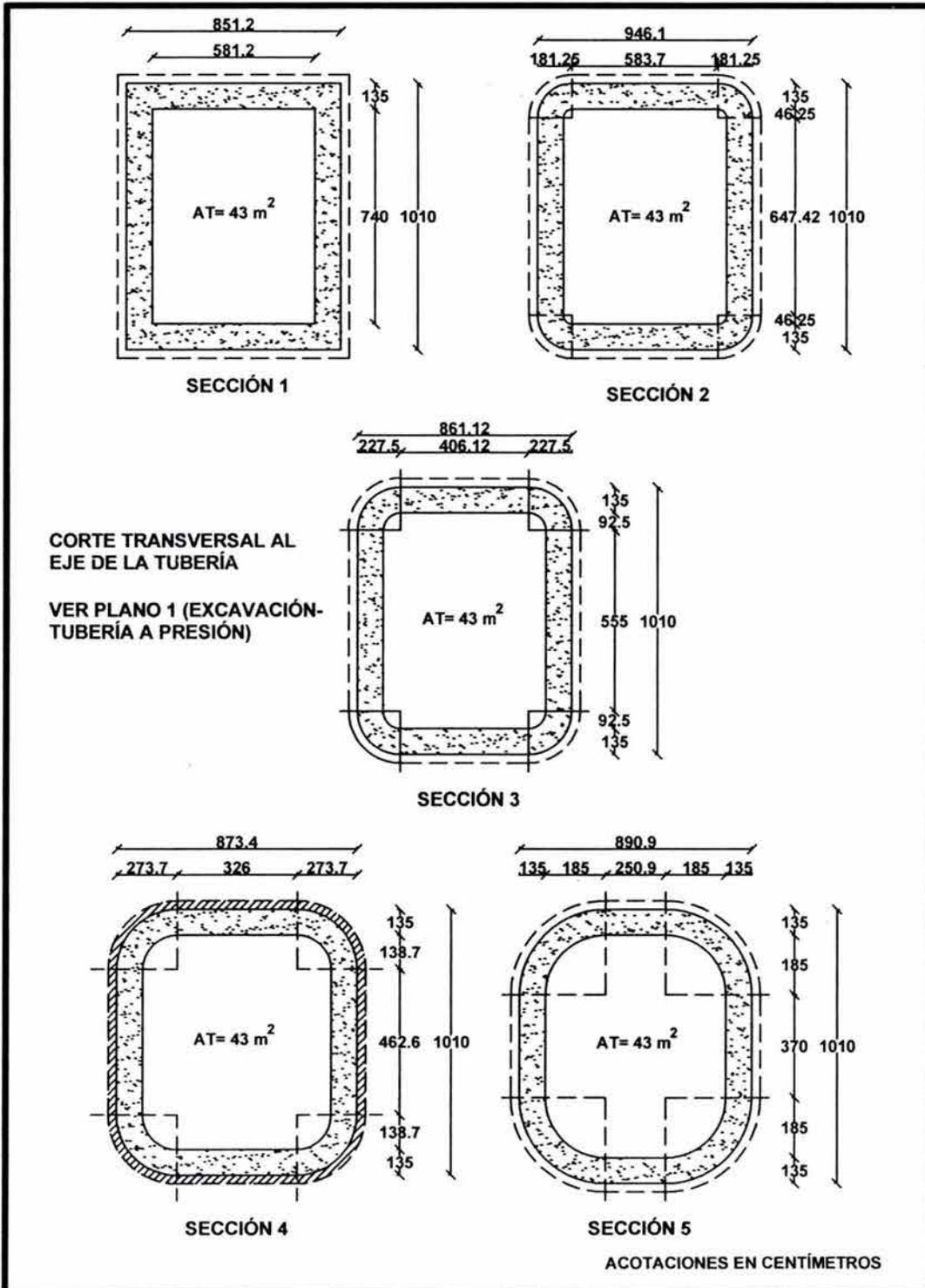


FIGURA VI.21 SECCIONES DE TRANSICIÓN DE RECTANGULAR
A CIRCULAR

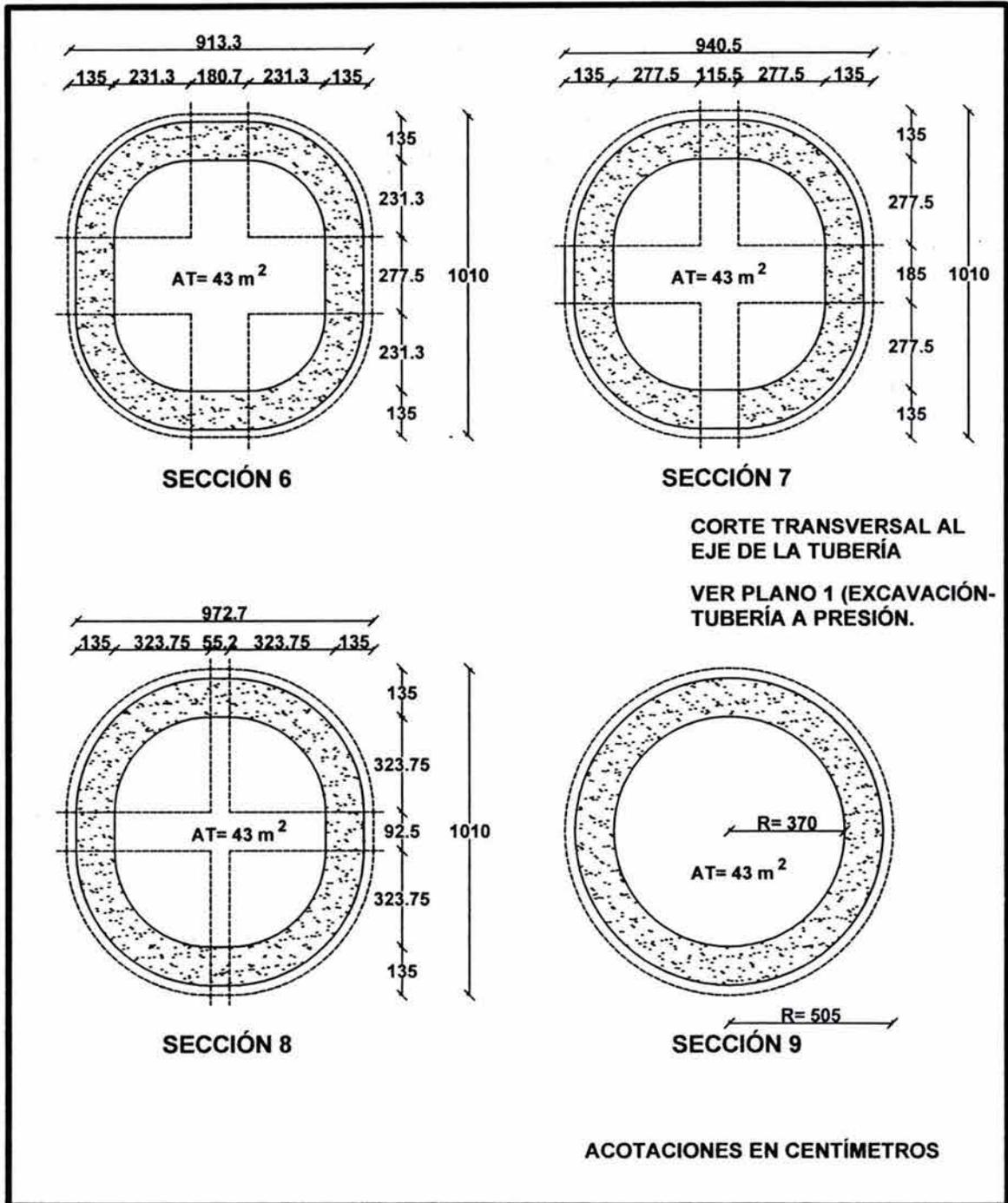
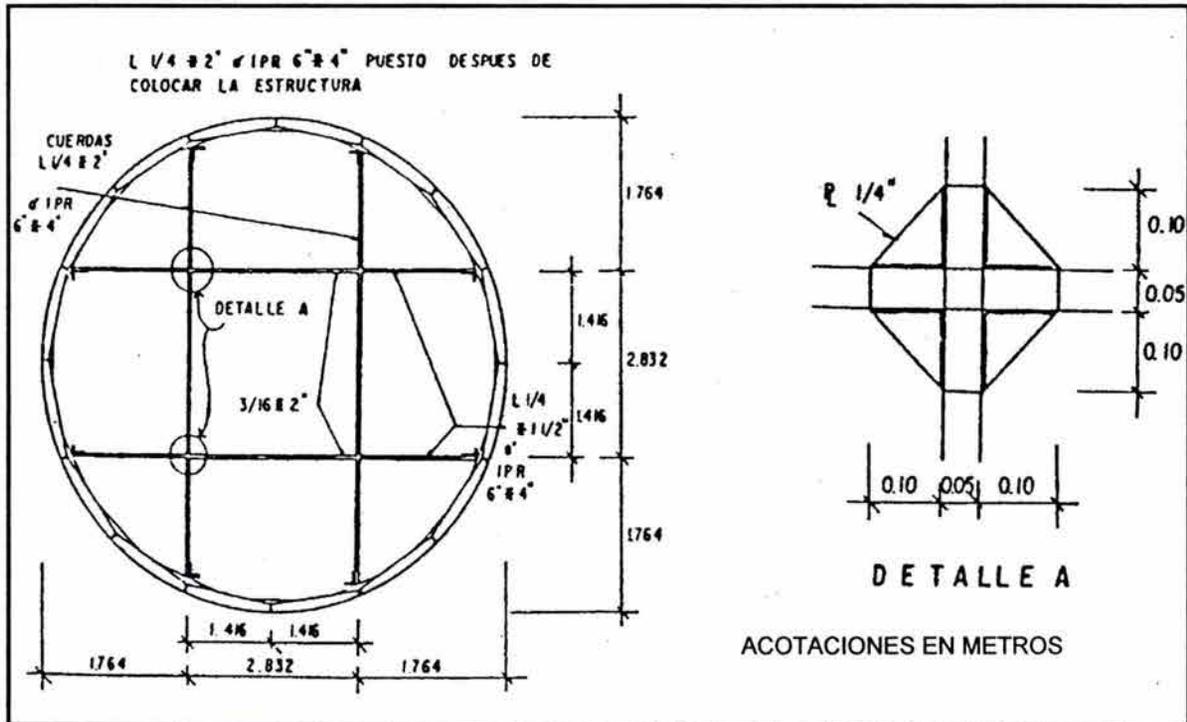


FIGURA VI.22 ESTRUCTURA METÁLICA INTERIOR DE LA CIMBRA



b) TRANSPORTE Y MONTAJE DE LA CIMBRA DEL CODO SUPERIOR Y ZONA DE TRANSICIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

Una vez concluido el proceso de fabricación de la cimbra, se procedió al transporte de ésta al sitio en donde habría de emplearse, esto se logró haciendo uso de una grúa de 20 toneladas y un camión para carga tipo cama baja, con los que se desarrollaron las maniobras para ascenso, transporte y descenso de la cimbra del taller general de habilitado al canal de llamada de obra de toma o sus inmediaciones.

La siguiente actividad fue la de impermeabilizar la cimbra, para evitar que se presentaran cambios de dimensiones no acordes a lo proyectado o deterioros ocasionados por la humedad existente en el medio ambiente. Este tipo de curado

de la cimbra se realizó por medio de impregnación de aceite a toda la superficie que posteriormente estaría en contacto directo con el concreto hidráulico.

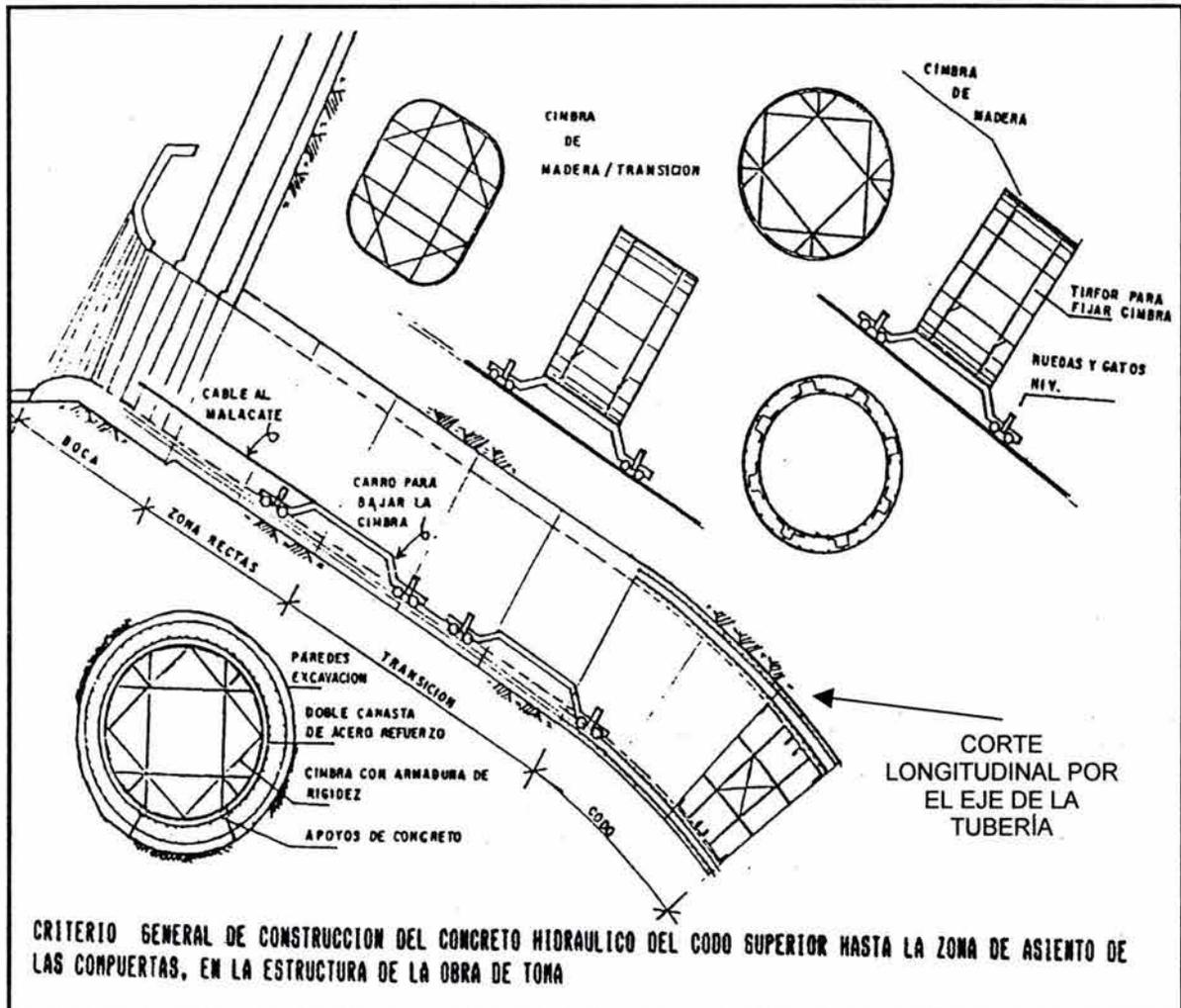
Para el proceso de montaje de la cimbra del codo y transición de las tuberías a presión, se empleó el mismo sistema que para el montaje de la tubería metálica en la rama inclinada, el cual consistió en que las cimbras para el codo se conectaron en el exterior de tres en tres previamente antes del inicio del descenso y en series de dos para la transición, uniéndose entre sí sus elementos de madera y metal, para manejarse en forma similar a como se realizó el montaje de los canutos (anillos) metálicos, incluso se utilizó el mismo equipo de montaje, tales como: malacates y muertos de concreto, así como los carros auxiliares en el descenso hacia el interior de la conducción, explicados en el Capítulo V “Blindaje Metálico”.

Por lo que una vez que se tuvo la cimbra en el sitio de montaje, se procedió a su colocación sobre el carro de descenso mediante una grúa, para de inmediato seguir con las actividades de descenso por medio del malacate hacia el interior de la conducción a presión y hasta la posición que le corresponde según su geometría.

El siguiente paso consistió en la ubicación correcta de la cimbra y esto se logró haciendo uso de los gatos hidráulicos del carro de montaje para levantar o bajar la cimbra estructural, según las necesidades existentes en base a la alineación y nivelación topográfica, hasta lograr que la cimbra coincidiera y estuviese acorde a lo proyectado.

Este proceso de posicionamiento de la cimbra se puede observar en la Figura VI.23 “Elementos Empleados en el Cimbrado”.

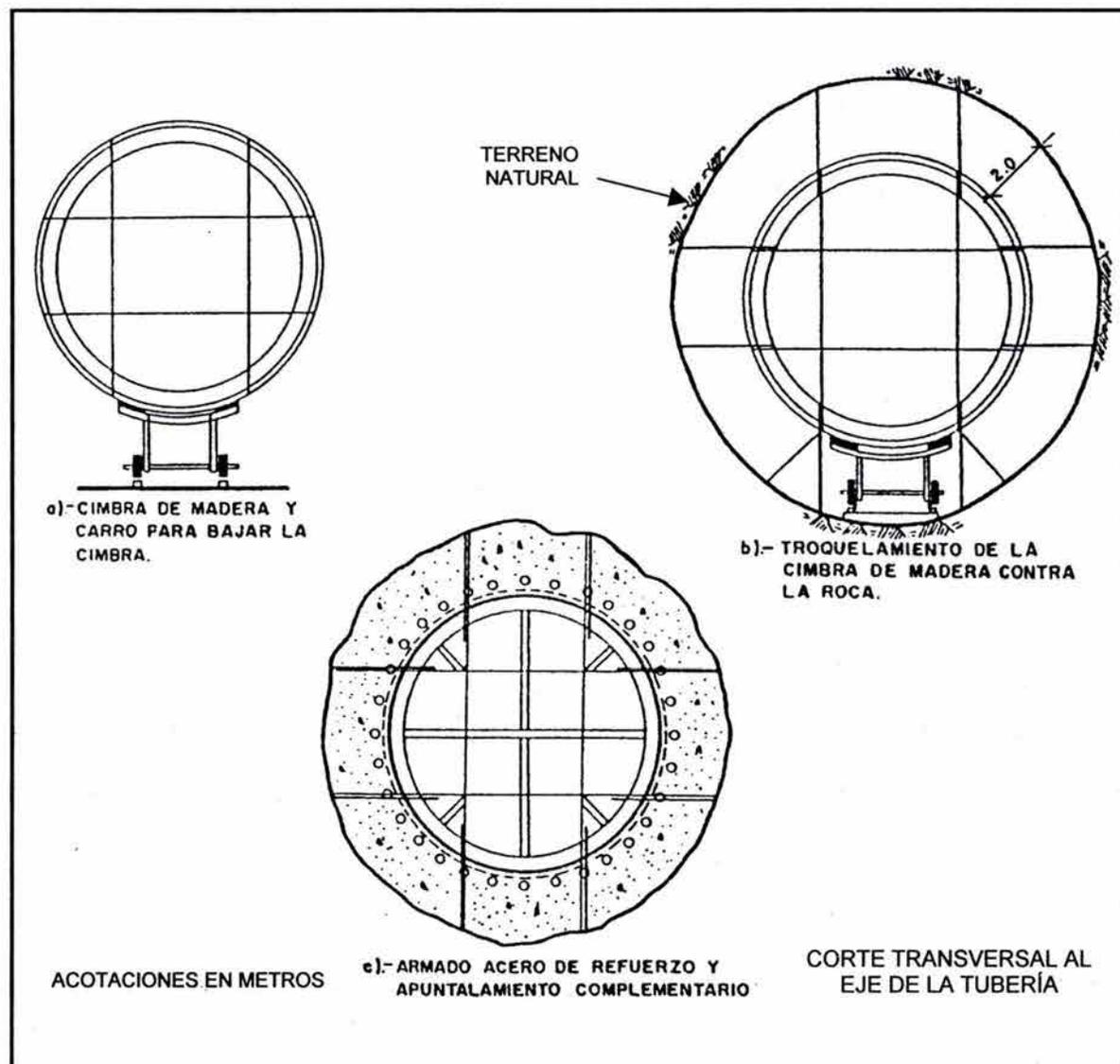
FIGURA VI.23 ELEMENTOS EMPLEADOS EN EL CIMBRADO



Una vez concluidos los trabajos de posicionamiento y nivelación de la cimbra, se procedió a efectuar la fijación y troquelamiento de la misma, mediante la colocación de puntales de varilla de 1 ½" (38 mm) de diámetro, apoyadas firmemente en la roca y soldando uno de sus extremos a la armadura de rigidez interior.

A continuación se describe gráficamente mediante la Figura VI.24 "Fases del Cimbrado en el Codo Superior y la Zona de Transición de las Tuberías a Presión".

FIGURA VI.24 FASES DEL CIMBRADO EN EL CODO SUPERIOR Y LA ZONA
DE TRANSICIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



c) ACABADO FINAL DE LA CIMBRA DEL CODO SUPERIOR Y ZONA DE TRANSICIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

En cuanto se montó y troqueló la cimbra en su sitio correspondiente de la conducción, se realizaron las labores de colocación de un forro de triplay de 3 mm de espesor para cubrir en su totalidad la superficie de la duela.

El forro de triplay de 3 mm es la superficie que posteriormente estaría en contacto directo con el concreto hidráulico y su función es garantizar un acabado fino, tal como lo señalan las normas de control de calidad del concreto para diversas estructuras de ésta Central Hidroeléctrica.

La calidad que le corresponde a esta estructura es el acabado F-4, el cual se aplica en superficies donde el alineamiento y la regularidad sean extremadamente precisos, a fin de evitar los efectos destructivos del agua que fluye a gran velocidad (en cuyo caso se encuentran: compuertas de salida, tubos de aspiración, túneles vertedores y por supuesto tuberías a presión). Las formas deben ser resistentes y mantenerse en el alineamiento prescrito con firmeza y precisión, pudiéndose construir con cualquier material que produzca la superficie especificada, como puede ser: madera machimbrada, de chapa o acero.

VI.4.3.2 COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN EL CODO SUPERIOR Y LA ZONA DE TRANSICIÓN

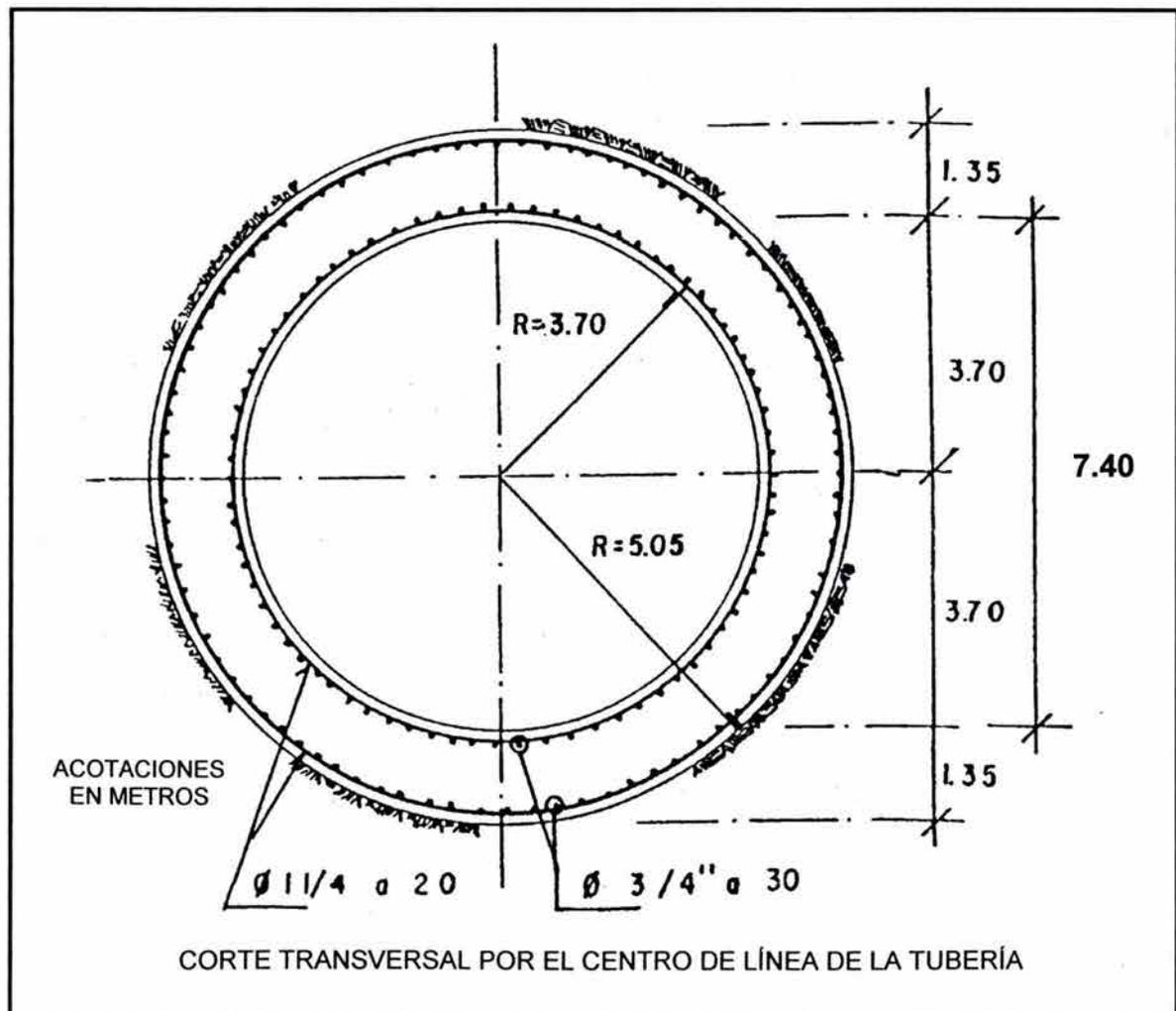
Simultáneamente a las maniobras de lanzado y montaje de la cimbra del codo superior, se realizaron las actividades de habilitado de acero de refuerzo para las áreas del codo superior y gran parte para la zona de transición de tuberías a presión.

Cabe hacer mención con respecto a esto último que el área de habilitado de acero de refuerzo se localizó en el canal de llamada de obra de toma en la elevación 170 msnm a un costado de la bocatoma de la unidad 1 de las tuberías, lo cual es relevante dada la cercanía existente con las áreas de actividades y facilitar con esto la agilización y movilización de todo el material a emplearse en le frente de trabajo, dando como resultado mayores avances en cuanto a productividad.

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

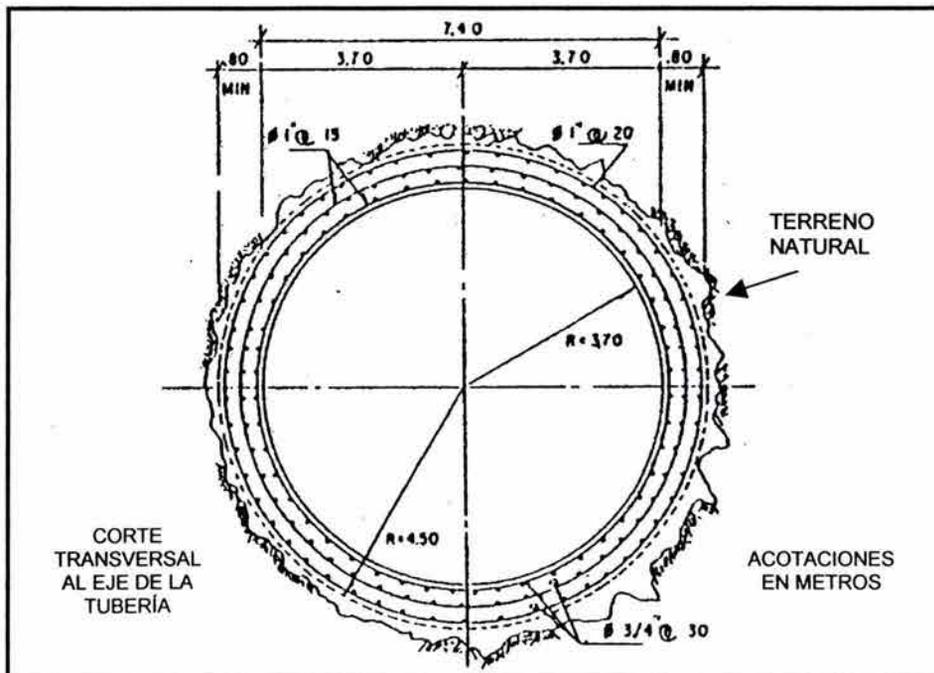
Otro hecho relevante fue la modificación al proyecto en lo referente al armado de acero de refuerzo del codo superior, que originalmente era de 2 capas de anillos de diámetro 1 ¼" (3.17 cm) a cada 20 cm en sentido transversal y de ¾" (19 mm) a cada 30 cm en sentido longitudinal, ambos referidos al eje de la conducción tal como se muestra en la Figura VI.25 "Proyecto Original del Armado de Acero de Refuerzo en el Codo Superior".

**FIGURA VI.25 PROYECTO ORIGINAL DEL ARMADO DE ACERO DE
REFUERZO EN EL CODO SUPERIOR**



Pero debido a la existencia de bajo excavaciones en esta zona que impedían el buen cumplimiento marcado por el proyecto y dada la celeridad que emanaba del programa de construcción, fue necesario analizar la alternativa entre realizar actividades concernientes a la extracción de las mencionadas bajo excavaciones o modificar el espesor de concreto del codo superior pero respetándose la misma área hidráulica. Siendo ésta última alternativa la que prevaleció debido a las ventajas que representa la aceleración de los trabajos y por consiguiente la disminución del periodo de ejecución de la obra civil en lo que respecta a esta sección del codo superior de las tuberías a presión. Por lo cual se realizó una revisión del diseño estructural, basándose en el seccionamiento topográfico realizado a las tuberías a presión y en módulo de elasticidad de la roca, lo que dio como resultado simplificar los armados y disminuir a 80 cm el espesor mínimo de concreto según se muestra en la Figura VI.26 "Proyecto Modificado del Acero de Refuerzo en el Codo Superior".

FIGURA VI.26 PROYECTO MODIFICADO DEL ACERO DE REFUERZO EN EL CODO SUPERIOR



Por último es necesario recalcar que el traslado del acero habilitado del taller local al codo superior y zona de transición se hizo en forma manual para las unidades 1 y 2 de las tuberías y con auxilio de una grúa y un camión plataforma para la unidad 3 hasta la entrada o relativamente cerca de los muros elípticos y en forma manual a partir de este lugar hasta el interior de la tubería a presión.

El rendimiento promedio de colocación de acero de refuerzo en el codo superior fue de 15 anillos por turno de 12 horas con una cuadrilla integrada de 6 oficiales fierros auxiliados con 6 ayudantes que nos da una producción aproximada de 256 kg por turno por pareja.

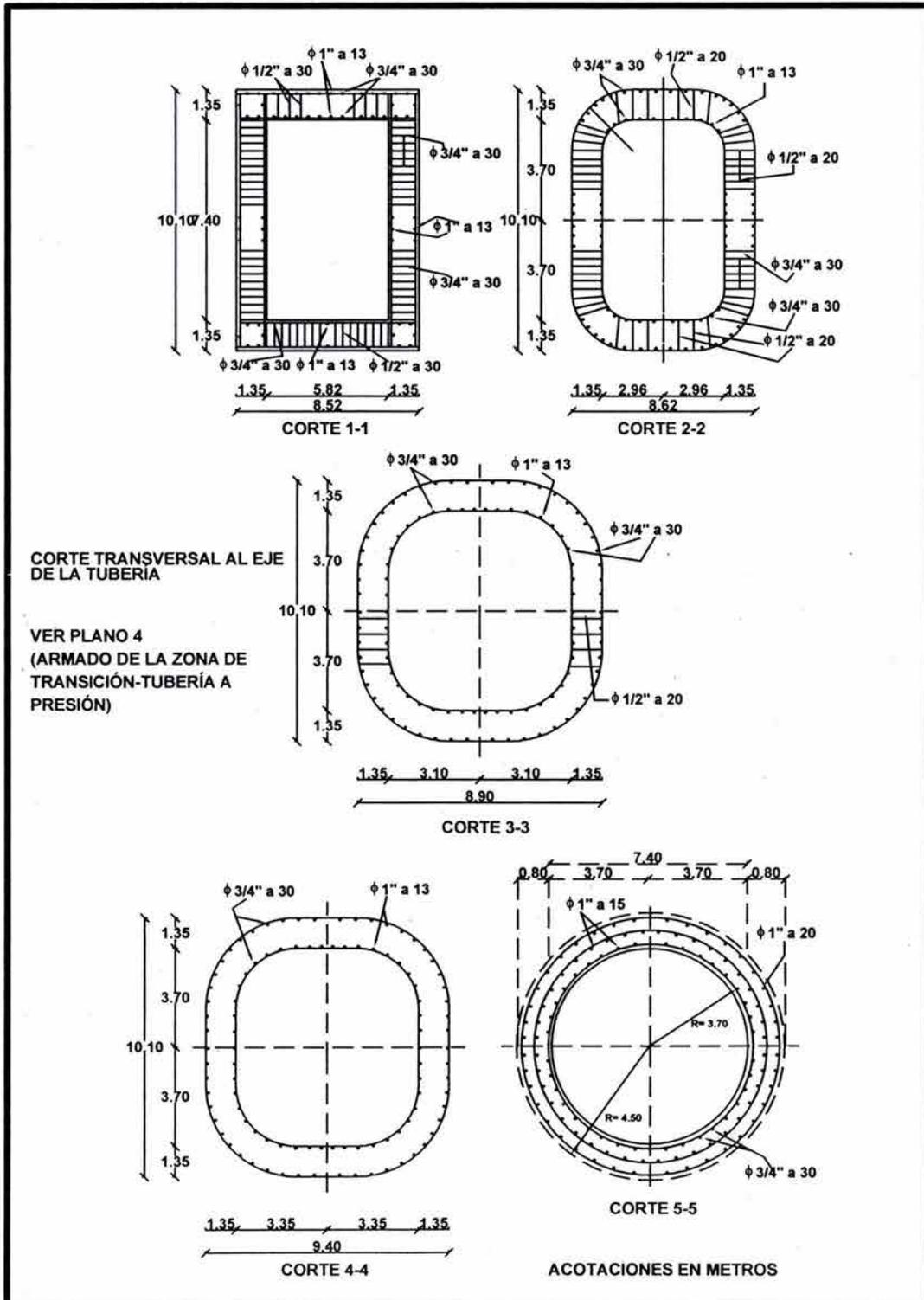
Mediante la Figura VI.27 “Acero de Refuerzo Colocado en la Zona de Transición”, se puede apreciar 5 diversas secciones que muestran el tipo de acero de refuerzo colocado en la zona de transición, el cual variaba uniformemente de forma circular a rectangular.

En general se colocaron 42.591 toneladas de acero de refuerzo en el codo superior y 42.849 toneladas de acero de refuerzo en la zona de transición, ambas cantidades por unidad. A continuación se describen los trabajos previos a la colocación de concreto hidráulico en el codo superior y zona de transición.

**a) LIMPIEZA DEL SITIO PARA LA COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO
EN EL CODO SUPERIOR Y ZONA DE TRANSICIÓN DE LAS TUBERÍAS A
PRESIÓN**

El problema mayor presentado antes de efectuarse la colocación de concreto hidráulico en el codo superior y transición, fue la preparación del sitio en lo referente a la limpieza, ya que hubo la necesidad de extraer toda la rezaga o material suelto existente en cada tramo a colarse desde el interior de la conducción a presión hasta la superficie.

FIGURA VI.27 ACERO DE REFUERZO COLOCADO EN LA ZONA DE TRANSICIÓN



La forma como se realizó esta actividad fue por medio de cadenas humanas desde el inicio del codo superior en la elevación 146.358 msnm del interior de la conducción hasta un costado de la losa de asiento de rejillas de la obra de toma a la elevación 170 msnm aproximadamente, que da como resultado una longitud total de 52.286 m con un ángulo de inclinación de 31° con respecto a la horizontal, lo cual da una idea clara del esfuerzo que tuvo que emplearse para poder vencer estas dificultades y efectuar el desalojo de escombros y material suelto para dejar los sitios a colar en condiciones aptas y acordes a lo especificado. Las actividades de limpieza se desarrollaron en forma simultánea y posterior al armado de acero de refuerzo.

b) COLOCACIÓN DE CIMBRA EN TAPONES O FRONTERAS PARA LA JUNTA DE CONSTRUCCIÓN

Un hecho relevante durante el desarrollo de la colocación de concreto en las estructuras del codo superior y zona de transición de las tuberías a presión, fue la utilización de malla de acero tipo desplegable en sustitución de la madera o cimbra rústica que comúnmente se emplea para los tapones o fronteras hasta donde se desea que llegue el llenado de concreto lo cual dio una agilización a varios trabajos previos y posteriores a la realización del colado.

VI.4.3.3 COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO EN EL CODO SUPERIOR Y EN LA ZONA DE TRANSICIÓN

El concreto hidráulico colocado en el codo superior y transición de las tuberías a presión, fue de resistencia a la compresión $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ de acuerdo a lo señalado en los planos de proyecto. El sistema de colocación de concreto que se utilizó fue por bombeo empleándose dos equipos: una bomba estacionaria para concreto marca Schwing modelo BP 3000 HDR y una motobomba marca Schwing modelo PPL/900 HD ambas año 1990 sobre camión con potencia nominal de 210 HP (caballos de fuerza).

La ubicación de este equipo de bombeo fue en el área más cercana a la entrada de cada unidad, dando margen a que hubiese acceso constante en todo momento para efectuar la descarga simultánea. Establecido el equipo de bombeo, el tiro se efectuó mediante 2 líneas de conducción de tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro, tendida a través de todo el eje de conducción.

La compactación del concreto se realizó adecuadamente utilizando regularmente 6 vibradores de inmersión de 2 ½" (6.35 cm) de diámetro, los cuales eran accionados neumática y eléctricamente, evitando mediante este sistema la presencia de huecos o paneles. Normalmente se manejaron revenimientos de 10 más menos 2 cm con tamaño máximo de agregados de 1 ½" (3.81 cm) y temperatura promedio de 23°C, cumpliéndose de esta manera con las especificaciones respectivas.

En general el colado del codo superior se desarrolló en dos etapas para cada unidad colocándose un volumen real total en las tres unidades de 1,980.50 m³ de concreto hidráulico del 14 de marzo al 8 de mayo de 1993. Primeramente se coló la unidad 3 los días 14 y 18 de marzo y se colocó un volumen de 652.50 m³ de concreto; la unidad 1 se coló los días 24 y 28 de marzo y se colocó un volumen del orden de 541.50 m³ de concreto y por último la unidad 2 con un volumen colocado de 786.50 m³ de concreto durante los días 29 de abril y 8 de mayo de 1993.

Para la zona de transición se colocó un volumen total real de 3,701.50 m³ de concreto, en dos etapas por unidad. En el periodo comprendido del 23 de marzo al 14 de mayo de 1993, primeramente se realizaron los colados pertenecientes a la unidad 3 los días 18 de marzo y 23 de marzo con un volumen real colocado de 1,087 m³ de concreto; se prosiguió con la unidad 1 colocándose un volumen real de 1,207.50 m³ de concreto los días 5 y 21 de abril; para finalizar se colocó concreto en la unidad 2 los días 8 y 14 de mayo de 1993 con un volumen real

colocado de concreto de 1,407 m³.

VI.4.3.4 ZONA RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

Es el espacio en el cual la conducción a presión mantiene su geometría rectangular de 7.40 m por 5.812 m en forma constante a través de una longitud de 11.031 m.

También puede decirse que es el inicio de las tuberías a presión a partir de la elevación 170.700 msnm (metros sobre el nivel del mar), prolongándose esta geometría constante hasta la elevación 165.174 msnm punto donde comienza la zona de transición de rectangular a circular.

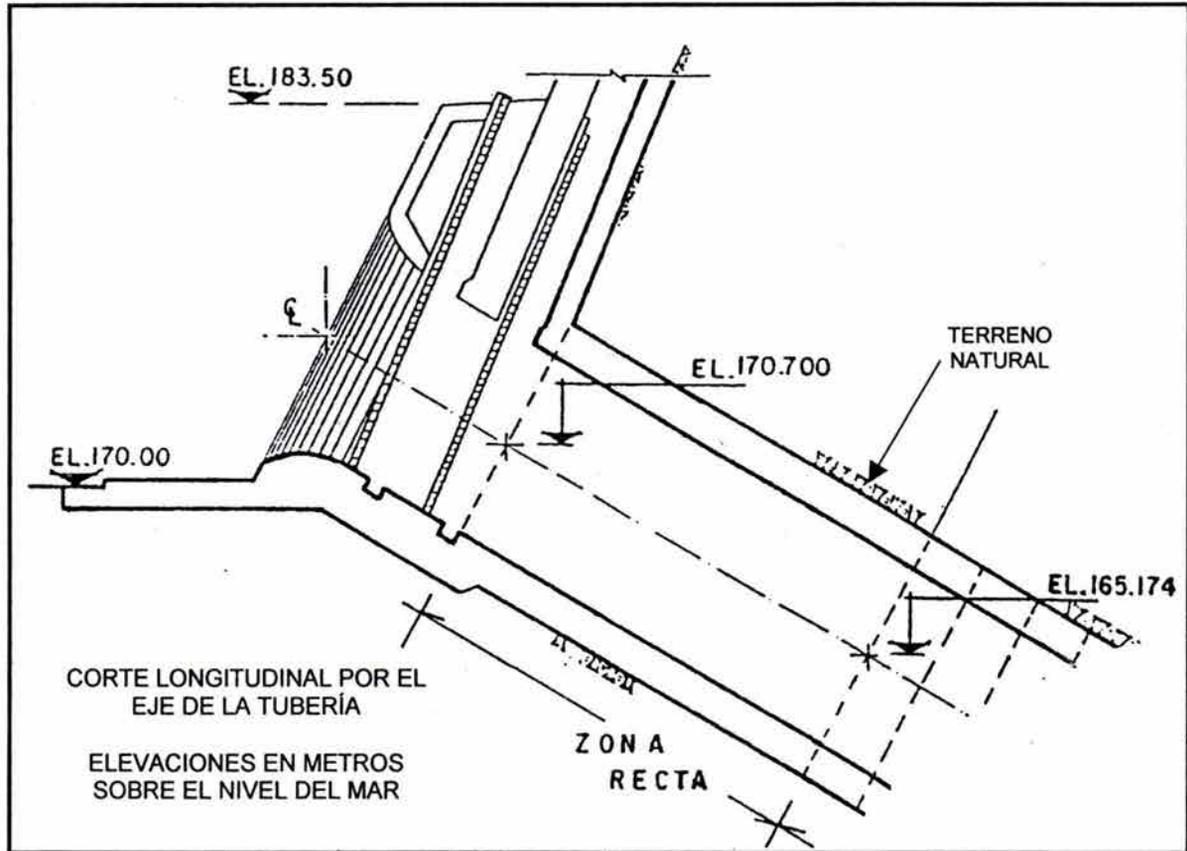
Por lo anterior esta zona rectangular se encuentra ubicada entre los parámetros elípticos de bocatomas y la zona de transición, como puede apreciarse en la Figura VI.28 “Localización de la Zona Rectangular”.

VI.4.3.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA ZONA RECTANGULAR

Una vez que se terminó de colocar las cimbras del codo superior y zona de transición, se procedió a trabajar en los revestimientos de concreto armado de las caras elípticas de las bocas de entrada (bocatomas) a la tubería a presión, ya que no hubo más cimbras voluminosas que introducir para los trabajos subsecuentes.

Por lo cual mientras se realizaban actividades de armado de acero de refuerzo en los muros elípticos simultáneamente se ejecutaba la colocación de concreto hidráulico en la zona de transición.

FIGURA VI.28 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA RECTANGULAR

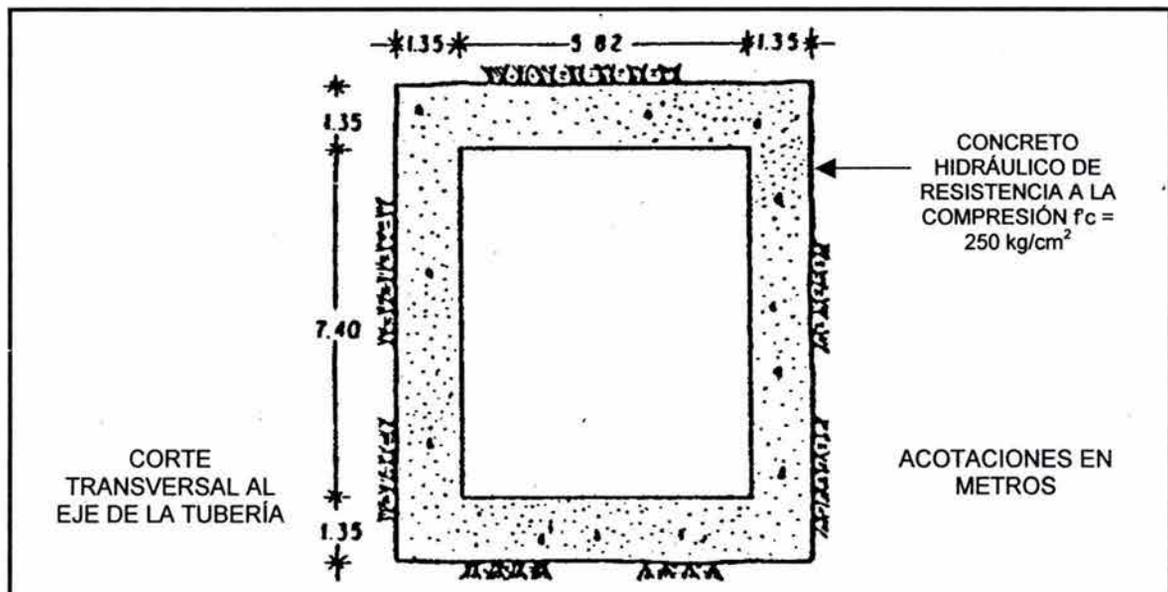


A medida que se iba avanzando con la colocación de concreto hidráulico en la zona de transición y los muros elípticos, se tomaba la precaución de ir dejando "barbas" (salientes) de acero de refuerzo de preparación para unir estructuralmente en forma correcta éstas dos áreas mediante la zona rectangular, que es la sección que sirvió de enlace o unión, entre las estructuras mencionadas.

En los trabajos previos a la colocación de concreto hidráulico de la zona rectangular se empleó la secuencia convencional de primeramente llevar a cabo el revestimiento con acero de refuerzo de proyecto y posteriormente a esto efectuar la colocación de la cimbra, situación inversa en los trabajos del codo superior y zona de transición de las tuberías a presión.

La razón por la cual se volvió a los métodos tradicionales en la zona rectangular, fue para aprovechar la uniformidad de la geometría rectangular que indicaban los planos de proyecto a través de una longitud de 11.031 m, dicha geometría constante se puede observar en la Figura VI.29 "Geometría Rectangular Constante en la Zona Recta de las Tuberías a Presión".

**FIGURA VI.29 GEOMETRÍA RECTANGULAR CONSTANTE EN LA ZONA
RECTA DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**



Por lo tanto se concibió con anticipación la factibilidad de realizar el colado de la estructura en su totalidad en solo tres eventos que son:

- 1) LOSA DE PISO
- 2) MUROS LATERALES
- 3) LOSA DE TECHO

Para con esto dar margen a la utilización de tableros estructurados para el cimbrado de los muros laterales, así como la losa de techo empleando un mismo juego de cimbra, la cual sería fácilmente desmontable debido al empleo de un

troquelamiento a base de andamios de seguridad, los cuales están provistos de gatos de izaje, piezas de unión, etc.

Otra de las ventajas importantes que se lograron al utilizar el método convencional es que se efectuó el descimbrado en forma inmediata.

a) COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN LA ZONA RECTANGULAR

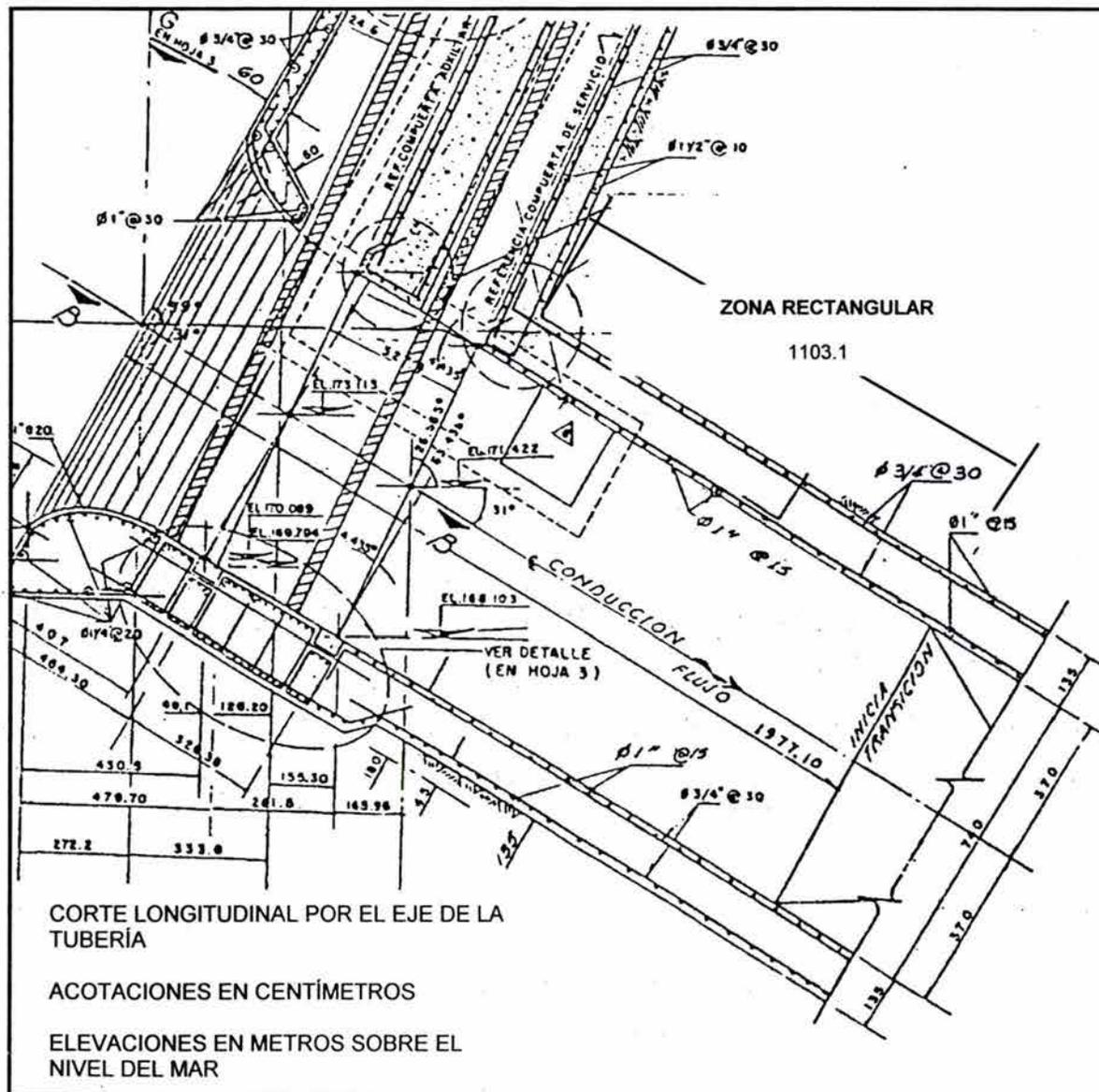
El acero de refuerzo colocado en la zona recta se habilitó totalmente en el taller local de habilitado de la obra de toma, ubicado como ya se dijo anteriormente a un costado de la unidad 1 en la elevación 170 msnm.

Este acero corresponde a varilla de 1" (2.54 cm) de diámetro de 8.32 m de longitud con un dobléz en cada extremo de 0.50 m que da como resultado una longitud total de 9.32 m cada pieza y se colocó en sustitución del acero de refuerzo de 1 ¼" (3.17 cm) de diámetro que requería el proyecto, pero debido a que no se tenía en existencia en el momento del habilitado, se optó por hacer esta modificación, por lo cual hubo la necesidad de variar la separación entre varillas, quedando a cada 15 cm y poder con esto cumplir con el área de acero de refuerzo de proyecto.

Por lo tanto el armado quedó tal y como se muestra a continuación en la Figura VI.30 "Acero de Refuerzo en la Zona Rectangular de las Tuberías a Presión".

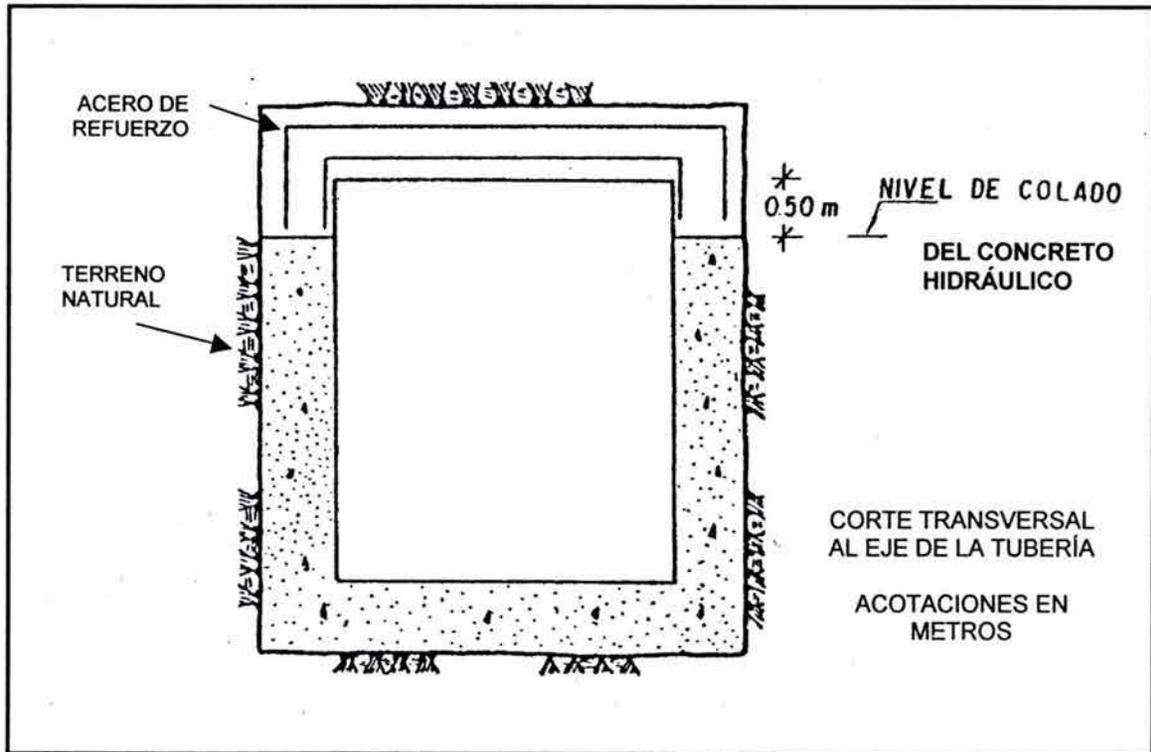
Primeramente correspondió a la losa de piso, el sitio donde dio inicio la colocación de acero de refuerzo, ya que sería esta parte de la zona recta la primera en colarse y para poder realizar este colado hubo la necesidad de colocar todo el acero vertical de desplante de los muros laterales.

FIGURA VI.30 ACERO DE REFUERZO EN LA ZONA
RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



El colado de los dos muros laterales se hizo en un solo evento, pero 50 cm por debajo del nivel inferior de la losa de techo, para con esto poder asegurar la colocación del dobléz del acero de la losa superior de la zona recta. Este dobléz lo podemos observar en la Figura VI.31 "Dobléz del Acero del Lecho Superior e Inferior de la Losa de Techo en la Zona Recta".

FIGURA VI.31 DOBLEZ DEL ACERO DEL LECHO SUPERIOR E INFERIOR DE LAS LOSA DE TECHO EN LA ZONA RECTA



Una variante importante en cuanto al revestimiento con acero de refuerzo de la losa de techo de la zona recta, consistió en que en primer termino se colocó el acero de refuerzo antes del cimbrado, por lo que este se dejó depositado en forma de paquete sujeto al anclaje de proyecto existente en la bóveda, para aprovechar que se tenían posicionados los andamios auxiliares del troquelamiento de los muros laterales y darle con esto celeridad a estas actividades.

Los paquetes de acero se desbarataron posteriormente y se colocó este en su posición correspondiente, una vez que se tuvo la cimbra de la losa superior de la zona rectangular debidamente nivelada y troquelada de acuerdo a la elevación de proyecto.

b) CIMBRADO DE LA SECCIÓN RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS

La construcción de la estructura de geometría rectangular constante, se concibió efectuarse en tres fases ya mencionadas anteriormente (en el subcapítulo VI.4.3.5 “Proceso Constructivo de la Zona Rectangular de las Tuberías a Presión”), por lo cual hubo necesidad de fabricarse la suficiente cantidad de cimbra para poder cumplir con este programa.

A continuación se describen unos tópicos sobre las actividades realizadas, así como algunas dificultades que se presentaron y su modo de solucionarse en los tres colados realizados:

b.1) Losa de piso

Debido al ángulo de inclinación tan pronunciado que existe en la losa de piso de la zona recta, el cual es de 31° con respecto a la horizontal, que provocaría que el concreto hidráulico recién colocado no permaneciese en su posición al momento de llevarse a cabo su colocación, obligó a que se colocaran contra cimbras sobre el piso proyectado, éstas contra cimbras fueron construidas a base de tableros de 1.22 m por 2.44 m estructurados con barrotes de madera de 2” (5.08 cm) por 4” (10.16 cm) en todo el perímetro de la pieza y colocados transversalmente al eje de la conducción, a una separación de 1.22 m entre cada tablero, con lo cual se evitó que el concreto se saliera de la posición establecida en el proyecto.

b.2) Muros laterales

Como la intención era realizar la colocación de concreto en ambos muros laterales de la zona rectangular en un solo colado, hubo la necesidad de habilitar suficientes tableros para el cimbrado, considerando que el área expuesta al concreto era de 81.63 m^2 por cada muro como resultado de

multiplicar los 7.40 m de altura por los 11.031 m de longitud de que consta el tramo rectangular constante.

Los tableros se habilitaron con la dimensión de 1.22 m de ancho por 1.44 m de altura cada uno, estos tableros se fabricaron con hoja completa de triplay de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) de espesor y estructurados con bastidores de madera de 2" (5.08 cm) por 4" (10.16 cm) y tres barrotes intermedios de 2" (5.08 cm) por 4" (10.16 cm).

Llegando el momento del cimbrado de madera, los tableros se unieron entre si por medio de clavos y alambre recosido sin utilizarse otro tipo de elementos para la sujeción o troquelamiento, ya que esto se realizó por medio de andamios industriales, que constan de marcos base, crucetas de unión, tornillos de ajuste, tubos de 1 $\frac{1}{2}$ " (3.81 cm) para rigidizacion, juntas ortogonales, montenes, etc. Todas estas piezas ya unidas iban encaminadas a sujetar los montenes que estaban de respaldo en cada unión de los tableros habilitados y cruzaban transversalmente la conducción a presión.

b.3) Losa de techo

Una vez terminado el descimbrado de los muros laterales se procedió a colocar la obra falsa para la losa superior de la zona recta en la misma forma y utilizándose los mismos andamios ya descritos en el párrafo anterior, pero adicionalmente los marcos de extensión en la parte superior para recibir los tornillos de ajuste, siendo éstos los que se encuentran en contacto directo con la cimbra. Además cabe mencionar que se troqueló correctamente en sentido transversal al eje de la conducción aprovechando que ya se tenía el concreto de los muros laterales.

La obra falsa se colocó perpendicularmente al ángulo de inclinación de 31° con respecto a la horizontal que posee la losa de piso, no obstante el peligro que

esto representa para el equilibrio de la cimbra al momento de recibir el peso del concreto, pero se tomó como base que ya existía concreto hidráulico en la zona de transición y que esto ayudaría a establecer el equilibrio al impedir que existiese desplazamiento alguno en el sentido del flujo y que los desplazamientos en sentido transversal al flujo se lograrían impedir mediante un troquelamiento eficiente aprovechando que ya se tenían los muros laterales, esto aunado a la rigidez general que proporcionan los tubos de 1 ½" (3.81 cm) de diámetro que conectaban a todos los andamios en 3 diferentes alturas y en ambos sentidos, por lo cual se evitaría el volteamiento. Teoría que finalmente aportó resultados satisfactorios.

c) LIMPIEZA DEL SITIO DE LA SECCIÓN RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

La limpieza de la zona recta, básicamente correspondió a la losa de piso y se hizo por medio de pepena del escombro acumulado producto de colados de los muros elípticos, además de material suelto debido a efectos de vibraciones durante el proceso de excavación.

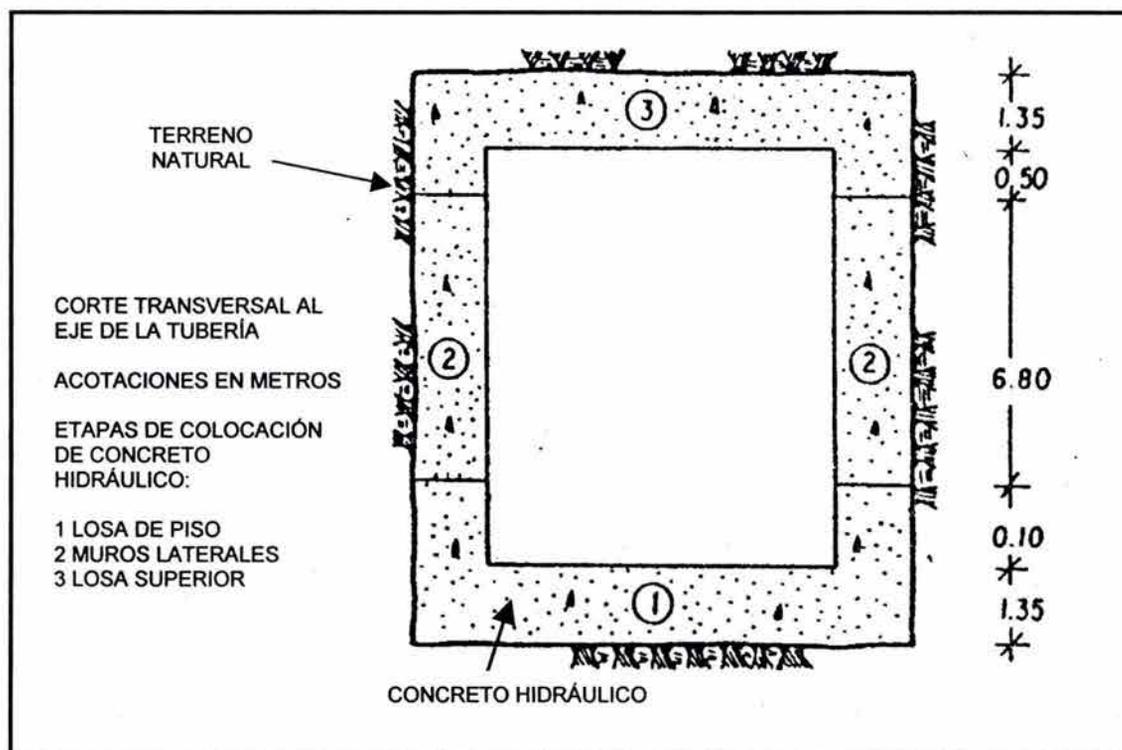
El sistema empleado en la extracción de escombro hacia el exterior fue por medio de cadenas humanas tal y como se describió ya anteriormente en la limpieza del codo superior y zona de transición, se difiere únicamente en la longitud del trayecto que corresponde a esta zona rectangular constante que es solo de 19.771 m a diferencia de los 52.286 m, lo cual indica que disminuyó la cantidad de personal asignado a esta actividad.

d) COLOCACIÓN DE CONCRETO EN LA SECCIÓN RECTANGULAR

El concreto hidráulico colocado fue de una resistencia a la compresión $f'_c = 250$ kg/cm² con un revenimiento de 10 más menos 2 cm y grava con tamaño máximo de 1 ½" (38 mm) y temperatura de 23° C. Las fases de colocación se pueden

observar en la Figura VI.32 "Etapas de Colocación de Concreto Hidráulico en la Zona Rectangular de las Tuberías a Presión".

FIGURA VI.32 ETAPAS DE COLOCACIÓN DE CONCRETO HIDRÁULICO EN LA ZONA RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



El primer colado efectuado en la zona rectangular constante fue la losa de piso y se procedió a su realización después de hacerse todos los preparativos previos a la colocación de concreto propios de una estructura con estas características. Éstos Preparativos se mencionan a continuación:

- A) Colocación de niveles de concreto terminado (por medio de escantillones).
- B) Colocación de contra cimbra (para impedir que el concreto se deslizara, ya que el grado de inclinación existente es de 31° con respecto a la horizontal).

C) Lavado y sopleteado (consistió en extraer todo el polvo y agua existente en el tramo debido a lavados anteriores, se utilizó para esto aire comprimido).

A continuación se describen cada una de las etapas de colocación de concreto hidráulico en la zona rectangular (ver Figura VI.32 "Etapas de Colocación de Concreto Hidráulico en la Zona Rectangular de las Tuberías a Presión"):

d.1) LOSA DE PISO

La colocación de concreto en la losa de piso de cada una de las unidades fue por medio de bombeo empleándose para esto una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR año 1990, la cual se ubicó siempre a un costado del eje de conducción de cada unidad. Establecido el equipo de bombeo, el tiro se efectuó mediante tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro.

La compactación de concreto se realizó adecuadamente utilizando vibradores de inmersión de 2 ½" (6.35 cm) de diámetro, accionados neumática y electrónicamente, evitando mediante este sistema la presencia de huecos en la losa. Es importante mencionar que en la medida que se lograba el avance y el concreto adquiría la consistencia necesaria, se procedió al retiro de la contra cimbra y la parte superior de los escantillones, de tal forma que no hubiese nada que obstruyera y poder dar la superficie de concreto las condiciones especificadas en lo que se refiere a geometría, rugosidad y aspecto.

El tipo de acabado requerido en la zona rectangular fue el F4 que se utiliza para superficies de regularidad extremadamente precisos, a fin de evitar los efectos destructivos del agua que fluye a gran velocidad en la tubería a presión, este acabado fue ampliamente descrito en "Acabado Final de la Cimbra del Codo Superior y Zona de Transición de las Tuberías a Presión".

La secuencia de los colados en la losa de piso fue la siguiente: la unidad tres el día 6 de abril de 1993 con un volumen de 147 m^3 ; la unidad uno se efectuó el día 30 de abril de 1993 con un volumen de 118 m^3 y por último la unidad dos el día 20 de mayo de 1993 con un volumen colocado real de 89 m^3 . El volumen total colocado en las tres unidades fue de 354 m^3 .

El curado se hizo a base de impregnación con un producto químico, sobre toda la superficie expuesta para evitar que el agua integrada al concreto se evaporizara, además se cubrió con yute esta superficie y se adiciono agua continuamente.

d.2) MUROS LATERALES

Tal como se describió en la sección anterior referente a la descripción de la cimbra, el troquelamiento se hizo de tal forma que sirviera simultáneamente a ambos muros al realizarse el colado en un solo evento. Por lo tanto se emplearon dos centros de bombeo con dos líneas de tubería como conducción, con la finalidad de avanzar en forma ascendente y simultanea, tratando que los esfuerzos sobre el troquelamiento de la cimbra de ambos muros fuesen de igual magnitud y sentidos inversos para asegurar mediante esto que la cimbra permaneciera estable y sin movimiento alguno.

El equipo de bombeo del concreto hidráulico consistió en una bomba estacionaria marca Schwing modelo BP 3000 HDR y una motobomba marca Schwing modelo BPL/900 HD ambas año 1990 sobre camión con potencia nominal de 210 hp (caballos de fuerza), ubicadas como dos centros de bombeo independientes que suministraron el concreto hasta el sitio de colocación mediante tubería de 6" (15.24 cm) de diámetro. El acomodo del concreto hidráulico se hizo desde el interior de los muros aprovechando que el espesor fue de 1.35 m y permitía el libre acceso en todo el desarrollo de los 7 m de

altura de cada muro, se emplearon vibradores neumáticos y eléctricos de inmersión de 2 ½" (6.35 cm) de diámetro para compactar por capas debidamente homogenizadas y formando planos horizontales. El nivel máximo de colado fue de 0.50 m por debajo de la losa de techo, ver la Figura VI.32 "Etapas de Colocación de Concreto Hidráulico en la Zona Rectangular de las Tuberías a Presión", para con esto dar margen a la colocación posterior del acero de refuerzo perteneciente a la losa superior de la zona rectangular.

La secuencia de colados de los muros laterales fue la siguiente: la unidad 3 el día 5 de mayo de 1993 y se colocó un volumen de 226.50 m³; la unidad 1 fue el día 12 de mayo de 1993 y se colocó un volumen 289 m³ y por último la unidad 2 cuyo colado se efectuó el día 27 de mayo de 1993 y se colocó un volumen de 240 m³. El volumen total colocado de concreto hidráulico en las tres unidades fue de 755.5 m³.

d.3) LOSA SUPERIOR

Una vez concluidos los trabajos relacionados con el cimbrado y troquelamiento, así como la colocación del acero de refuerzo en la losa superior de la zona rectangular, se procedió a efectuar la colocación de concreto en la bóveda de la tubería a presión.

La conducción del concreto se hizo mediante el tendido de 2 líneas de conducción de 6" (15.24 cm) de diámetro cada una, alimentadas por dos bombas para concreto marca Schwing. El tendido de la tubería para conducir el concreto se hizo desde el centro de bombeo hasta la parte más alta de la losa y prosiguió hasta la unión con la zona de transición que es la zona más baja, para de esta forma ir retirando la tubería de acuerdo al avance que se fuera obteniendo.

La compactación se hizo con 5 vibradores de inmersión de 2 ½" (6.35 cm) de diámetro, alimentados eléctrica y neumáticamente.

Debido a que en la zona más alta de la losa superior se comunicaba con el concreto del muro de respaldo de la compuerta de servicios y por consecuencia no permitiría la expulsión del aire de la clave, hubo la necesidad de emplear comprimido mediante cañón auxiliado por dos tubos de 3" (7.62 cm) de diámetro llamados "testigos" para expulsar el aire atrapado en la clave. Otro mecanismo como auxiliar en el empaque total de esta zona fue la válvula perno, el cual es un dispositivo que se colocó a 50 cm por debajo de la cimbra de la losa, exactamente en cuanto dejo de salir aire por los testigos y después de realizar tres empujes de concreto con la bomba estacionaria, específicamente esta válvula perno sirvió para evitar que el concreto comprimido ya colocado en la losa, retrocediera a la tubería de conducción, garantizando el empaque total en esta zona.

La secuencia de colados de la bóveda (losa superior) de la sección rectangular fue la siguiente: la unidad 3 el día 19 de mayo de 1993 y se colocó un volumen de 184.50m³; en la unidad 1 la colocación de concreto fue el día 22 de mayo de 1993 con un volumen colocado de 198 m³ y por último el colado de la unidad 2 que se desarrolló el día 5 de junio de 1993 colocándose un volumen de 244.50 m³. El volumen total colocado de concreto hidráulico en la losa superior considerando las tres unidades fue de 627 m³.

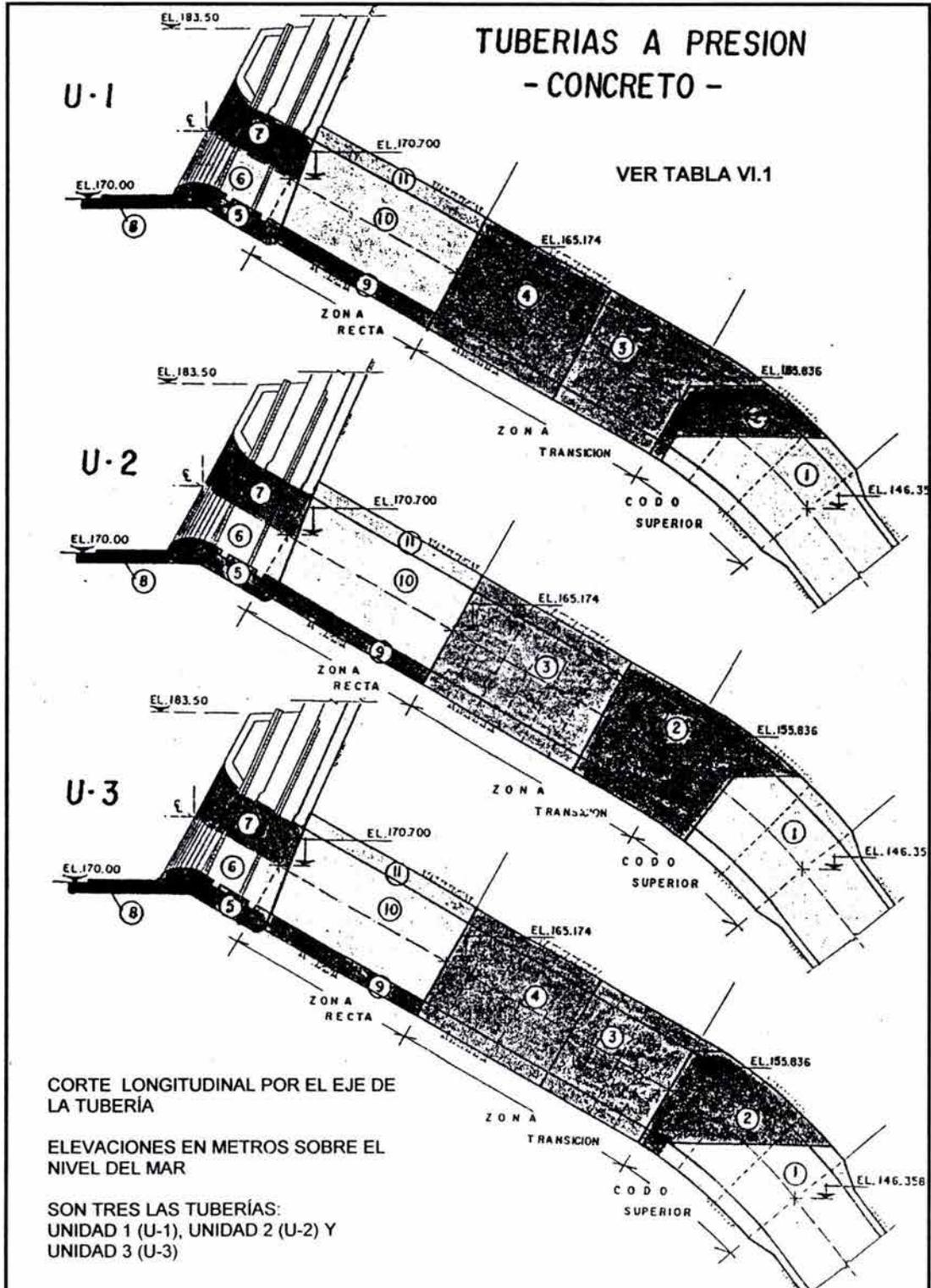
La secuencia de los colados, así como los volúmenes colocados para el codo superior, zona de transición y sección rectangular, además del periodo en que se efectuaron éstos colados, se puede observar en la Tabla VI.1 "Periodo de Ejecución y Volúmenes Colocados de concreto hidráulico en Codo Superior, Transición y Sección Rectangular de la Conducción a Presión".

**TABLA VI.1 PERIODO DE EJECUCIÓN Y VOLÚMENES COLOCADOS DE
CONCRETO HIDRÁULICO EN CODO SUPERIOR, TRANSICIÓN Y SECCIÓN
RECTANGULAR DE LA CONDUCCIÓN A PRESIÓN**

NUMERO DE COLADO	UNIDAD 1			UNIDAD 2			UNIDAD 3		
	FECHA	VOLUMEN m ³	ELEVACIÓN	FECHA	VOLUMEN m ³	ELEVACIÓN	FECHA	VOLUMEN m ³	ELEVACIÓN
1	24-Mar-93	305.00	140.00-151.70	29-Abr-93	675.00	140.00-152.67	14-Mar-93	422.00	140.00-151.00
2	28-Mar-93	445.00	151.70-157.00	8-May-93	789.00	152.67-158.94	18-Mar-93	439.00	151.00-158.00
3	5-Abr-93	602.50	158.00-161.00	14-May-93	938.00	158.94-165.17	23-Mar-93	497.00	158.00-161.06
4	21-Abr-93	605.00	161.00-168.00	NO HUBO COLADO 4			2-Abr-93	590.00	161.06-168.00
5	4-Abr-93	324.50	169.20-172.18	7-Abr-93	338.00	169.20-172.18	29-Mar-93	248.00	169.20-172.18
6	17-Abr-93	126.50	172.18-175.35	20-Abr-93	124.50	172.18-175.35	15-Abr-93	125.00	172.18-175.35
7	24-Abr-93	125.00	175.35-178.52	29-Abr-93	125.00	175.35-178.52	23-Abr-93	125.00	175.35-178.52
8	29-Abr-93	218.00	169.20-170.20	6-May-93	208.00	169.20-170.20	28-Abr-93	200.00	169.20-170.20
9	30-Abr-93	118.00	166.34-167.55	20-May-93	89.00	166.34-167.55	6-Abr-93	147.00	166.34-167.55
10	12-May-93	289.00	167.55-174.17	27-May-93	240.00	167.55-174.17	5-May-93	226.50	167.55-174.17
11	22-May-93	198.00	174.17-175.38	5-Jun-93	244.50	174.17-175.38	19-May-93	184.50	174.17-175.38

A continuación la Figura VI.33 "Secuencia de Colados en el Codo Superior, Zona de Transición y Sección Rectangular de las Tuberías a Presión", complementa la tabla anterior, ya que muestra gráficamente la secuencia de los colados en el codo superior, zona de transición y sección rectangular de las tuberías a presión en cada una de sus unidades (cabe aclarar que se incluyen los colados de los muros elípticos de las bocatomas, los cuales están indicados con los números 5, 6, 7 y 8 a pesar de que dichos colados no pertenecen propiamente a las tuberías a presión).

FIGURA VI.33 SECUENCIA DE COLADOS EN EL CODO SUPERIOR, ZONA DE TRANSICIÓN Y SECCIÓN RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

Con el proceso constructivo de la zona rectangular de las tuberías a presión, se concluye este Capítulo VI "Empaque de las Tuberías a Presión", donde se hizo una descripción de los diferentes procedimientos constructivos utilizados para el empaque con concreto hidráulico de las tuberías, así como el revestimiento con concreto reforzado en las zonas rectangular, transición y codo superior.

A continuación en el Capítulo VII "Recursos Utilizados", se exponen los recursos que se emplearon para la construcción de las tuberías a presión en sus diferentes etapas, estos recursos son: mano de obra, maquinaria y equipo, también se presentan los programas de obra, así como un presupuesto estimado de los trabajos ejecutados.

CAPITULO VII

RECURSOS UTILIZADOS



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.

CAPITULO VII

RECURSOS UTILIZADOS

En toda obra de ingeniería civil se cuentan con recursos, ya sean humanos, materiales, herramienta, equipo y económicos. Dentro de los recursos humanos tenemos la plantilla del personal que laboró directamente en la construcción y que son la herramienta principal. En los recursos materiales se pueden englobar los insumos que se necesitan para la construcción como el cemento, arena, acero de refuerzo, agua, agentes explosivos, mechas, estopines, etc., y el equipo y herramientas de trabajo para su correcta realización como lo son las máquinas excavadoras, track-drill, camiones de volteo, etc.

La administración adecuada de los recursos utilizados en las obras de ingeniería civil, redundará en beneficios económicos, en la calidad de las obras y sobre todo en la optimización de los tiempos en su ejecución.

En la Central Hidroeléctrica, descrita en este trabajo, el período de construcción civil original se tuvo que recortar un año, debido a que el crecimiento del consumo de energía eléctrica de 1989 superó las expectativas que se tenían previstas, esta situación hace que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se vea ante la necesidad no solo de cumplir, sino de acelerar los programas de expansión de centrales generadoras y además establecer estrategias de ahorro de energía eléctrica. Ante esta situación, el período inicial de construcción de esta Central Hidroeléctrica, que sería de octubre de 1989 (fecha de inicio de construcción de los túneles de desvío) a junio de 1994 (fecha de cierre de compuertas para el inicio del embalse o llenado del vaso de la presa), paso al período de ejecución de octubre de 1989 a junio de 1993, fecha de cierre de compuertas.

Consecuentemente, hubo necesidad de contar con procedimientos de construcción rápidos, modificar los períodos de construcción, adecuar

y optimizar la utilización de los recursos (mano de obra, maquinaria y/o equipo y materiales, entre otros), referente a este punto, se implementaron dos turnos de trabajo, uno diurno y otro nocturno, se incremento la cantidad de maquinaria y/o equipo a utilizar, etc.

Por lo anterior, en la realización de esta obra y en particular en la construcción de las tuberías a presión, se tuvo especial cuidado en la administración de los recursos utilizados, además de una planeación cuidadosa para evitar interferencias y/o retrasos y así cumplir con el programa recortado, el cual finalmente se cumplió satisfactoriamente, al hacerse el cierre de compuertas para inicio del embalse de la presa el día 25 de junio de 1993.

VII.1 RECURSOS UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

La construcción de las tuberías a presión se vieron afectadas en cuanto al recorte del período inicial de construcción, lo que obligó a implementar (como se mencionó anteriormente) procedimientos de construcción rápidos, incrementar la cantidad de los recursos utilizados, tales como: mano de obra y maquinaria y/o equipo e incrementar los suministros de materiales. Es importante recalcar que la administración adecuada de los recursos utilizados en las tuberías a presión, contribuyó en gran medida al cumplimiento de los programas de obra.

A continuación, se verán los recursos utilizados para la construcción de las tuberías a presión, en sus diferentes etapas, como son: 1) Excavación y soporte, 2) Blindaje metálico y 3) Empaque con concreto hidráulico. La excavación de los túneles para las tuberías a presión se vio afectada al igual que las otras dos etapas por el recorte del período de construcción original, como se mencionó anteriormente, pero en la excavación se tuvo especialmente repercusiones por ser la primera etapa de construcción de las tuberías.

VII.1.1 RECURSOS UTILIZADOS EN LA EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

El acortamiento en el programa de obra mencionado, obligó a planear vialidades subterráneas que permitieran atacar las excavaciones de una manera eficaz e independientes entre sí, como son: los túneles para las tuberías a presión, las cavernas de casa de máquinas y de galería de oscilación, los túneles de aspiración, el túnel desfogue, las lumbreras de buses y las lumbreras de ventilación.

Ante tal situación, el túnel auxiliar a tuberías a presión, acceso a casa de máquinas y galería de oscilación, y la galería 4, facilitaron ampliamente las excavaciones de los túneles para las tuberías a presión.

Se tomó la decisión de construir ramales que partieran del túnel auxiliar a tuberías y a casa de máquinas y galería de oscilación por tímpanos norte, de manera que permitieran el acceso a la parte baja de las tuberías e hicieran posible las excavaciones de los tramos horizontales para independizarse totalmente de las excavaciones de casa de máquinas.

Para el caso de las tuberías a presión se tomó la decisión de construir un ramal de acceso a los codos superiores a la elevación 154.25 msnm, con la finalidad de atacar las excavaciones de la rama inclinada. De esta forma, fue posible trabajar simultáneamente e independientemente en el interior de las tuberías a presión y el canal de llamada de la obra de toma.

A continuación se muestran tablas con las cuadrillas de personal y el equipo utilizado en la ejecución de la excavación en los diferentes tramos de las tuberías a presión (tramo horizontal, tramo inclinado y codos superiores e inferiores).

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**TABLA VII.1 MANO DE OBRA EMPLEADA EN EL TRAMO
HORIZONTAL DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

CUADRILLA	PERSONAL	CANTIDAD EN	
		EXCAVACIÓN	TRATAMIENTOS
TOPOGRAFÍA	TOPOGRAFO	1	1
	CADENERO	2	2
	AYUDANTE DE TOPOGRAFO	1	1
	TOTAL	4	4
BARRENACION	SOBRESTANTE	1	-
	PERFORISTA JUMBO	1	1
	AYUDANTE DE PERFORISTA	2	2
	BOMBERO	1	1
	TOTAL	5	4
CARGA DE EXPLOSIVOS	SOBRESTANTE DE POBLADORES	1	-
	POBLADOR	4	-
	AYUDANTE DE POBLADOR	4	-
	TOTAL	9	-
REZAGA	OPERADOR DE CARGADOR	1	-
	OPERADOR DE TRACTOR CATERPILLAR D8N	1	-
	OPERADOR DE CAMIÓN FUERA DE CARRETERA	4	-
	PEDRERO	2	-
	TOTAL	8	-
ANCLAJE	SOBRESTANTE DE ANCLAJE	-	1
	CABO DE ANCLAJE	-	1
	ANCLADORES	-	3
	INYECTISTAS DE ANCLAJE	-	2
	AYUDANTES GENERALES	-	5
	TOTAL	-	12
APOYO	COMPRESORISTA	1	1
	OPERADOR DE CAMIÓN CANASTILLA	1	1
	OPERADOR DE CAMIÓN PLATAFORMA	1	1
	SOLDADOR	-	1
	AYUDANTE DE SOLDADOR	-	1
	MANIOBRISTA	2	2
	TOTAL	5	7

**TABLA VII.2 MANO DE OBRA EMPLEADA EN EL TRAMO DE AMPLIACIONES
DE LOS CODOS SUPERIORES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

CUADRILLA	PERSONAL	CANTIDAD EN	
		EXCAVACIÓN	TRATAMIENTOS
TOPOGRAFÍA	TOPOGRAFO	1	1
	CADENERO	1	1
	AYUDANTE DE TOPOGRAFO	1	1
	TOTAL	3	3
BARRENACION	PERFORISTA DE TRACK-DRILL	-	1
	AYUDANTE DE PERFORISTA DE TRACK	-	1
	PERFORISTA DE PIERNA	2	-
	AYUDANTE DE PERFORISTA	2	-
	TOTAL	4	2
CARGA DE EXPLOSIVOS	CABO DE EXCAVACIÓN	1	-
	POBLADOR	2	-
	AYUDANTE DE POBLADOR	3	-
	TOTAL	6	-
REZAGA	OPERADOR DE EQUIPO BAJO PERFIL (TORO)	1	-
	OPERADOR DE CARGADOR	1	-
	OPERADOR DE CAMIÓN VOLTEO	1	-
	PEDRERO	1	-
	TOTAL	4	-
ANCLAJE	SOBRESTANTE DE ANCLAJE	-	1
	ANCLADOR	-	2
	INYECTISTA	-	1
	AYUDANTE GENERAL	-	2
	TOTAL	-	6
APOYO	SOBRESTANTE GENERAL	1	1
	COMPRESORISTA	1	1
	SOLDADOR	-	1
	AYUDANTE DE SOLDADOR	-	1
	MANIOBRISTA	1	1
	OPERADOR DE CAMIONETA	1	1
	TOTAL	4	6

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**TABLA VII.3 MANO DE OBRA EMPLEADA EN LOS TRAMOS
INCLINADOS A 52° DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

CUADRILLA	PERSONAL	CANTIDAD
TOPOGRAFÍA	TOPOGRAFO	1
	CADENERO	2
	AYUDANTE DE TOPOGRAFO	2
	TOTAL	5
EXCAVACIÓN (RIMADO)	OPERADOR DE MAQUINA CONTRAPOCERA	1
	AYUDANTES	3
	TOTAL	4
REZAGA	OPERADOR DE CARGADOR FRONTAL	1
	OPERADOR DE CAMIÓN FUERA DE CARRETERA	2
	TOTAL	3
APOYO	OPERADOR DE CAMIÓN HIAB	1
	CHOFER DE CAMIONETA	1
	BOMBERO	1
	TOTAL	3

**TABLA VII.4 MAQUINARÍA Y/O EQUIPO EMPLEADA EN EL
TRAMO HORIZONTAL DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

ACTIVIDAD	MAQUINARIA Y EQUIPO	CANTIDAD EN	
		EXCAVACIÓN	TRATAMIENTOS
TRAZO TOPOGRÁFICO	TRANSITO MODELO T-2 WILD	1	1
	NIVEL FIJO	1	1
	CINTA	2	2
BARRENACION	JUMBO ELECTRO HIDRÁULICO DE 3 BRAZOS	1	1
CARGA DE EXPLOSIVOS	OLLA NEUMÁTICA DE INYECCIÓN	1	-
	CAMIÓN CANASTILLA	1	-
	CARGADOR FRONTAL TEREX 90-C	1	-
REZAGA	CARGADOR LATERAL JOHN-DEERE	1	-
	CAMIONES FUERA DE CARRETERA 3307 TEREX	4	-
	TRACTOR D8N CATERPILLAR O BULLDOZER	1	-
	AGITADOR ELÉCTRICO	-	1

TABLA VII.4 MAQUINARÍA Y/O EQUIPO EMPLEADA EN EL TRAMO HORIZONTAL DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN (Continuación)

ACTIVIDAD	MAQUINARIA Y EQUIPO	CANTIDAD EN	
		EXCAVACIÓN	TRATAMIENTOS
ANCLAJE	TANQUE PRESURIZADO (SATÉLITE)	-	1
	CAMIÓN CANASTILLA	-	1
	COMPRESOR ESTACIONARIO DE 1,500 PCM	2	2
APOYO	CAMIÓN PLATAFORMA	1	1
	PLANTA DE SOLDAR	-	1
	EQUIPO DE CORTE	-	1

TABLA VII.5 MAQUINARÍA Y/O EQUIPO EMPLEADA EN EL TRAMO DE AMPLIACIÓN DE LOS CODOS SUPERIORES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

ACTIVIDAD	MAQUINARIA Y EQUIPO	CANTIDAD EN	
		EXCAVACIÓN	TRATAMIENTOS
TRAZO TOPOGRÁFICO	TRANSITO MOD. T-2 WILD	1	1
	NIVEL FIJO	1	1
	CINTA	2	2
BARRENACION	TRACK-DRILL INGERSOLL-RAND	-	1
	PERFORADORA DE PIERNA	3	-
	CARGADOR FRONTAL DE BAJO PERFIL	1	-
REZAGA	CARGADOR LATERAL JOHN-DEERE	1	-
	CAMIÓN VOLTEO DE 7 m ³	1	-
	AGITADOR ELÉCTRICO	-	1
ANCLAJE	TANQUE PRESURIZADO (SATÉLITE)	-	1
	COMPRESOR ESTACIONARIO DE 1500 PCM	1	1
APOYO	VENTILADOR	1	1
	CAMIONETA DE 3 TONS.	1	1
	PLANTA PARA SOLDAR	-	1
	EQUIPO PARA CORTE	-	1

**TABLA VII.6 MAQUINARIA Y/O EQUIPO EMPLEADA EN EL TRAMO
INCLINADO A 52° DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

ACTIVIDAD	MAQUINARIA O EQUIPO	CANTIDAD
TRAZO TOPOGRÁFICO	TRANSITO MOD. T-2 WILD	1
	NIVEL FIJO	1
	CINTA MÉTRICA	2
	CLISIMETRO O ESCUADRA CON NIVEL	1
EXCAVACIÓN	MAQUINA CONTRAPOCERA CON BROCA RIMADORA DE 2.40 m DE DIÁMETRO (ROBBINS bl-R)	1
	CARGADOR FRONTAL TEREX 90-C	1
REZAGA	CAMIÓN FUERA DE CARRETERA 3307-TEREX	2
	CAMIÓN GRÚA HIAB	1
APOYO	CAMIONETA PARA 3 TONELADAS	1
	BOMBA DE LODOS DE 5 cm (2") DE DIÁMETRO	1
	TRANSFORMADOR DE 1500 kva	1

VII.1.2 RECURSOS UTILIZADOS EN EL BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

En el procedimiento constructivo del blindaje metálico de la Central Hidroeléctrica, suministrar los recursos materiales, humanos, herramientas y equipos para ejecutar el proyecto de acuerdo a la ingeniería de detalle, especificaciones, y programas establecidos fue una de los puntos más importantes del proyecto.

Después de haber concluido los trabajos de excavación se procedió a efectuar los trabajos previos al montaje del blindaje metálico. Dentro del alcance del procedimiento de montaje quedan incluidas las actividades de: fabricación de anillos metálicos (virolas), prearmado o ensamble de anillos dobles (canutos), recubrimientos anticorrosivos, transporte de anillos metálicos (virolas) y anillos dobles (canutos), almacenamiento en sitio (cerca de la bocatoma), trabajos previos al montaje, y montaje en las ramas inclinadas. Antes de comenzar a bajar

los tramos del blindaje metálico, se procedió a colocar una estructura metálica, esto con el fin de servir de soporte de los codos y de los rieles.

La operación de montaje de la tubería a presión en la rama inclinada consistió básicamente en la elevación vertical de los anillos metálicos, en el posicionamiento de los mismos y en la sujeción de cada uno de ellos a una posición fija hasta que cada uno de los anillos metálicos estuvieron colocados en forma segura después de esto se procedió a soltarlos.

Una vez realizado el posicionamiento del blindaje metálico con el carro sobre vía de lanzado y haberlos trasladados hasta su posición requerida, se procedió a realizar el posicionado, alineado y conformado del blindaje metálico (anillos metálicos), esto con el fin de revestir la tubería a presión y soportar los grandes esfuerzos ocasionados por el movimiento del agua. Una vez que los anillos metálicos llegaban a su posición final se procedió a nivelar y posteriormente a acoplar el blindaje metálico, posicionado el anillo metálico se procedió a alinearlos, finalmente para el conformado de juntas en los anillos metálicos se auxilió de gatos hidráulicos.

La unión de los anillos metálicos fue realizado por medio de soldadura, la aplicación de soldadura de raíz, fue aplicada por el interior de los anillos de acuerdo a la configuración física del bisel en V, con solera de respaldo, respetando los códigos de la American Society of Mechanical Engineers (ASME) sección V y sección IX.

Una vez realizado el trabajo de soldadura se procedió a realizar pruebas no destructivas o también llamadas exámenes o evaluaciones no destructivos. En cualquier caso, esta técnica consistió en aplicar principios de física para detectar defectos o discontinuidades en los materiales sin afectar su utilidad.

Una vez concluidas las pruebas no destructivas, y haber determinado que la

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

soldadura en los anillos metálicos no tenían defectos o discontinuidades, se concluyó esta parte del proyecto de las tuberías a presión. Uno de los aspectos importantes dentro del proyecto fue el de controlar la calidad de los recursos materiales, mano de obra, maquinaria y equipo, esto con el fin de asegurar la correcta ejecución de los trabajos.

A continuación se muestran los diferentes recursos utilizados que fueron empleados para desarrollar de forma adecuada esta parte del proyecto que fue el blindaje metálico, parte esencial de las tuberías a presión de la Central Hidroeléctrica.

**TABLA VII.7 MANO DE OBRA EMPLEADA PARA EL BLINDAJE
METÁLICO EN CADA UNA DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

CATEGORÍA	TUBERÍA UNIDAD 1	TUBERÍA UNIDAD 2	TUBERÍA UNIDAD 3
Mecánico	1	1	1
Sobrestante	-	-	1
Topógrafo	-	-	1
Operador de grúa	-	-	2
Operador de malacate	1	1	1
Paileros	2	2	2
Montadores	1	1	1
Aplicador de San-blasteo	1	1	1
Pintor	1	1	1
Cadeneros	-	-	2
Soldadores especiales	10	10	10
Soldadores de segunda	2	2	2
Ayudantes	15	15	15
Veladores	2	2	2

**TABLA VII.8 MAQUINARÍA UTILIZADA EN EL
BLINDAJE METÁLICO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

DESCRIPCIÓN	TUBERÍA UNIDAD 1	TUBERÍA UNIDAD 2	TUBERÍA UNIDAD 3
Grúa P&H 9125 TC 140 ton.	-	-	1
Grúa Hidráulica de 30 ton.	-	-	1
Tracto camión	-	-	1
Plataforma cama baja 50 ton.	-	-	1
Malacate de 70 y 20 ton.	1	1	1
Camioneta Ford F-350 con redilas	1	1	1
Máquinas de soldar Champion de 400 amperes	6	6	6
Equipo de topografía Teodolito quintero BD-3	1	1	1
Nivel Wild NA-O	1	1	1

Adicionalmente a la maquinaria de construcción utilizada en el blindaje de las tuberías a presión, fue necesario contar con diferentes equipos de construcción y herramienta menor la cual se describe a continuación como fueron utilizadas en cada una de las tres unidades a presión.

**TABLA VII.9 HERRAMIENTA MENOR UTILIZADA EN EL
BLINDAJE METÁLICO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

DESCRIPCIÓN	TUBERÍA UNIDAD 1	TUBERÍA UNIDAD 2	TUBERÍA UNIDAD 3
Carros de montaje 50 ton.	1	-	1
Carro de servicio	1	1	1
Gatos de 35 ton.	4	4	4
Diferencial de 20 ton.	1	1	1
Diferencial de 10 ton.	1	1	1
Tirfor de 6 ton.	1	1	1
Tirfor de 3 ton.	1	1	1
Tirfor de 1 1/2 ton.	1	1	1
Compresor de 600 PCM	1	-	1
Compresor de 250 PCM	-	1	-
Horno para soldadura	-	-	1
Hornos portátiles	2	2	2

**TABLA VII.9 HERRAMIENTA MENOR UTILIZADA EN EL BLINDAJE
METÁLICO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN (Continuación)**

DESCRIPCIÓN	TUBERÍA UNIDAD 1	TUBERÍA UNIDAD 2	TUBERÍA UNIDAD 3
Equipo Arc-Air (para extracción de aire)	4	4	4
Equipo de corte oxígeno-acetileno	2	2	2
Pulidoras de uso industrial	6	6	6
Taladro MAG de ¾" (19 mm)	-	-	1
Taladro de ½" (12.7 mm)	-	-	1
Transito Wild T-2	-	-	1
Aparato Nivel	-	-	1
Equipo para aplicación de San-Blast	-	-	1
Equipo de Pintura	-	-	1
Poleas de dirección 40 ton.	1	1	1
Poleas para cable de 1 3/8" (3.49 cm)	3	3	3
Rodillos para deslizamiento	10	10	10
Grilletes de 2" (5.08 cm)	4	-	4
Grilletes de 1 ½" (3.81 cm)	4	4	4
Grilletes de 1" (2.54 cm)	4	-	4
Estrobos de 1 ½" (3.81 cm) de 8 m	-	-	2
Estrobos de 1 ½" (3.81cm) de 5.3 m	-	-	6
Estrobos de 1 ½" (3.81 cm) de 4 m	-	-	2
Estrobos de 1 ½" (3.81 cm) de 3 m	-	-	4
Marros de 12 libras	6	6	6
Martillos de bola	6	6	6
Lote de herramienta menor	1	1	1

Los materiales utilizados tanto para la fabricación de los anillos metálicos (virolas) y los anillos metálicos dobles (canutos), soleras de respaldo, arañas y anillos de atraque, así como para el ensamble del blindaje metálico en las unidades 1, 2 y 3 de las tuberías a presión fueron los siguientes:

**TABLA VII.10 MATERIALES UTILIZADOS PARA EL
BLINDAJE METÁLICO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

MATERIALES
Material estructuras A-36
Vigas de acero Tipo H de 4"x4" (10.16x10.16 cm)
Placa de acero de 1" (2.54 cm)
Tubo de 4" (10.16 cm) de diámetro ced. 80
Herrajes a base de placas de 1 3/8" (3.49 cm) y 1 1/2" (3.81cm)
Cold Roll de 1 1/2"-2" (3.81 cm – 5.08 cm)
Oxígeno
Gas butano
Soldadura
Discos abrasivos
Cardas trenzadas

VII.1.3 RECURSOS UTILIZADOS PARA EL EMPAQUE CON CONCRETO HIDRÁULICO EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

Las tuberías a presión, están integradas por siete zonas geométricas (ver Capítulo II "Descripción de las Tuberías a Presión"), las cuales son: zona de sección rectangular (bocatoma), zona de transición, zona del codo superior, zona de reducción, zona de la rama inclinada, zona del codo inferior y zona horizontal (cuyo empaque con concreto hidráulico no correspondió a las tuberías a presión).

En las tres primeras zonas (rectangular, transición y codo superior), el revestimiento consistió en concreto hidráulico reforzado y en las zonas de reducción, rama inclinada y codo inferior, el revestimiento consistió en blindaje de acero (tubería metálica) empacado con concreto hidráulico simple. En la zona de la rama inclinada y codo inferior el diámetro del túnel es de 8.70 m y el de la tubería a presión 7.40 m, por lo que el espacio teórico blindaje-roca empacado con concreto fue de 0.65 m.

De acuerdo con el procedimiento constructivo empleado, el empaque con concreto hidráulico simple del blindaje metálico de cada unidad se realizó en dos etapas o fases de construcción: Etapa 1 empaque del codo inferior a través de los túneles ramales inferiores (éstos túneles también fueron colados con concreto hidráulico) y Etapa 2 empaque de la rama inclinada, cuyos colados se efectuaron desde la plataforma de la elevación 170 msnm que es el nivel de arranque en la obra de toma en el exterior. Concluido el empaque del blindaje metálico, se efectuaron los colados con concreto hidráulico reforzado en las zonas del codo superior, transición y rectangular, éstos colados también se efectuaron desde la plataforma de la elevación 170 msnm.

Por lo anteriormente expuesto, los recursos utilizados para el empaque con concreto hidráulico de las tuberías a presión, se agruparon de acuerdo a las etapas de construcción y las actividades realizadas, considerando adicionalmente los recursos empleados en la fabricación del concreto, quedando de la siguiente manera:

- a) Recursos utilizados para la fabricación del concreto hidráulico.
- b) Recursos utilizados para el empaque del blindaje metálico en la rama inclinada y codo inferior (incluyendo los tapones en los ramales inferiores).
- c) Recursos utilizados para el revestimiento con concreto hidráulico del codo superior, zona de transición y zona rectangular.

Cabe mencionar que estos recursos consisten principalmente en mano de obra (personal) y maquinaria y/o equipo. En algunas actividades, tales como la colocación de concreto, el personal y el equipo fue compartido en las tres unidades, en actividades como la limpieza, escarificado y colocación de cimbra tapón, se utilizó personal por cada unidad de las tuberías a presión.

a) RECURSOS UTILIZADOS PARA LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO

La fabricación del concreto hidráulico para las tuberías a presión, se hizo en la misma obra, en la planta dosificadora-mezcladora Ross número 1 modelo 100 STD, ubicada en la margen derecha del río Santiago en el km 2+850 y cuya producción promedio fue de 60 m³/hora, para más detalles ver el inciso VI.3.3 "Fabricación del Concreto Hidráulico".

Debido a que el concreto se fabricó en la planta dosificadora-mezcladora Ross número 1, a continuación en la Tabla VII.11 "Personal y Equipo Empleado para la Fabricación del Concreto", se verán éstos recursos utilizados en dicha planta.

**TABLA VII.11 PERSONAL Y EQUIPO EMPLEADO
PARA LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO**

MANO DE OBRA		
CATEGORÍA	CANTIDAD	POTENCIA PARCIAL (HP)
SOBRESTANTE	1	-
CABO DE OFICIOS	1	-
OPERADOR DE LA PLANTA DE CONCRETO	2	-
AYUDANTE	5	-
ELECTRICISTA	1	-
OPERADOR DE CARGADOR FRONTAL	1	-
SOLDADOR	1	-
AYUDANTE (TOLVERO)	1	-
MAQUINARÍA Y EQUIPO		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	POTENCIA PARCIAL (HP)
PLANTA DE CONCRETO "ROSS" MODELO 100 STD	1	-
CARGADOR FRONTAL MODELO 966E	1	-
BOMBA PARA AGUA DE DIÁMETRO 4" (10.16 CM)	1	-
TOLVA PARA AGREGADOS DE 20 m ³	1	-
BANDA RADIAL DE 24" (60.96 cm) por 18 m	1	-

**TABLA VII.11 PERSONAL Y EQUIPO EMPLEADO
PARA LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO (Continuación)**

MAQUINARÍA Y EQUIPO		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	POTENCIA PARCIAL (HP)
SOPLADORES	2	60
COMPRESOR	1	30
BANDA HORIZONTAL	1	25
GUSANO DE CEMENTO	2	20
BOMBA DE AGUA	1	15
TROMPOS REVOLVEDORES	2	40
BOMBA HIDRÁULICA DE TROMPOS	2	20
DESCARGA DE TOLVA PESADORA/CEMENTO	1	5
BANDA RADIAL (GIRO)	1	15
BANDA RADIAL (MOTRIZ)	1	75
BANDA ALIMENTADORA TROMPO (GIRO)	1	1
BANDA ALIMENTADORA TROMPO (MOTRIZ)	1	7.5

b) RECURSOS UTILIZADOS PARA EL EMPAQUE DEL BLINDAJE METÁLICO EN LA RAMA INCLINADA Y CODO INFERIOR (INCLUYENDO LOS TAPONES EN LOS RAMALES INFERIORES)

Como se mencionó anteriormente, el empaque con concreto hidráulico del blindaje, en las zonas del codo inferior y rama inclinada, se realizó en dos etapas o fases de construcción, las cuales fueron: Etapa 1 Empaque en el codo inferior a través de los túneles ramales inferiores y Etapa 2 Empaque en la rama inclinada, para ambas etapas se utilizó el mismo personal, inclusive también para los tapones de los ramales inferiores. Los recursos utilizados (maquinaria, equipo y mano de obra) para la ejecución de los empaques del blindaje metálico, se pueden ver en la Tabla VII.12 "Recursos Utilizados para el Empaque del Blindaje Metálico de las Tuberías a Presión".

**TABLA VII.12 RECURSOS UTILIZADOS PARA EL EMPAQUE DEL
BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

MAQUINARÍA Y EQUIPO COMPARTIDO EN LAS TRES UNIDADES		CANTIDAD
DESCRIPCIÓN		
MOTOBOMBA PARA CONCRETO MARCA SCHWING MODELO BPL/900 HD AÑO 1990		1
BOMBA ESTACIONARIA PARA CONCRETO MARCA SCHWING MODELO BP 3000 HDR		1
COMPRESOR ESTACIONARIO 1500 PCM		1
COMPRESOR PORTÁTIL 600 PCM		1
SOLDADORAS DE 400 AMPERES		4
EQUIPO DE CORTE OXIGENO-ACETILICO		1
TRANSFORMADOR 1500 KILOWATTS		1
VIBRADOR NEUMÁTICO		7
VIBRADOR ELÉCTRICO		6
CONVERTIDOR DE FRECUENCIA		3
PERFORADORA DE PIERNA		2
MARTILLO NEUMÁTICO		1
BOMBA SUMERGIBLE DE DIÁMETRO 2" (5.08 cm)		1
CAMIÓN DE VOLTEO MARCA FORD MODELO F-600 AÑO 1989 CON CAPACIDAD DE 7 m ³		1
TRANSITO MARCA WILD		1
NIVEL MARCA WILD		1
PERSONAL COMPARTIDO EN LAS TRES UNIDADES		
CATEGORÍA	CANTIDAD	ACTIVIDAD
SOBRESTANTE DE CONCRETOS	1	COLOCACIÓN DE CONCRETO
CABO	2	
ALBAÑIL	5	
CARPINTERO	5	
VIBRADORISTA	5	
OPERADOR DE MOTOBOMBA PARA CONCRETO	1	
OPERADOR DE BOMBA ESTACIONARIA PARA CONCRETO	1	
FIERRERO	8	
MANIOBRISTA	6	
COMPRESORISTA	1	
ELECTRICISTA	1	
CHOFER DE CAMIÓN DE VOLTEO	1	
AYUDANTE GENERAL	3	
TOPOGRAFO	2	
CADENERO	3	
TOTAL	45	

**TABLA VII.12 RECURSOS UTILIZADOS PARA EL EMPAQUE DEL
BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN (Continuación)**

MANO DE OBRA				
CATEGORÍA	CANTIDAD			ACTIVIDAD
	UNIDAD 1	UNIDAD 2	UNIDAD 3	
CABO	1	1	1	LIMPIEZA Y ESCARIFICADO
PERFORISTA	3	2	2	
AYUDANTE GENERAL	12	11	8	
SOLDADOR	2	1	2	MANIOBRAS Y CIMBRA-TAPÓN
MANIOBRISTA	-	1	-	
CARPINTERO	1	1	1	
TOTAL	19	17	14	

**c) RECURSOS UTILIZADOS PARA EL REVESTIMIENTO CON CONCRETO
HIDRÁULICO DEL CODO SUPERIOR, ZONA DE TRANSICIÓN Y ZONA
RECTANGULAR**

Una vez concluido el empaque del blindaje metálico, se efectuaron los colados con concreto hidráulico reforzado en las zonas del codo superior, transición y rectangular, en ese orden, éstos colados también se efectuaron desde la plataforma de la elevación 170 msnm (obra de toma).

El personal y equipo que se utilizó para estas tres zonas fue el mismo. Los recursos utilizados (maquinaria, equipo y mano de obra) para la ejecución del revestimiento con concreto reforzado en estas tres zonas, se puede ver en la Tabla VII.13 "Recursos Utilizados para el Revestimiento con Concreto Reforzado en las Zonas del Codo Superior, Transición y Rectangular de las Tuberías a Presión", cabe mencionar que la maquinaria y el equipo fue compartido en las tres unidades de las tuberías.

**TABLA VII.13 RECURSOS UTILIZADOS PARA EL REVESTIMIENTO CON
CONCRETO REFORZADO EN LAS ZONAS DEL CODO SUPERIOR,
TRANSICIÓN Y RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

MANO DE OBRA									
CATEGORÍA	PERIODO								
	1992			1993					
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
PREPARACIÓN DEL SITIO A COLAR									
CABO DE LIMPIEZA	2	3	3	3	3	3	3	3	3
PERFORISTA DE PIERNA	4	8	8	6	7	3	8	8	8
AYUDANTE DE OFICIAL	3	0	0	0	0	8	3	3	3
AYUDANTE GENERAL	6	24	25	26	31	23	56	24	24
MANIOBRISTA	3	1	2	3	1	0	0	0	0
COMPRESORCITA	1	1	1	1	1	0	0	0	0
ELECTRICISTA	1	1	1	1	1	0	0	0	0
SOLDADOR	2	2	2	2	5	3	3	3	3
CHOFER DE CAMIÓN DE CARGA	2	2	2	2	2	0	0	0	0
CHOFER DE CAMIONETA FORD F-350	1	1	1	1	1	0	0	0	0
PERSONAL POR TURNO POR CADA UNIDAD									
COLOCACIÓN DE CONCRETO									
CABO DE OFICIOS	0	0	0	1	1	1	1	1	0
VIBRADORISTA	0	0	0	4	4	4	4	4	0
ALBAÑIL	0	0	0	4	4	4	4	4	0
AYUDANTE GENERAL	0	0	0	3	5	7	8	8	0
CHOFER DE CAMIÓN PIPA	0	0	0	1	1	0	0	0	0
OPERADOR MOTOBOMBA	0	0	0	1	1	1	2	2	0
MANIOBRISTA	0	0	0	4	4	4	4	4	0
SOLDADOR	0	0	0	0	0	2	2	2	0
CIMBRADO									
CABO DE CARPINTERO	0	0	0	0	0	0	1	2	0
CARPINTERO	5	5	3	0	0	0	13	10	0
AYUDANTE DE CARPINTERO	0	0	0	0	0	0	10	9	0
SOLDADOR	0	0	0	0	0	0	1	2	0
AYUDANTE DE SOLDADOR	0	0	0	0	0	0	1	2	0
TALLER DE HABILITADO CARPINTERÍA									
CABO DE CARPINTERÍA	0	0	1	1	1	1	0	0	0
CARPINTERO	0	0	8	19	23	14	0	0	0
AYUDANTE DE CARPINTERO	0	0	16	25	27	28	0	0	0
FIERRERO	0	0	0	1	1	1	0	0	0
SOLDADOR	0	0	2	7	8	8	0	0	0
AYUDANTE DE SOLDADOR	0	0	2	7	8	8	0	0	0
MANIOBRISTA	0	0	0	2	2	2	0	0	0
OPERADOR DE GRÚA	0	0	0	0.3	0.3	0.3	0	0	0
AYUDANTE GENERAL	0	0	2	2	2	2	0	0	0

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

**TABLA VII.13 RECURSOS UTILIZADOS PARA EL REVESTIMIENTO CON
CONCRETO REFORZADO EN LAS ZONAS DEL CODO SUPERIOR,
TRANSICIÓN Y RECTANGULAR DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN
(Continuación)**

MANO DE OBRA									
CATEGORÍA	PERIODO								
	1992			1993					
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
PERSONAL DE DOS TURNOS PARA TODO EL FRENTE									
TALLER FRENTE MONTAJE									
CABO DE MONTAJE	0	0	0	0	1	1	0	0	0
MONTADOR	0	0	0	0	5	6	0	0	0
MANIOBRISTA	0	0	0	0	5	3	0	0	0
SOLDADOR	0	0	0	0	6	13	0	0	0
AYUDANTE DE SOLDADOR	0	0	0	0	7	9	0	0	0
AYUDANTE GENERAL	0	0	0	0	12	6	0	0	0
ELECTRICISTA	0	0	0	0	1	1	0	0	0

MAQUINARÍA Y EQUIPO COMPARTIDO EN LAS TRES UNIDADES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN									
MAQUINARÍA Y EQUIPO	PERIODO								
	1992			1993					
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
CAMIÓN PLATAFORMA	0	0	0	0	1	1	1	1	0
TRAILER CAMA ALTA	0	0	0	0	1	1	1	1	0
MOTOBOMBA P/CONCRETO SCHWING	0	0	0	0	1	1	1	1	0
BOMBA ESTACIONARIA SCHWING	0	0	0	0	1	1	1	1	0
DRAGA LINK-BELT	0	0	0	0	1	1	1	1	0
GRÚA LINK-BELT	0	0	0	0	1	1	1	1	0
PLANTA DE SOLDAR	0	0	0	0	5	5	5	16	0
MARTILLO NEUMÁTICO	0	0	0	0	3	2	6	2	0
PERFORADORA	0	0	0	0	3	3	2	2	0
VIBRADOR ELÉCTRICO	0	0	0	0	6	6	6	4	0
VIBRADOR NEUMÁTICO	0	0	0	0	1	1	10	5	0
MOTO-SIERRA	0	0	0	0	1	1	1	1	0
COMPRESOR ESTACIONARIO	0	0	0	0	2	2	2	2	0
TRANSFORMADOR	0	0	0	0	2	2	2	2	0
CONVERTIDOR ELÉCTRICO	0	0	0	0	2	2	2	2	0
EQUIPO DE CORTE	0	0	0	0	3	3	3	3	0
CAMIONETA PICK-UP	0	0	0	0	1	1	1	1	0
CAMIÓN PIPA	0	0	0	0	1	1	1	1	0

VII.2 VOLÚMENES DE OBRA

El control y registro adecuado de los volúmenes de obra, es importante para verificar avances y rendimientos de ésta, por lo que a continuación se expondrán los volúmenes de obra de las tuberías a presión de acuerdo a sus etapas de construcción, las cuales fueron: Excavación y soporte, Blindaje metálico y Empaque con concreto hidráulico.

VII.2.1 VOLÚMENES DE OBRA EN LA EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

En la siguiente tabla se muestran los volúmenes totales de obra en la etapa de excavación y soporte de las tuberías a presión, cabe mencionar que éstos volúmenes son la suma de las tres unidades de las tuberías.

**TABLA VII.14 VOLÚMENES TOTALES
DE OBRA EN LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
EXCAVACION	m ³	38,069.60
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 3/4" x 4.50 x 1 1/2"	m	1,939.50
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1" x 4.50 x 2 1/4"	m	189.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1 1/4" x 6 x 3"	m	198.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1 1/4" x 9 x 3"	m	90.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1 1/2" x 6 x 3"	m	1,314.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1 1/2" x 8 x 3"	m	32.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN LECHADA, 1 1/2" x 9 x 3"	m	1,404.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN RESINA, 1" x 4.50 x 7/8"	m	594.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN RESINA, 1 1/4" x 4.50 x 1 7/8"	m	1,390.50
ANCLAJE DE FRICCIÓN RESINA, 1 1/4" x 6 x 1 7/8"	m	1,992.00
ANCLAJE DE FRICCIÓN RESINA, 1 1/4" x 9 x 1 7/8"	m	1,026.00
BARRENACION PARA DRENAJE, 3" x 9	m	243.00
BARRENACION PARA DRENAJE, 1 7/8" x 6 x	m	6.00
BARRENACION PARA DRENAJE, 1 1/2" x 4.50	m	45.00
MORTERO LANZADO f'c = 200 kg/cm ²	m ³	241.85
SUMINISTRO DE VIGA PARA SOPORTE	ton	19.613
FABRICACIÓN Y TRANSPORTE DE VIGAS PARA SOPORTE	ton	19.613
MONTAJE DE VIGAS PARA SOPORTE	ton	19.613
ACERO DE REFUERZO EXCEDENTE PARA ANCLAJE	ton	1.340

VII.2.2 VOLÚMENES DE OBRA EN EL BLINDAJE METÁLICO

A continuación se muestran los volúmenes de obra obtenidos durante la construcción del blindaje metálico de las unidades 1, 2 y 3 de las tuberías a presión, la siguiente tabla muestra el peso total de acero utilizado en cada una de las tuberías a presión:

**TABLA VII.15 VOLUMEN DE ACERO UTILIZADO EN EL
BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

BLINDAJE NÚMERO	ESPESOR (cm)	LONGITUD (m)	PESO TOTAL POR UNIDAD (kg)
1	3.18	235.00	22,541.30
5	3.18	235.00	13,675.00
6 a 23	3.18	235.00	246,150.00
24 a 32	3.49	235.00	135,438.75
33 a 44	3.81	205.00	171,926.04
45 y 65	3.81	103.76	13,318.68
46 a 64	3.81	207.54	253,054.92
63 y 64	3.81	*	5,920.40
TOTAL			862,025.09 kg

*Nota: blindaje (anillos) en curva con longitud pequeña

Finalmente la siguiente tabla muestra las cantidades de acero totales utilizadas en la construcción del blindaje metálico de las tres unidades de las tuberías a presión.

**TABLA VII.16 VOLUMEN TOTAL DE ACERO UTILIZADO EN EL
BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN**

DESCRIPCIÓN	POR UNIDAD (kg)	TOTAL (kg)
Blindaje Metálico		
Material A-515-72 Gr 70	862,025.09	2,586,075.27
Anillos de atraque		
Material A-515-72 Gr 70	15,286	45,858
Solera de respaldo		
Material A-36	3,383	10,149
Placa de respaldo		
Material A-36	486	1,458
Arañas	21,700	65,100

VII.2.3 VOLÚMENES DE OBRA EN EL EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

Como se mencionó en el inciso VII.1.3 "Recursos Utilizados para el Empaque con Concreto Hidráulico de las Tuberías a Presión", el empaque se realizó en varias etapas de acuerdo a la geometría de las tuberías, por lo que los volúmenes de obra se expondrán de la siguiente manera: 1) Tapones de las tuberías a presión (que incluyen: concreto en plantilla, concreto en nichos de lumbreras de ventilación y concreto en túneles ramales inferiores); 2) Empaque con concreto hidráulico en la zona del codo inferior y rama inclinada y 3) Colado del codo superior, zona de transición y sección rectangular (bocatoma). En la tabla VII.17 "Volúmenes de Obra en el Empaque de las Tuberías a Presión", se verán estos volúmenes de acuerdo a las etapas descritas anteriormente.

TABLA VII.17 VOLÚMENES DE OBRA EN EL EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

VOLÚMENES DE OBRA					
CONCEPTO	CONCRETO HIDRÁULICO (m³)	ACERO DE REFUERZO (Toneladas)	TIEMPO DE EJECUCIÓN (Meses)	RENDIMIENTOS PROMEDIO MENSUALES	
				CONCRETO m³	ACERO (ton)
TAPONES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN					
CONCRETO EN PLANTILLA	277		4	69.25	
NICHOS LUMBRERAS DE VENTILACIÓN	403	4.416	3	134.3	1.472
TÚNELES RAMALES INFERIORES	3,327.5	34.8	3	1,109.2	11.6
SUBTOTAL	4,007.5	39.216			
EMPAQUE CON CONCRETO SIMPLE DEL BLINDAJE					
CODO INFERIOR Y RAMA INCLINADA	15,614		6	2,602.3	
SUBTOTAL	15,614				
REVESTIMIENTO CON CONCRETO REFORZADO					
CODO SUPERIOR	1,980.5	127.773	2	990.25	63.886
ZONA DE TRANSICIÓN	3,701.5	128.547	1.5	2,467.67	85.698
ZONA RECTANGULAR	1,736.5	*93.100	2	868.25	46.55
SUBTOTAL	7,418.5	349.42			
VOLÚMENES TOTALES DE OBRA	27,040	388.636			

*Nota: volumen de acero de refuerzo aproximado

VII.3 PROGRAMAS DE OBRA

En este inciso se muestran los programas de ejecución de las tuberías a presión de acuerdo a los procedimientos constructivos expuestos en los Capítulos IV, V y VI, por lo que los programas se dividen considerando las etapas de construcción, de la siguiente manera:

- a) Programa de obra de la excavación y soporte de las tuberías a presión
- b) Programa de obra del blindaje metálico de las tuberías a presión
- c) Programa de obra del empaque de las tuberías a presión

El periodo de ejecución total de las tuberías a presión, considerando las tres etapas de construcción descritas en el párrafo anterior, se estimó de febrero de 1991 (inicio de la excavación) al 5 de junio de 1993 (conclusión del revestimiento con concreto reforzado en la zona rectangular), lo que arroja una duración de 28 meses que equivale a dos años cuatro meses. Para la realización de los programas se consideró en conjunto las tres unidades de las tuberías.

Cabe aclarar que como se mencionó en la "Introducción" de este trabajo, los programas de obra se hicieron tomando en cuenta un periodo de ejecución estimado de acuerdo a la duración de cada una de las etapas constructivas, dicho periodo se indica en el párrafo anterior, por lo que los programas se presentan a manera de ejemplo, considerando también que se incluyeron únicamente los conceptos más relevantes de obra.

A continuación se muestran los programas de obra de las tuberías a presión en sus diferentes etapas constructivas:

a) PROGRAMA DE OBRA DE LA EXCAVACIÓN Y SOPORTE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

CONCEPTO	PERIODO DE EJECUCIÓN	1991											1992									
		FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT
EXCAVACIÓN																						
EXCAVACIÓN	FEB/91 A OCT/92																					
TRATAMIENTOS DE LA ROCA																						
ANCLAJE DE FRICCIÓN	AGO/91 A OCT/92																					
DRENAJE (DRENES)	MAR/92 A AGO/92																					
MORTERO LANZADO	NOV/91 A JUN/92																					
VIGAS DE SOPORTE*	ABR/92 A JUN/92																					

*NOTA: LAS VIGAS SOPORTE ÚNICAMENTE SE COLOCARON EN LA BÓVEDA DE LA TUBERÍA A PRESIÓN UNIDAD 2

b) PROGRAMA DE OBRA DEL BLINDAJE METÁLICO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

CONCEPTO	PERIODO DE EJECUCIÓN	1992										1993		
		MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR		
BLINDAJE METÁLICO														
FABRICACIÓN DE ANILLOS METÁLICOS (CANUTOS) SENCILLOS Y DOBLES	MAY/92 A SEP/92													
RECUBRIMIENTOS ANTICORROSIVOS	MAY/92 A OCT/92													
TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE LOS ANILLOS METÁLICOS (CANUTOS)	MAY/92 A OCT/92													
TRABAJOS PREVIOS AL MONTAJE	MAY/92 A OCT/92													
MONTAJE EN LA RAMA INCLINADA	OCT/92 A MAR/92													

c) PROGRAMA DE OBRA DEL EMPAQUE DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

CONCEPTO	PERIODO DE EJECUCIÓN	1992				1993					
		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
TAPONES DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN											
CONCRETO EN PLANTILLA	SEP/92 A DIC/92										
NICHOS LUMBRERAS DE VENTILACIÓN	SEP/92 A NOV/92										
TÚNELES RAMALES INFERIORES	OCT/92 A DIC/92										
EMPAQUE DEL BLINDAJE CON CONCRETO SIMPLE											
CODO INFERIOR Y RAMA INCLINADA	OCT/92 A MAR/93										
REVESTIMIENTO CON CONCRETO REFORZADO											
CODO SUPERIOR	MAR/93 A MAY/93										
ZONA DE TRANSICIÓN	MAR/93 A MAY/93										
ZONA RECTANGULAR	ABR/93 A JUN/93										

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE
UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA**

VII.4 PRESUPUESTACION DE LA OBRA

La presupuestación de obra de las tuberías a presión se realizó de acuerdo al periodo de ejecución estimado (de febrero de 1991 a junio de 1993), por lo que los costos corresponden a ese periodo, cabe mencionar que se incluyen únicamente los conceptos de obra más relevantes, por lo tanto el presupuesto se presenta a manera de ejemplo. En la siguiente tabla se puede observar el presupuesto de obra con los volúmenes totales, considerando las distintas etapas de construcción.

TABLA VII.18 PRESUPUESTO DE OBRA DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
EXCAVACIÓN				
Excavación	m ³	38,069.60	\$69.34	\$2,639,746.06
Anclaje de fricción lechada 3/4" x 4.50 m x 1 1/2"	m	1,939.50	\$108.67	\$210,765.47
Anclaje de fricción lechada 1" x 4.50 m x 2 1/4"	m	189.00	\$102.77	\$19,423.53
Anclaje de fricción lechada 1 1/4" x 6.00 m x 3"	m	198.00	\$162.68	\$32,210.64
Anclaje de fricción lechada 1 1/4" x 9.00 m x 3"	m	90.00	\$162.68	\$14,641.20
Anclaje de fricción lechada 1 1/2" x 6.00 m x 3"	m	1,314.00	\$162.68	\$213,761.52
Anclaje de fricción lechada 1 1/2" x 8.00 m x 3"	m	32.00	\$162.68	\$5,205.76
Anclaje de fricción lechada 1 1/2" x 9.00 m x 3"	m	1,404.00	\$162.68	\$228,402.72
Anclaje de fricción resina 1" x 4.50 m x 7/8"	m	594.00	\$102.77	\$61,045.38
Anclaje de fricción resina 1 1/4" x 4.50 m x 1 7/8"	m	1,390.50	\$162.68	\$226,206.54
Anclaje de fricción resina 1" x 6.00 m x 1 7/8"	m	1,992.00	\$162.68	\$324,058.56
Anclaje de fricción resina 1" x 9.00 m x 1 7/8"	m	1,026.00	\$162.68	\$166,909.68
Barrenación para drenaje 3" x 9.00 m	m	243.00	\$52.76	\$12,820.68
Barrenación para drenaje 1 7/8" x 6.00 m	m	6.00	\$52.76	\$316.56
Barrenación para drenaje 1 1/2" x 4.50 m	m	45.00	\$48.77	\$2,194.65
Mortero lanzado f c = 200 kg/cm ²	m ³	241.85	\$688.05	\$166,404.89
Suministro de viga para soporte	ton	19.61	\$3,250.82	\$63,748.58
Fabricación y transporte de viga para soporte	ton	19.61	\$2,258.87	\$44,296.44
Montaje de viga para soporte	ton	19.61	\$470.44	\$9,225.33
Acero de refuerzo excedente para anclaje	ton	1.34	\$2,077.90	\$2,784.39
			subtotal	\$4,444,168.58
BLINDAJE METÁLICO				
Suministro, fabricación y montaje de blindaje metálico con material A-515-72 Gr 70	ton	2,586.07	\$8,201.63	\$21,209,989.29
Suministro, fabricación y montaje de anillos de atraque con material A-515-72 Gr 70	ton	45.86	\$8,201.63	\$376,126.75
Suministro, fabricación y montaje de solera y placa de respaldo con material A-36	ton	11.61	\$7,636.00	\$88,653.96
			subtotal	\$21,674,770.01
EMPAQUE CON CONCRETO HIDRÁULICO				
Concreto premezclado de resistencia normal vaciado con bomba, resistencia f c = 200 kg/cm ²	m ³	5,959.00	\$442.25	\$2,635,367.75
Concreto premezclado de resistencia normal vaciado con bomba, resistencia f c = 250 kg/cm ²	m ³	21,081.00	\$469.18	\$9,890,783.58
Acero de refuerzo (suministro, habilitado y colocación)	ton	388.64	\$2,077.90	\$807,555.06
Anclaje de fricción lechada 1" x 4.50 m x 2 1/4"	m	2,304.00	\$102.77	\$236,782.08
			subtotal	\$13,570,488.47
			IMPORTE TOTAL:	\$39,689,427.05

El importe total de construcción de las tuberías a presión que se obtuvo fue de \$39,689,427.05 (treinta y nueve millones seiscientos ochenta y nueve mil cuatrocientos veintisiete pesos 05/100 mn), por lo que de acuerdo a este importe y a la longitud total de las tuberías que es de 524.89 m (considerando la suma de las tres unidades), el costo por metro de construcción de las tuberías a presión fue de \$75,614.75 (setenta y cinco mil seiscientos catorce pesos 75/100 mn).

Con la presupuestación de la obra se concluye este Capítulo VII "Recursos Utilizados", donde se expuso la mano de obra, maquinaria y equipo que se utilizó para la construcción de las tuberías a presión, también se mostraron los volúmenes y programas de obra. Así mismo se concluye el presente trabajo, considerando que la información aquí expuesta sirva de referencia para futuras obras de este tipo.

CONCLUSIONES



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.

CONCLUSIONES

Dentro de los conceptos y aspectos esenciales para conformar un México moderno y bien planificado, sobresale la realización de rentables y productivos proyectos hidroeléctricos, tanto por incrementar substancialmente el ahorro de hidrocarburos destinados a la producción de energía eléctrica, y contribuir así, a disminuir la contaminación y alteración ambiental, como por representar importantes obras de infraestructura para apoyar a los nuevos Complejos de Desarrollo, propuestos en las regiones preferenciales de inversión para descentralizar la vida y actividad nacional.

Con la construcción de la Central Hidroeléctrica se prevén diversos beneficios: agua abundante y de buena calidad, control de inundaciones y azolves, irrigación, protección de ecosistemas, navegación, piscicultura, turismo, recarga de acuíferos y, por supuesto, fuentes de trabajo. La conveniente ubicación del proyecto, propósito fundamental a fin de disponer con aportaciones íntegras y prácticamente sin contaminación, cubrirá de manera oportuna y económica la demanda futura de reserva, potencia y energía en los sistemas interconectados; por lo mismo, podrán apoyarse en mejores condiciones las contingencias de operación, y los paros programados de las actuales centrales de vapor y en los nuevos centros energéticos.

La planificación, programación, construcción, operación y conservación de rentables proyectos de infraestructura, debe ser un compromiso compartido entre gobierno y sociedad, con el propósito de alcanzar un sano y equitativo progreso en toda la República.

Esta renovada perspectiva también permitirá a las instituciones del sector energético, en estrecha colaboración con otras dependencias y la iniciativa privada, fortalecer planes y objetivos comunes, al sustentar la expansión de la industria eléctrica en versátiles y eficientes obras de infraestructura, caracterizadas por sus altos índices técnicos, económicos y sociales.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En la Central Hidroeléctrica, descrita en este trabajo, el periodo de construcción civil original se tuvo que recortar un año, debido a que el crecimiento del consumo de energía eléctrica de 1989 supero las expectativas que se tenían previstas. Ante esta situación, el periodo inicial de construcción de esta Central Hidroeléctrica, que sería de octubre de 1989 (fecha de inicio de construcción de los túneles de desvío) a junio de 1994 (fecha de cierre de compuertas para el inicio del embalse o llenado del vaso de la presa), paso al periodo de ejecución de octubre de 1989 a junio de 1993, fecha de cierre de compuertas.

Consecuentemente hubo necesidad de contar con procedimientos de construcción rápidos, modificar los programas originales de construcción, adecuar y optimizar la utilización de los recursos (mano de obra, maquinaria y/o equipo y materiales, entre otros), referente a este punto, se implementaron dos turnos de trabajo, uno diurno y otro nocturno y se incremento la cantidad de maquinaria y/o equipo a utilizar. Por lo anterior el factor tiempo fue una condicionante importante para la construcción de las tuberías a presión y de la obra en general.

Lo que éste trabajo pretende destacar entre otras cosas es la importancia de la elaboración de un estudio completo referente al impacto ambiental que se deriva del procedimiento constructivo de las tuberías a presión de una Central Hidroeléctrica, para así poder entender las necesidades e impactos negativos al medio ambiente en el que se aloja en su conjunto la hidroeléctrica. El objetivo de este estudio fue la elaboración de la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA), documento que tiene como finalidad la identificación de los impactos nocivos que el Proyecto Hidroeléctrico pueda generar. La presentación de este documento ante la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) es necesaria ya que dicha dependencia será quien autorice, niegue o condicione la realización del proyecto.

Referente a los procedimientos constructivos descritos en este trabajo y en

particular a la excavación de las tuberías a presión, se otorgó una especial consideración a los accesos de dichas tuberías. El uso del máximo número posible de accesos a distintos niveles de los túneles inclinados, optimizó la coordinación de los trabajos al permitirse el cumplimiento del programa global de excavaciones del complejo subterráneo. Salvo por retrasos menores en la tubería a presión unidad 2, los cuales se presentaron por las condiciones geológicas críticas que prevalecían en la zona por excavar, los trabajos de excavación y soporte de las tuberías de presión se ejecutaron a tiempo para permitir la continuación de las demás actividades en éstos frentes, tales como el blindaje metálico y el empaque con concreto hidráulico.

En la Central Hidroeléctrica descrita en este trabajo, la ruta crítica principal (en cuanto a excavación) estuvo en las tuberías a presión, por lo que en futuros proyectos de este tipo deberá considerarse esta experiencia y realizar la planeación sin escatimar en accesos temporales y equipo de construcción diseñado específicamente para esta actividad, considerada la más difícil y complicada de las excavaciones subterráneas de un proyecto hidroeléctrico.

El propósito fundamental del capítulo V "Blindaje Metálico" fue el de recopilar y organizar toda la información de manera general del procedimiento constructivo del montaje del blindaje metálico de las tuberías a presión en las unidades 1, 2 y 3, de una central hidroeléctrica. Básicamente el objetivo planteado se logró al describir en forma pormenorizada paso a paso cada una de las etapas de este procedimiento constructivo realizadas durante los trabajos de montaje del blindaje metálico, haciendo énfasis en los requerimientos, códigos, normas y especificaciones requeridas, las cuales se mencionan dentro del capítulo.

La planificación fue fundamental en este procedimiento constructivo, ya que realizó un análisis del trabajo que se iba a desarrollar, se encargó de seleccionar métodos y técnicas de construcción, elaboró un plan de operaciones y asignó la maquinaria, equipo y mano de obra, necesarios para poder cumplir con los

trabajos necesarios. La programación se encargó principalmente de interrelacionar los trabajos realizados con las demás operaciones que se llevaban a cabo en el lugar de la obra, así como efectos externos como el clima. El control principalmente abarcó la supervisión e inspección de la obra y el establecimiento de técnicas y procedimientos requeridos en la obra.

El principal objetivo del análisis que se realizó para esta etapa del proyecto que fue el montaje del blindaje metálico fue el de ser totalmente práctico; planear, programar y controlar el trabajo, para que cada uno de los hombres contribuyera a su realización, con un mínimo de interferencia. En general el cumplimiento de obra de cada una de las etapas fue normal, destacándose el lanzamiento de tubería (anillos metálicos), posicionado, alineado y conformado de la misma, así como la soldadura de campo.

La toma de decisiones fue fundamental para cada una de las actividades realizadas, ya que las soluciones viables propuestas fueron las correctas y ayudaron a cumplir satisfactoriamente con los criterios de diseño establecidos en el proyecto y por consiguiente a finalizar satisfactoriamente con esta parte de la obra, el blindaje metálico.

El empaque con concreto de las tuberías a presión es un claro ejemplo de la aplicación de métodos de construcción rápidos, problemática que se vivió durante todo el desarrollo de la obra. La velocidad de ejecución en la rama inclinada y codo inferior por ejemplo, fue siempre en ascenso, ya que la primera tubería se empaquetó con concreto hidráulico en 4 meses, la segunda en 3 meses y la tercera en solo 2 meses, lo que puso de manifiesto la constante ambición de los grupos humanos participantes en superar la meta anterior dentro de los límites establecidos de calidad.

En el codo superior, zona de transición y sección rectangular (bocatoma), con la idea de ejecutar los trabajos de colocación de concreto lo más rápido posible se

decidió emplear un juego de cimbras de madera para cada unidad, lo cual finalmente garantizó ejecutar el cierre final de los túneles de desvío para inicio del embalse de la presa con la obra de toma en condiciones de recibir el llenado del vaso. La decisión aunque no se basó en la economía, redundó en beneficio de la obra, ya que el criterio para la toma de decisiones siempre fue el factor tiempo.

Durante el proceso constructivo del empaque de la tubería metálica y el revestimiento con concreto hidráulico reforzado en el codo superior, zona de transición y sección rectangular de las tuberías a presión, se presentaron diversos problemas como: la baja excavación en el codo superior que provocó modificar el proyecto en esta zona; la pendiente tan pronunciada (31° respecto a la horizontal) en la zona rectangular que dificultó la colocación de concreto en la losa de piso y la obra falsa para la losa superior (de techo); la pendiente en la rama inclinada (52° respecto a la horizontal), etc. Problemas que a pesar del alto grado de dificultad y de riesgo que representaron, fueron superados satisfactoriamente, cuidando siempre la calidad de los trabajos y sobre todo el tiempo de ejecución.

La construcción de las tuberías a presión de esta Central Hidroeléctrica, fue una tarea complicada en virtud de todos los aspectos descritos en este trabajo, por lo que se tuvo especial cuidado en la administración de los recursos utilizados, además de una planeación cuidadosa para evitar interferencias y/o retrasos y así cumplir con el programa recortado, el cual finalmente se cumplió satisfactoriamente, al hacerse el cierre de compuertas para inicio del embalse de la presa el día 25 de junio de 1993.

ANEXO DE PLANOS



Universidad Nacional
Autónoma de México

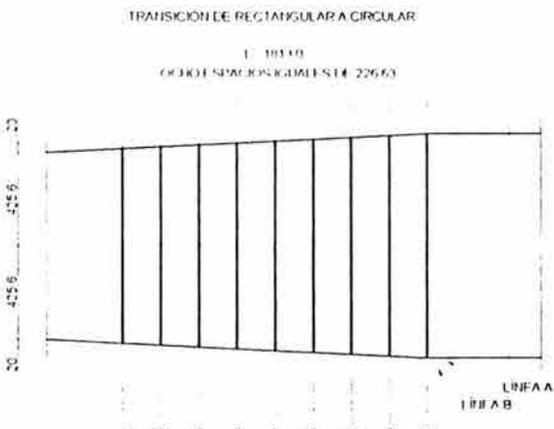
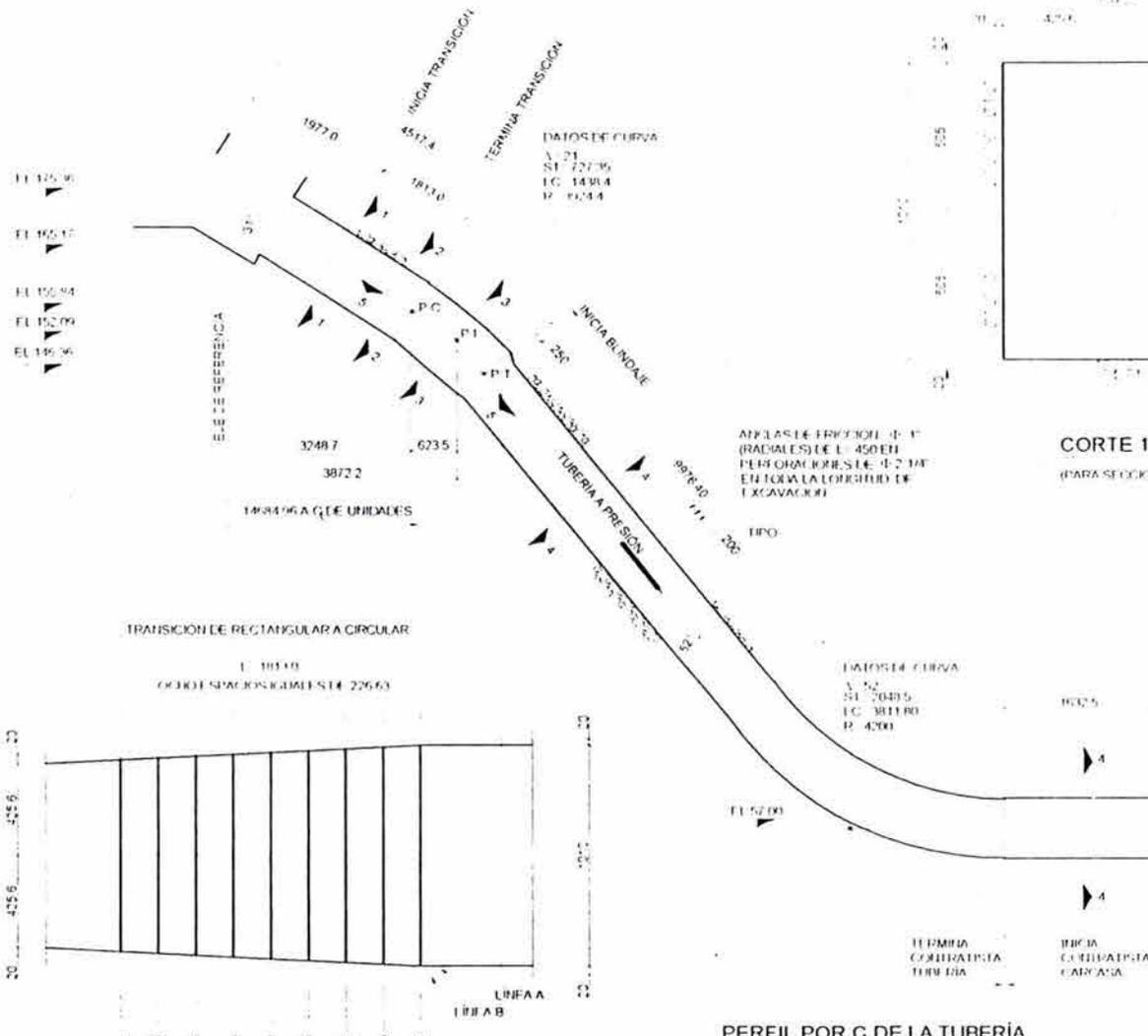


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

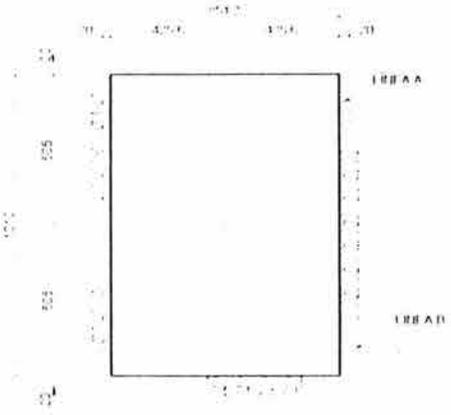
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

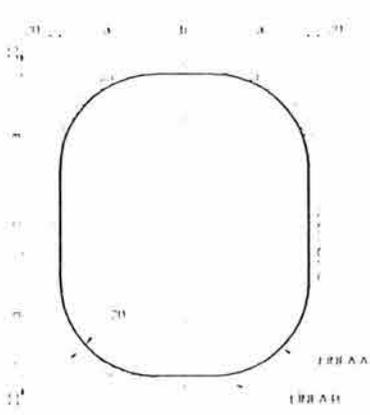
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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



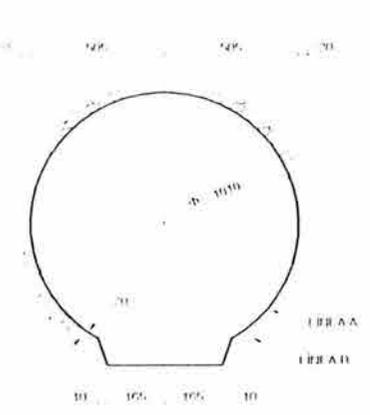
CORTE 5-5



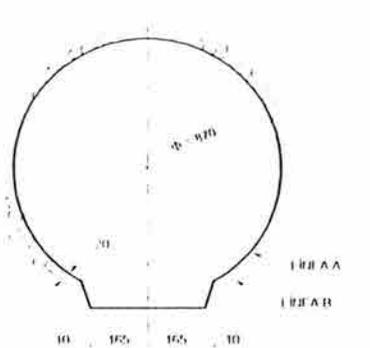
CORTE 1-1
(PARA SECCIÓN 1)



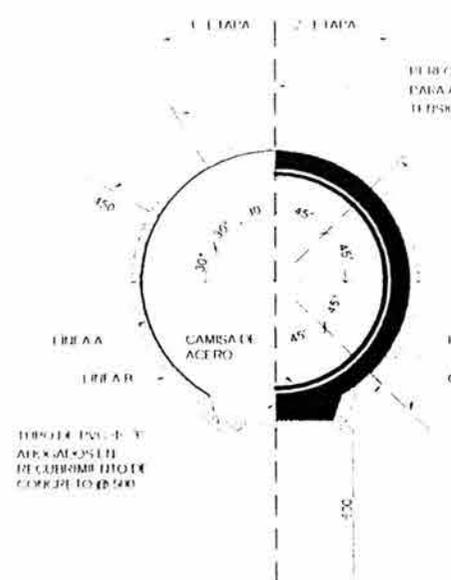
CORTE 2-2
(PARA LAS SECCIONES 2 A 4)



CORTE 3-3
(PARA LA SECCIÓN 5)



CORTE 4-4



TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN Y DRENAJE DE LA ROCA

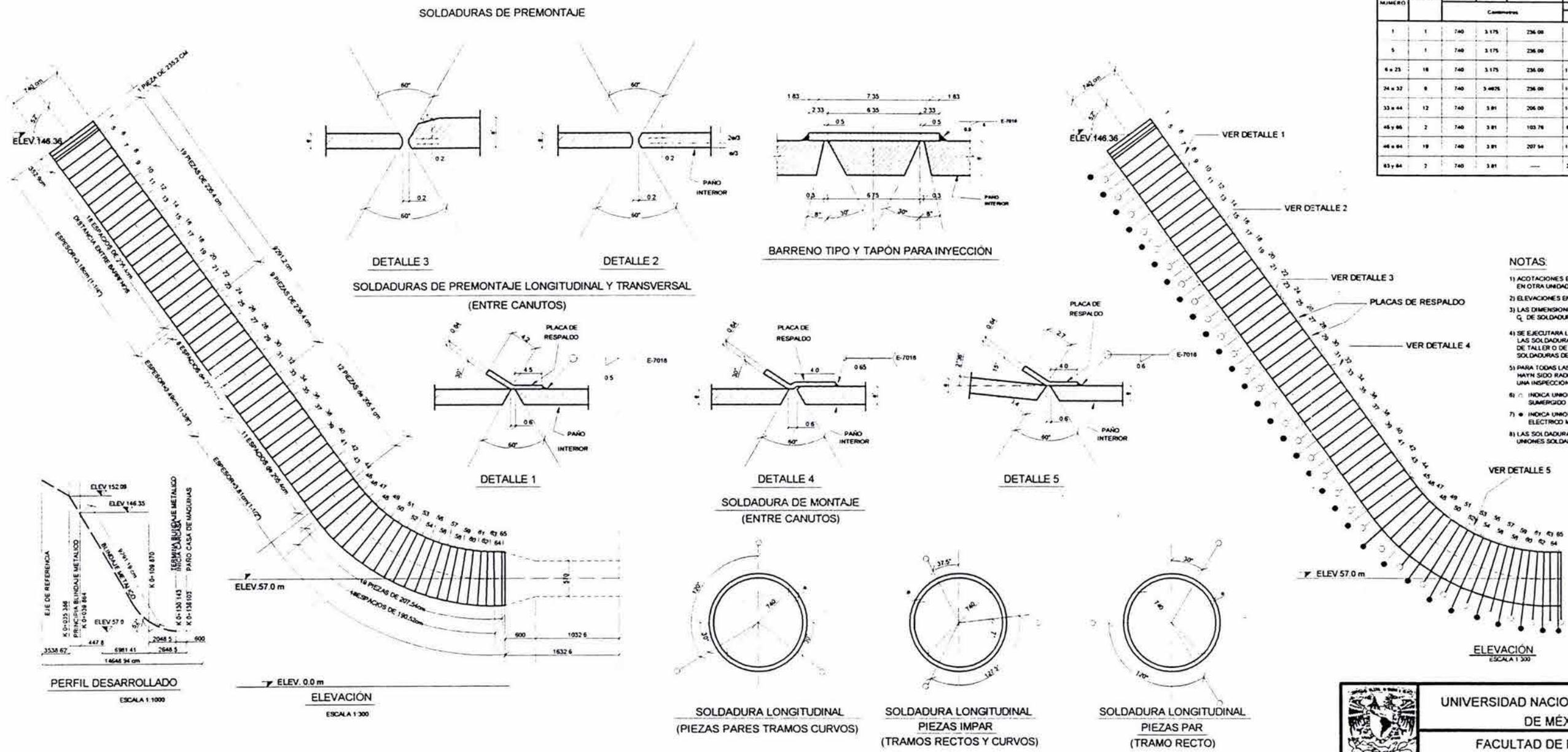
DATOS EN TRANSICIÓN			
SECCION	a	b	c
1	0.00	851.20	1010
2	181.25	491.18	647.50
3	227.50	406.12	555.00
4	273.70	326.13	462.60
5	320.00	250.90	370.00
6	366.25	180.73	277.50
7	412.50	115.53	185.00
8	486.75	55.29	92.50
9	505.00	0.00	0.00

- NOTAS:**
- 1. LAS PERFORACIONES DE 1/2" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 2. LAS PERFORACIONES DE 1" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 3. LAS PERFORACIONES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 4. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 5. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 6. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 7. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 8. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.
 - 9. LAS PERFORACIONES RADIALES DE 2.54" DE DIAM. EN TODA LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN.

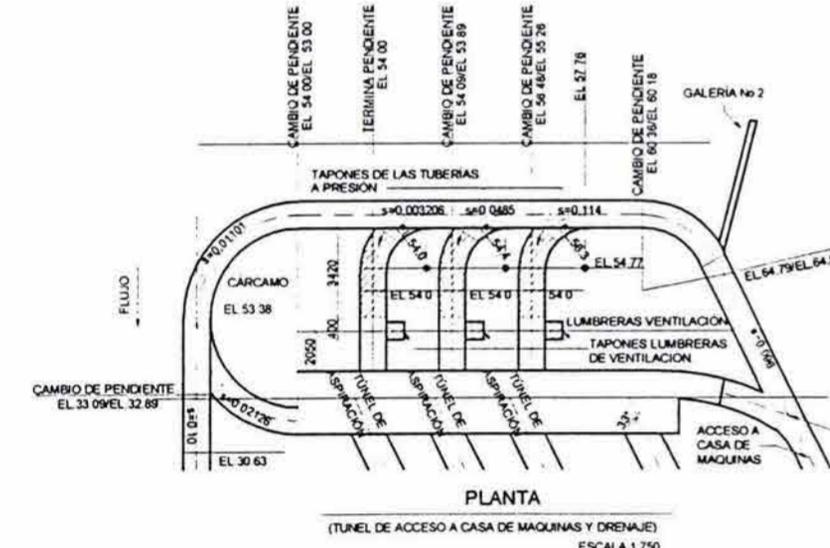
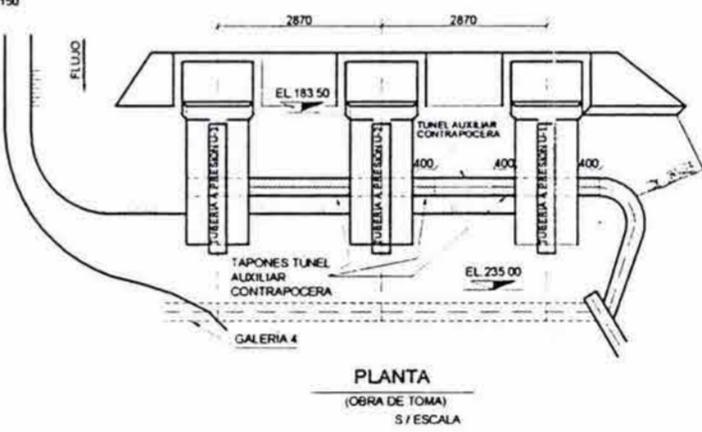
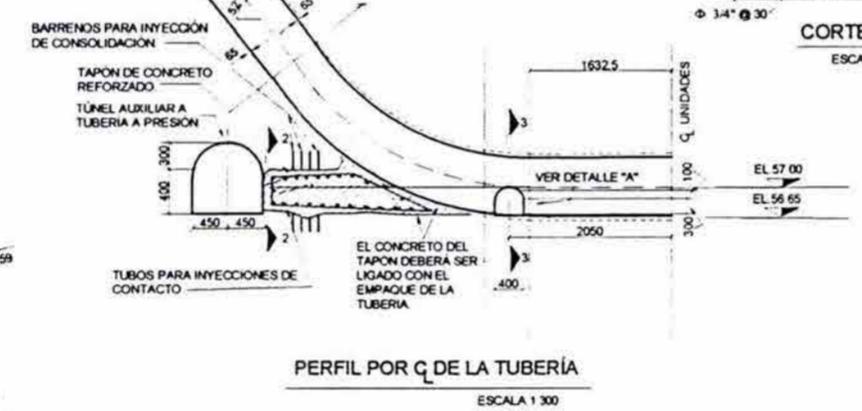
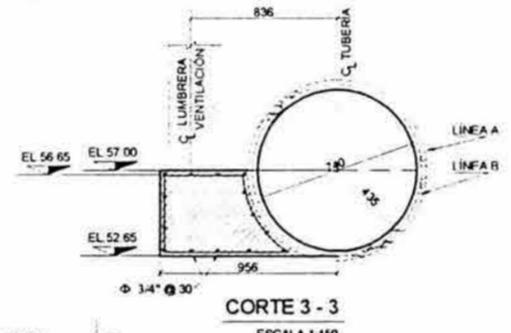
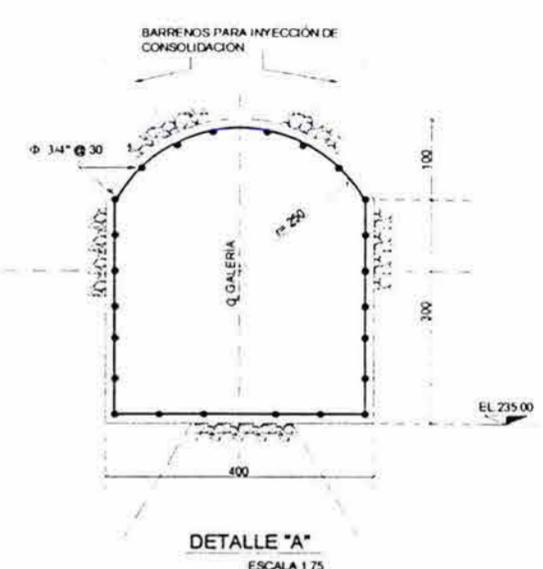
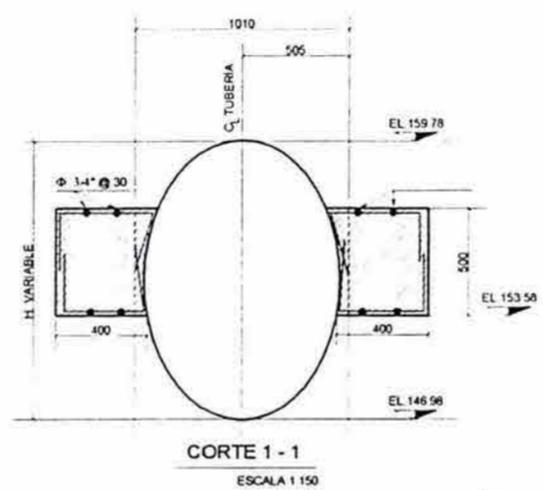
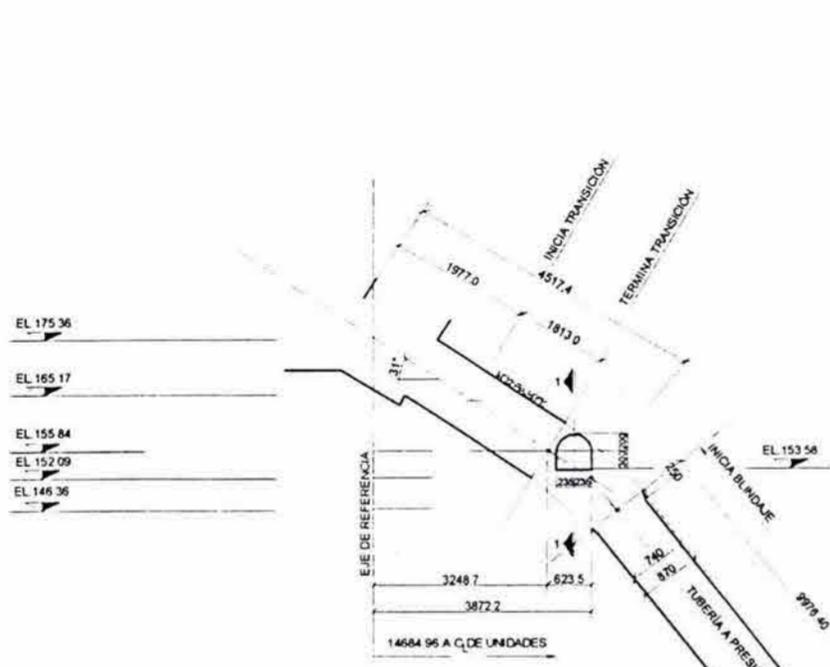
	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA		
CONJUNTO: OBRAS DE GENERACIÓN PLANO 1 "EXCAVACIÓN-TUBERÍA A PRESIÓN"		
CAÑEDO GARCÍA MIGUEL ÁNGEL GARCÍA LEYVA FREDY GUILLERMO GUZMÁN MARTÍNEZ JAVIER ALFONSO ZÁRATE GRAJALES JULIO CÉSAR		
		SEPTIEMBRE/2004
		PLANO 1 DE 4

PIEZA NUMERO	CANTIDAD	DIAMETRO INTERIOR	ESPESOR	LONGITUD	PESO		OBSERVACIONES
					PIEZA	TOTAL	
					Centímetros	Kilogramos	
1	1	740	3.175	236.00	—	2261.30	CON 3 ANILLOS
5	1	740	3.175	236.00	—	19675.00	PLACA DE AJUSTE
6 x 23	18	740	3.175	236.00	13675.00	348150.00	—
24 x 32	8	740	3.4875	236.00	15048.75	136436.75	—
33 x 44	12	740	3.91	206.00	14327.17	171926.04	—
46 y 66	2	740	3.91	103.76	8868.34	13319.88	ENTRADA Y SALIDA CURVA
46 x 64	18	740	3.91	207.54	13319.88	253064.82	INTERMEDIOS EN CURVA
83 y 84	2	740	3.91	—	2965.20	5820.40	ANILLOS EN CURVA

- NOTAS:**
- 1) ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.
 - 2) ELEVACIONES EN METROS, AL CENTRO DE LA TUBERIA.
 - 3) LAS DIMENSIONES DE LAS PIEZAS ESTAN DADAS DE C.A. Q. DE SOLDADURA.
 - 4) SE EJECUTARA LA PRUEBA GAMAGRAFICA DEL 100% DE LAS SOLDADURAS TRANSVERSALES Y LONGITUDINALES DE TALLER O DE PREMONTAJE ASI COMO EL 100% DE LAS SOLDADURAS DE MONTAJE.
 - 5) PARA TODAS LAS SOLDADURAS DE MONTAJE QUE NO HAYAN SIDO RADIOGRAFIADAS, SE DEBERA EFECTUAR UNA INSPECCION ULTRASONICA.
 - 6) \odot INDICA UNION EN TALLER, SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO.
 - 7) \bullet INDICA UNION EN MONTAJE, SOLDADURA DE ARCO ELECTROD MANUAL.
 - 8) LAS SOLDADURAS MOSTRADAS EN LOS DETALLES SERAN UNIONES SOLDADAS CON PENETRACION COMPLETA.

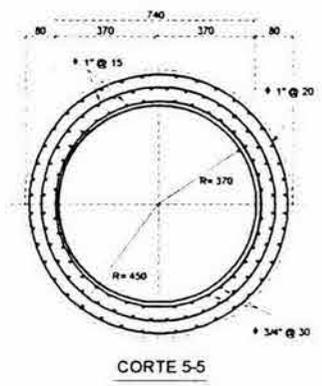
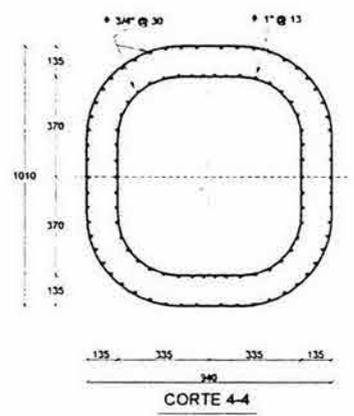
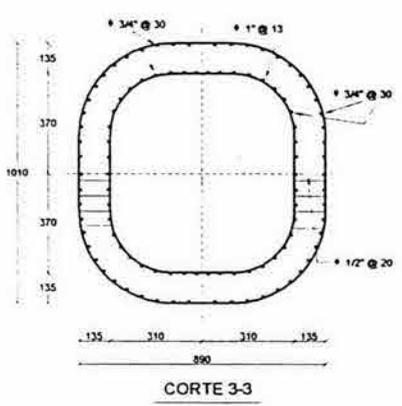
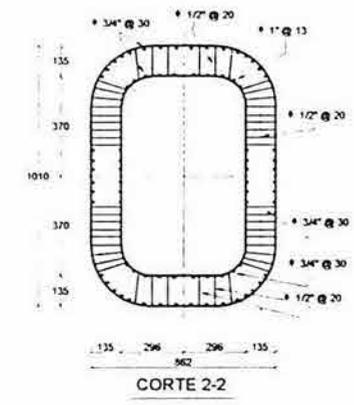
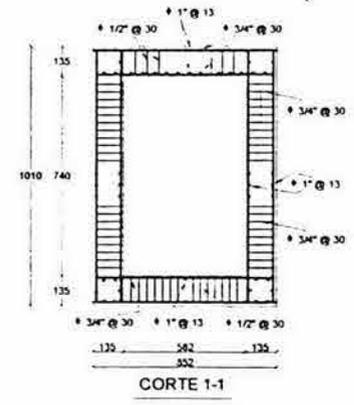
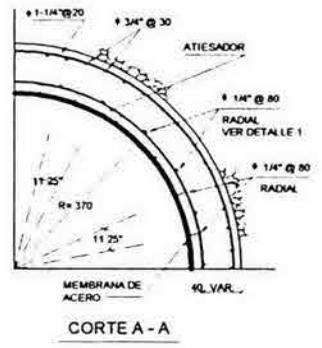
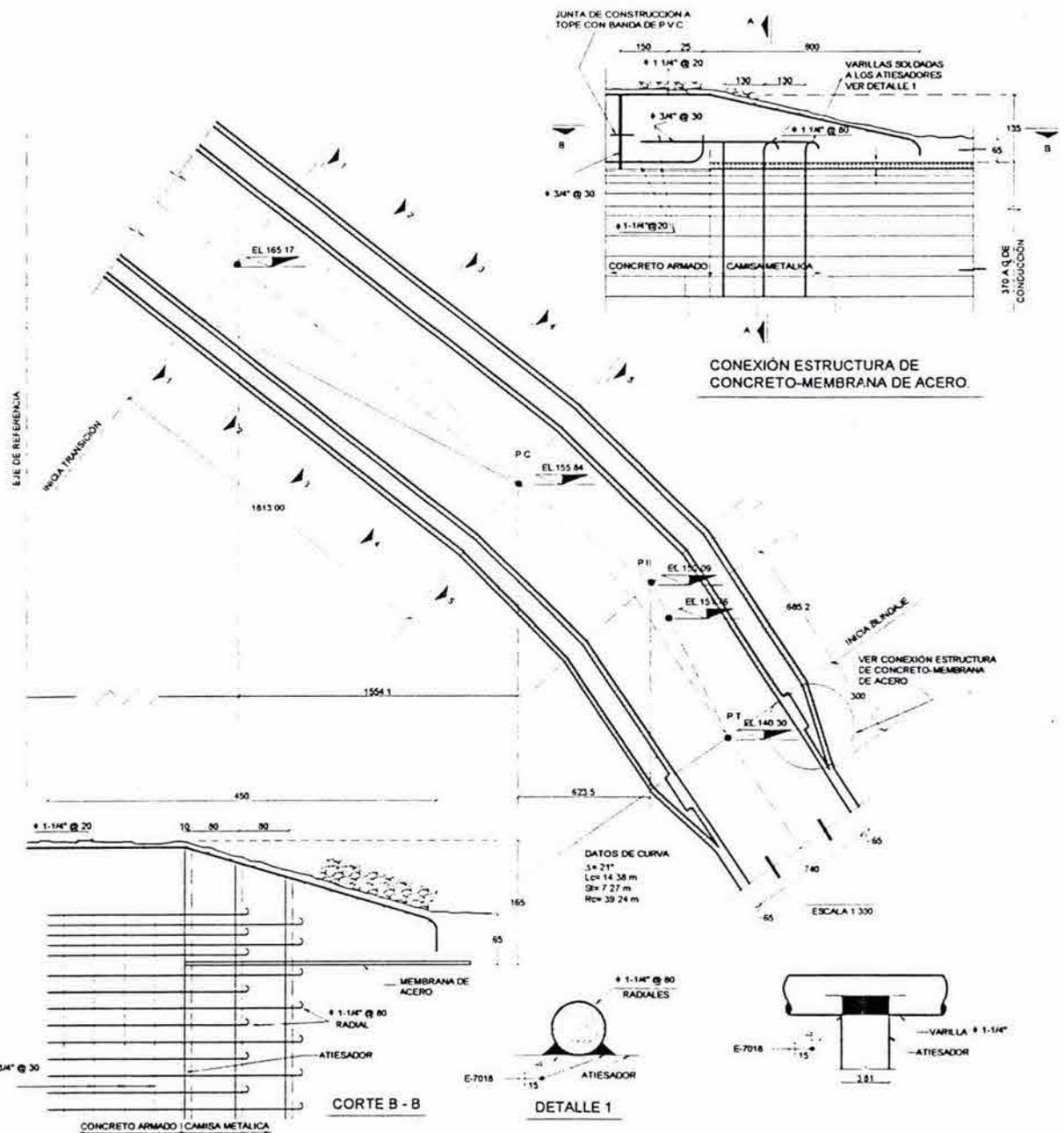


	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA		
CONJUNTO: OBRAS DE GENERACION PLANO 2 "BLINDAJE METÁLICO-TUBERÍA A PRESIÓN"		
CAÑEDO GARCIA MIGUEL ÁNGEL GARCÍA LEYVA FREDY GUILLERMO GUZMÁN MARTÍNEZ JAVIER ALFONSO ZÁRATE GRAJALES JULIO CÉSAR		
SEPTIEMBRE/2004		PLANO 2 DE 4



- NOTAS:**
- 1) ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD
 - 2) ELEVACIONES EN METROS
 - 3) EN LOS CORTES LAS SUPERFICIES DE CONTACTO CON LA ROCA CORRESPONDEN A LA LINEA "A" (TEORICA) Y LA LINEA "B" (DE TOLERANCIA) SERA DE 20 CENTIMETROS
 - 4) USESE CONCRETO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - 5) USESE ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - 6) LA LONGITUD DE TRASLAPE Y ANCLAJE RECTO SE TOMARA DE VARILLAS $\phi 3-\phi$ - LONGITUD 70 CENTIMETROS

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERÍAS A PRESIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA		
CONJUNTO: OBRAS DE GENERACIÓN PLANO 3 "TAPONES-TUBERÍA A PRESIÓN"		
CAÑEDO GARCÍA MIGUEL ÁNGEL GARCÍA LEYVA FREDY GUILLERMO GUZMÁN MARTÍNEZ JAVIER ALFONSO ZÁRATE GRAJALES JULIO CÉSAR		
SEPTIEMBRE/2004		PLANO 3 DE 4



- NOTAS:**
- 1) ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD
 - 2) ELEVACIONES EN METROS
 - 3) USESE CONCRETO $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 - 4) USESE ACERO DE REFUERZO DE $N_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - 5) TODAS LAS VARILLAS DE REFUERZO DEBERAN ANCLARSE POR MEDIO DE GANCHOS ESTANDAR O ANCLAJE RECTO
 - 6) ANCLAJES RECTOS Y TRASLAPES DE VARILLAS:
 $\phi 1/2" = 40 \text{ cm}$ $\phi 3/4" = 70 \text{ cm}$ $\phi 1 \text{ 1/4}" = 190 \text{ cm}$
 EN CASO DE VARILLAS MAYORES DE 1" DE DIAMETRO DEBERA USARSE SOLDADURA A TOPE O HACER LA UNION MEDIANTE UNA JUNTA MECANICA.
 - 7) EL RECUBRIMIENTO LIBRE SERA DE 10 CENTIMETROS
 - 8) LAS COTAS INDICADAS EN LA TRANSICION SON AL EJE DEL TUNEL
 - 9) PARA LAS EXCAVACIONES, LA DISTANCIA ENTRE LA LINEA "A" (TEORICA) Y LA LINEA "B" (DE TOLERANCIA) SERA DE 20 CENTIMETROS

	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS TUBERIAS A PRESION DE UNA CENTRAL HIDROELECTRICA		
CONJUNTO: OBRAS DE GENERACION PLANO 4 "ARMADOS DE LA TRANSICION-TUBERIA A PRESION"		
CAÑEDO GARCIA MIGUEL ANGEL GARCIA LEYVA FREDY GUILLERMO GUZMAN MARTINEZ JAVIER ALFONSO ZARATE GRAJALES JULIO CESAR		
SEPTIEMBRE/2004		PLANO 4 DE 4

BIBLIOGRAFÍA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

BIBLIOGRAFÍA

Enríquez Harper, Gilberto
Elementos de Centrales Hidroeléctricas
Limusa
México 1995

Morse, Frederick
Centrales Hidroeléctricas
Continental
México 1984

Ortiz Flores, Ramiro
Pequeñas Centrales Hidroeléctricas
McGraw Hill
México 2001

Zoppetti Júdez, Gaudencio
Centrales Hidroeléctricas
Gustavo Gili
México 1985

Cárdenas Baro, A.
Importancia de Aguamilpa dentro de la Hidroelectricidad en México
Organo Oficial del Colegio de Ingenieros Civiles de Mexico
Numero 270
México 1990

Méndez, Fidencio
Aguamilpa Powerhouse an Outstanding. Proceedings of the International
"Towards New Worlds in Tunneling".
Luis Vieitez - Utesa y Luis E. Montañés - Cartaxo.
Acapulco, Guerrero México, 1992

Comisión Federal de Electricidad (CFE), Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Manual de Diseño de Obras Civiles
Hidrotecnia: A.2.2 Obras de toma para plantas hidroeléctricas (año 1983)
Hidrotecnia: A.2.3 Conducciones a presión (año 1981)
Federación Editorial Mexicana.
México, 1981 y 1983

Comisión Federal de Electricidad (CFE)
Proyecto Hidroelectrico Aguamilpa, Nay. Información General
México 1999

Torres Herrera, Francisco
Obras Hidraulicas
Limusa
México 1992

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC).
El Concreto en la Obra. Tomo I. Tercera reimpresión.
Limusa, S.A. de C.V.
México, 1989.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC).
El Concreto en la Obra. Tomo II. Segunda reimpresión.
Limusa, S.A. de C.V.
México, 1990

Joseph J. Waddell y Joseph A. Dobrowolski.
Manual de la Construcción con Concreto. Tercera edición.
McGraw - Hill
México, 1997

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC).
Producción de Grandes Volúmenes de Concreto
Limusa, S.A. de C.V.
México, 1983

Dupont of Newmore & Co Sales Development
Manual para el Uso de Explosivos Dupont
Wellington Delaware, USA.

Vázquez González, Alba B. y Valdez, Enrique César
Impacto Ambiental
Departamento de Publicaciones de la Facultad de Ingeniería de la UNAM
México, 1994

Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales
Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente
Publicado en el Diario Oficial de la Federación el 28 de Enero de 1988
Reformas a la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente
Publicado en el Diario Oficial de la Federación el 25 de Febrero de 2003.

Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales
Reglamento a la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente
en Materia de Impacto Ambiental
Publicado en el Diario Oficial de la Federación el 28 de Enero de 1988
Reformas a la Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente
Publicado en el Diario Oficial de la Federación el 25 de Febrero de 2003.