

29/40



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

***"Planeación, Procedimiento  
Constructivo y Control de Obra.  
del Tnel Ramal Norte del  
Sistema Cutzamala"***

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
ARTURO CORRAL VALENZUELA

MEXICO, D. F.

1989

**FALLA DE ORIGEN**



## **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 está 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.

PLANEACION, PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y CONTROL  
DEL TUNEL RAMAL NORTE DEL SISTEMA CUTZAMALA

INDICE GENERAL

	Pág.
CAPITULO PRIMERO. INTRODUCCION .....	1
1.1 LOCALIZACION .....	2
1.2 DESCRIPCION .....	5
CAPITULO SEGUNDO. PLANEACION .....	8
2.1 DEFINICION DEL PROYECTO .....	9
2.1.1 Elección del método constructivo .....	15
2.1.1.1 Excavación .....	15
2.1.1.2 Barrenación del frente .....	22
2.1.1.3 Explosivos .....	26
2.1.1.4 Rezaga .....	27
2.1.1.5 Ademe .....	37
2.1.1.6 Revestimiento definitivo .....	42
2.2 PROGRAMA DE OBRA .....	47
2.2.1 Ruta crítica .....	50
2.2.2 Diagrama de barras .....	50
2.3 PROGRAMA DE UTILIZACION DE EQUIPO .....	52
2.3.1 Equipo .....	52
2.3.2 Instalaciones .....	57
2.3.2.1 Instalación eléctrica (Diseño) .....	57
2.3.2.2 Instalación de aire comprimido (Diseño) .....	66

	Pág.
2.3.2.3 Instalación de vía y rezaga (Diseño) .....	75
2.3.2.4 Instalación de agua (Diseño) .....	88
2.3.2.5 Instalación de la ventilación (Diseño) .....	92
2.4 PROGRAMA DE PERSONAL .....	100
2.5 CURVA DE INGRESOS Y EGRESOS .....	101
CAPITULO TERCERO. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO .....	106
3.1 EMPORTALAMIENTO .....	107
3.2 EXCAVACION (METODO CONVENCIONAL) .....	114
3.2.1 Topografía .....	115
3.2.2 Barrenación sección superior .....	118
3.2.3 Rezaga (Locomotora y vía) .....	122
3.2.4 Barrenación sección inferior .....	128
3.2.5 Carga y voladura .....	133
3.2.6 Concreto lanzado .....	143
3.3 REVESTIMIENTO .....	150
3.3.1 Colado de cubeta .....	155
3.3.2 Colado de clave y muros (Bóveda) .....	161
3.3.2.1 Descripción de la cimbra .....	162
3.3.2.2 Ciclo de movimiento de la cimbra .....	170
3.3.2.3 Ciclo de colado .....	173
CAPITULO CUARTO. CONTROL DE OBRA .....	180
4.1 CONTROL DE AVANCE .....	181
4.2 CONTROL DE COSTOS .....	187

	Pág.
4.3 CONTROL DE RESISTENCIA .....	191
CONCLUSIONES .....	196
BIBLIOGRAFIA .....	200

## CAPITULO PRIMERO

### INTRODUCCION

#### SUMARIO

1.1 LOCALIZACION

1.2 DESCRIPCION

## 1.1 LOCALIZACION

En el presente los habitantes de la zona metropolitana de la Ciudad de México, viven su más grande reto frente a la naturaleza, para lograr que el agua no falte, ante el crecimiento demográfico excesivo.

La solución para el abastecimiento, de perforar pozos en los acuíferos del Valle de México, desde hace mucho tiempo dejó de serlo, para convertirse en un grave problema al provocar hundimientos en la ciudad; con los consiguientes efectos negativos en las estructuras y la calidad del agua.

Ante este problema fue necesario buscar y conducir el recurso de más allá de las fronteras del propio valle; se analizaron varios proyectos desde puntos de vista hidrológicos, sanitarios, técnicos, políticos, económicos y financieros, llegando a la conclusión de que la cuenca del río Cutzamala, presentaba más ventajas para el abastecimiento.

Hoy en día la Gerencia de Aguas del Valle de México (GAVM) realiza la mayor y más compleja obra de captación y potabilización: EL SISTEMA CUTZAMALA. La finalidad de este proyecto es introducir a la zona metropolitana de la Ciudad de México 19 metros cúbicos por segundo, para beneficiar a 6 millones de habitantes. Este proyecto sin duda alguna, constituye el más ambicioso en su tipo, que se ha llevado a cabo en el país y de los de mayor magnitud en el mundo; ya que conjuga carga, volumen y distancia de recorrido.

Su concepción, desarrollo técnico y realización, ha implicado enormes esfuerzos a quienes en él hemos participado y participarán; así pues este proyecto significa un gran reto para la Ingeniería Mexicana.

La tarea hidráulica de abastecer de agua a la Zona Metropolitana, debe atender por una parte la demanda anual que provoca el incremento poblacional estimado en novecientos -- mil habitantes, y por otra reducir la sobreexplotación de -- las fuentes de abastecimiento subterráneos en los valles de México y Toluca-Ixtlahuaca.

Actualmente el suministro es de aproximadamente  $62 \text{ M}^3/\text{seg.}$  que provienen de las siguientes fuentes:

- 44  $\text{m}^3/\text{seg.}$  Subsuelo del Valle de México.
- 9  $\text{m}^3/\text{seg.}$  Sistema Lerma.
- 6  $\text{m}^3/\text{seg.}$  Sistema Cutzamala (1a. Etapa).
- 2  $\text{m}^3/\text{seg.}$  Reuso de agua.
- 1  $\text{m}^3/\text{seg.}$  Aprovechamientos superficiales.

El proyecto Cutzamala consiste en el aprovechamiento de siete presas de almacenamiento y derivación, correspondientes a la cuenca alta del río Cutzamala; la construcción de -- un vaso regulador, un acueducto de 127 km. que incluye 19 km. de túneles, 7.5 km de canal, la construcción de una planta -- potabilizadora cuya capacidad es  $24 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , seis plantas de bombeo y 24 km. de túnel dentro de la zona metropolitana, pa ra la distribución de agua al Estado de México y Distrito Fe deral.

A continuación se presenta un croquis del sistema Cutz mala:

# CROQUIS DEL SISTEMA CUTZAMALA

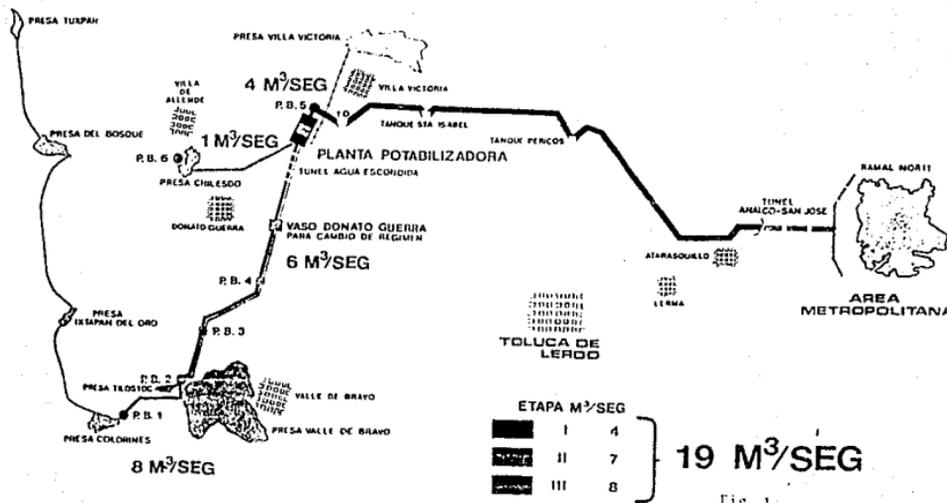


Fig. 1

## 1.2 DESCRIPCION

Como se puede ver en la figura anterior, el proyecto en general contempla la construcción de 4 túneles:

- TUNEL AGUA ESCONDIDA      sección herradura de 4.2 m de diámetro y longitud de 3.1 km. ya construido.
- TUNEL ANALCO-SAN JOSE      sección herradura de 4.6 m de diámetro y 16 km de longitud, ya construido.
- TUNEL RAMAL NORTE      sección herradura de 4.1 m de diámetro y 12.57 km. de longitud, ya construido.
- TUNEL RAMAL SUR      sección herradura de 4.6 m de diámetro y 3.61 km. de longitud, actualmente se excava (DGCOH).

El túnel Ramal Norte está localizado en el Estado de México, parte de la Lumbreira 3 del Túnel Analco San José y llega al barrio de la Rosa al oriente del poblado de Santiago Tepatlaxco, (ver fig. 2). Este túnel consta de 5 tramos:

- Tramo 1 - La Mina
- Tramo 2 - La Magdalena
- Tramo 3 - El Olímpico
- Tramo 4 - Loma Colorada
- Tramo 5 - Santiago

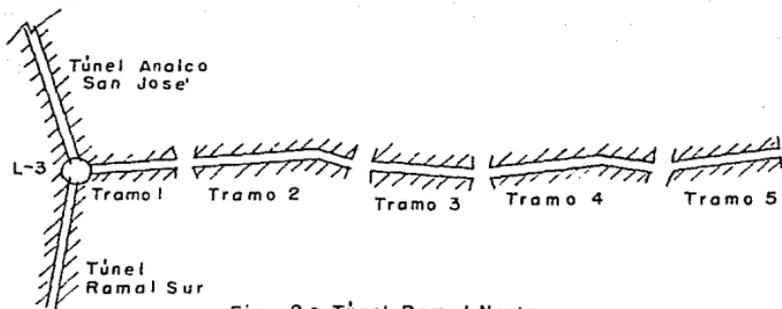


Fig. 2.- Túnel Ramal Norte

El tramo 1 tiene una longitud de 1700 m, se origina en la Lumbrera 3 y termina en una mina de arena abandonada.

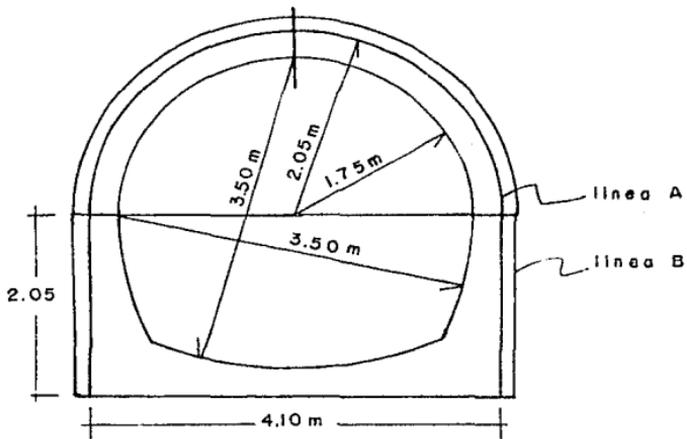
El tramo 2 mide 3158.3 m, se inicia en la misma mina y termina en el pueblo de Magdalena de Chichicapa, Mpio. de Huixquilucan.

El tramo 3 mide 2037.8 m, inicia en el mismo pueblo y termina en la propiedad comunal El Olímpico.

El tramo 4 mide 3276.8 m, se inicia en la misma propiedad y termina cerca del pueblo Loma Colorada.

Finalmente el tramo 5 que inicia cerca del mismo pueblo y termina en el barrio de la Rosa, tiene una longitud de --- 2085.1 m.

Este túnel como ya dijimos es de sección tipo herradura, (Ver Fig. 3) fue diseñado para un gasto máximo de  $24 \text{ m}^3/\text{seg.}$  con las siguientes dimensiones:



$$\text{Area} = 15.00 \text{ m}^2$$

$$S = 0.002$$

$$V_{\text{max}} = 1.6 \text{ m/s}$$

Fig. 3 Sección del túnel

## CAPITULO SEGUNDO

### PLANEACION

#### SUMARIO

- 2.1 DEFINICION DEL PROYECTO
  - 2.1.1 Elección del método constructivo
    - 2.1.1.1 Excavación
    - 2.1.1.2 Barrenación del frente
    - 2.1.1.3 Explosivos
    - 2.1.1.4 Rezaga
    - 2.1.1.5 Ademe
    - 2.1.1.6 Revestimiento definitivo
- 2.2 PROGRAMA DE OBRA
  - 2.2.1 Ruta crítica
  - 2.2.2 Diagrama de barras
- 2.3 PROGRAMA DE UTILIZACION DE EQUIPO
  - 2.3.1 Equipo
  - 2.3.2 Instalaciones
    - 2.3.2.1 Instalación eléctrica (Diseño)
    - 2.3.2.2 Instalación de aire comprimido (Diseño)
    - 2.3.2.3 Instalación de vía y rezaga (Diseño)
    - 2.3.2.4 Instalación de agua (Diseño)
    - 2.3.2.5 Instalación de la ventilación (Diseño)
- 2.4 PROGRAMA DE PERSONAL
- 2.5 CURVA DE INGRESOS Y EGRESOS

## 2.1 DEFINICION DEL PROYECTO

La necesidad de construcción de un túnel se impone cuando en el trazo de un proyecto determinado, existe algún obstáculo que por razones económicas, no es factible efectuar un corte a cielo abierto, o bien por las molestias causadas por estas excavaciones.

Una de las consideraciones más importantes para ejecutar una excavación subterránea, es conocer las condiciones determinantes del terreno; ya sean materiales favorables o no, para la construcción y así determinar la forma de ataque y el equipo necesario.

Los estudios preliminares para la construcción de túneles son los que a continuación se citan.

1) Estudios topográficos.- Estos permiten conocer el perfil longitudinal del terreno que contenga el trazo del túnel, las cotas de los puntos más importantes como son portal de entrada y salida, etc. A continuación presentamos el estudio topográfico del Túnel Ramal Norte:

TRAMO	LONG.	COTAS (rasante)	
		Entrada	Salida
Mina	1,699.956	2,582.26	2,578.86
Magdalena	3,158.279	2,578.86	2,572.54
Olimpico	2,111.979	2,572.54	2,568.32
Loma C.	3,434.676	2,568.32	2,561.45
Santiago	2,164.366	2,561.45	2,556.92

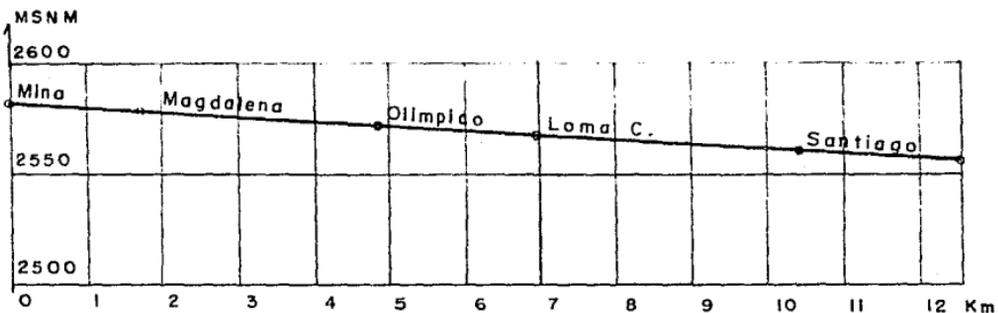
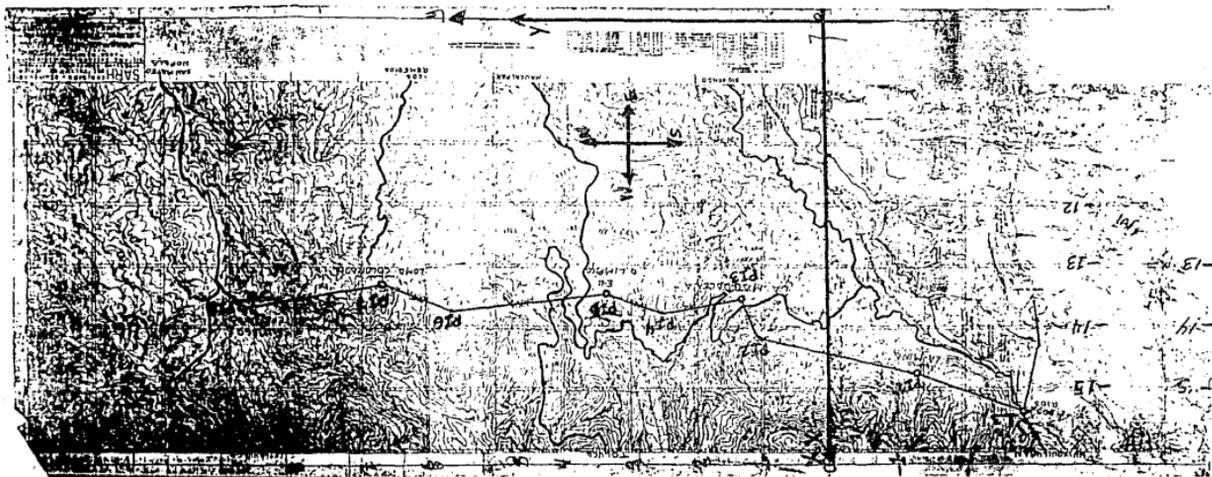
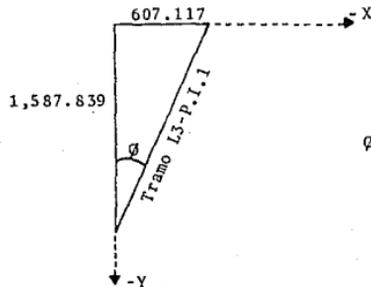


Fig. 4 Perfil topográfico



VERTICE	COORDENADAS		TRAMO	LONGITUD (m)	RUMBO
	X	Y			
Lumb. 3	- 15,388.139	- 2,933.210	Lumb. 3 - P.I. 1	1,699.956	N 20°55'28" I
P.I. 1	- 14,781.022	- 1,345.371	P.I. 1 - P.I. 2	2,485.061	N 13°34'47" E
P.I. 2	- 14,197.535	+ 1,070.218	P.I. 2 - P.I. 3	673.218	N 71°10'25" E
P.I. 3	- 13,560.334	+ 1,287.467	P.I. 3 - P.I. 4	1,250.000	N 11°38'39" W
P.I. 4	- 13,808.588	+ 2,492.254	P.I. 4 - P.I. 5	381.979	N 21°38'29" E
P.I. 5	- 13,482.452	+ 3,311.619	P.I. 5 - P.I. 6	2,293.689	N 7°10'17" W
P.I. 6	- 13,769.794	+ 5,587.365	P.I. 6 - P.I. 7	1,140.987	N 22°53'24" E
P.I. 7	- 13,325.992	+ 6,658.503	P.I. 7 - P.F.	2,164.366	N 10°45'18" W
P.F. (Salida)	- 13,729.884	+ 8,764.850			



$$\phi = \tan^{-1} \frac{607.117}{1,587.839} = 20.9245^\circ$$

$$= 20^\circ 55' 28'' E$$

Fig. 5.- Cuadro de Coordenadas, longitudes y orientaciones.

2) Estudios geológicos.- Estos estudios tienen la finalidad de determinar las características estratigráficas y litológicas del terreno a atravesar, esto se obtiene mediante muestras de sondeos a diferentes profundidades. Una vez conociendo estas características podemos suponer el comportamiento del terreno a excavar y así proponer las diferentes alternativas para el procedimiento de excavación. Esta alternativa desde luego, debe contar con características como seguridad, tiempo y economía.

Los actuales constructores de túneles, necesitan conocer con el mayor detalle posible los datos mecánicos de los terrenos a cruzar, para poder programar la obra y decidir de acuerdo a sus conocimientos, los procesos constructivos y el equipo necesario para tratar de mecanizar las actividades.-- Además con ello, podrán eliminar la mayor parte de casos imprevistos, para realizar los trabajos dentro del orden de la magnitud del plazo y presupuesto fijado.

Existe cierta clasificación convencional de los terrenos, deducidos de la observación de numerosos casos experimentales, en los cuales se puede determinar el tiempo que puede soportar cualquier terreno, después de que es excavada la sección. Este fenómeno es debido a que inicialmente la resistencia al corte de la mayor parte de los terrenos, supera los esfuerzos tangenciales que se presentan en la zona excavada; retrasando así su descompresión y por consiguiente-- el peligro de falla.

Esta circunstancia nos permite disponer de un intervalo de tiempo dentro del cual hay que sostener el terreno para evitar el derrumbe.

A continuación presentaremos los estudios geológicos -- que se hicieron para este túnel, a partir de ellos estudiare

mos el posible comportamiento del terreno.

Para lograr el objetivo de los estudios geológicos, se hicieron una serie de levantamientos superficiales y exploraciones geofísicas, que en conjunto son las perforaciones que se efectuaron a lo largo del trazo, se obtuvo la geología -- del subsuelo.

Los resultados se vaciaron en perfiles geológicos de cada tramo para así determinar el tipo y calidad del material, como también las posibles filtraciones que se pueden encontrar. El túnel ramal norte tiene origen en la lumbrera 3 -- (Analco San José), está al oriente de la sierra de las Cruces y forma parte de la "FORMACION LAS CRUCES". Esta formación está constituida por andesita con sus respectivas tobas y brechas, se encontró que esta formación es de origen igneo extrusivo, constituido por material de composición intermedia.

Podemos decir que el túnel pasa por formaciones rocosas resistentes a la erosión y otras no resistentes a la erosión, estas últimas en menor proporción. A la primera clasificación pertenecen las andesitas, dacitas y aglomerados muy compactos. Esta clase de roca se manifiesta formando rocas masivas redondeadas, alargadas y relativamente angostas.

Las formaciones de rocas débiles a la erosión son: los suelos residuales, los depósitos aluviales, las tobas arcilloarenosas, los aglomerados, brechas volcánicas probablemente consolidadas y andesitas y dacitas muy alteradas. A continuación presentamos el perfil geológico de uno de los tramos del túnel:

TRAMO I "LA MINA"

LEYENDA GEOLOGICA

-  Suelos residuales compuestos por arenas, finas, limos y arcillas (Qsf)
-  Depositos de origen fluvial: Gravas, arenas, limos y pocas arcillas (Qf1)
-  Tobas arcilloarenosas color café (Tsr)
-  Aglomerado volcanico. Andesito redonda empacada en tobas (Tsp)
-  Andesito alterada por intemperismo
-  Andesito de hornblenda de color rojo.

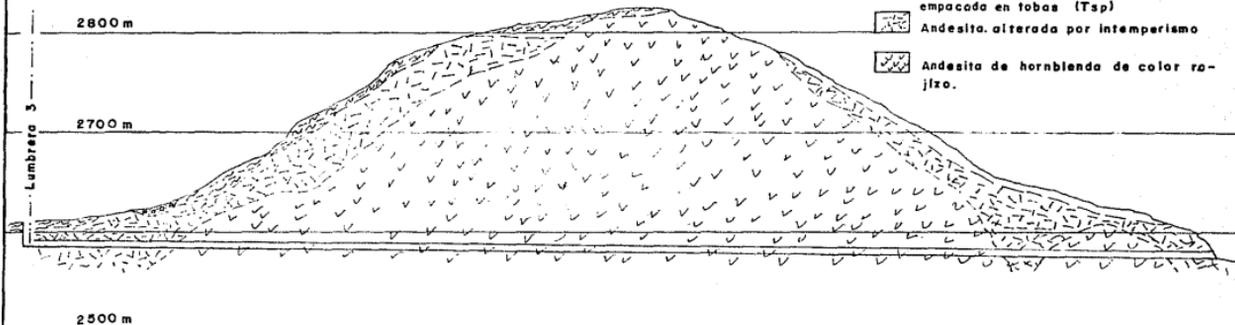


Fig 5<sup>a</sup> PERFIL GEOLOGICO DEL TRAMO I

3) Estudio Hidrológico.- Estos estudios sirven para determinar los gastos de escurrimientos de las precipitaciones pluviales, captadas a lo largo del túnel; asimismo para conocer el nivel de aguas freáticas y facilitar el método a seguir en la excavación.

En el túnel Ramal Norte se determinó que los gastos de infiltración serían mínimos y no se consideraron para la elección del método constructivo.

### 2.1.1 Elección del método constructivo

#### 2.1.1.1 Excavación

Existen infinidad de métodos para excavación de un túnel, en este trabajo mencionaremos los más importantes, dando al último una conclusión del método a utilizar.

#### I) TUNELES EN ROCA

- 1) Ataque a sección completa
- 2) Ataque con galería de avance
  - Bóveda y banqueo
  - Avance lateral
  - Avance en la parte superior
  - Túnel piloto

#### II) TUNELES EN TERRENO EXCAVABLE

- Método de galería de avance

#### III) TUNELES EN TERRENO MALO

- \* Escudos

- Túnel en roca, ataque a sección completa.

Este método consiste en barrenar en cada ciclo de excavación toda la sección del túnel, para obtener un avance com

pleto. En túneles de secciones pequeñas siempre se ha hecho uso de este método, en la actualidad la barrenación se hace con plataformas de barrenación llamadas JUMBOS, que inclusive se usan en secciones de 160 m<sup>2</sup>. Estos JUMBOS presentan plataformas a diferentes niveles, colocadas de tal forma que se puede barrenar a la vez toda el área de la sección.

El método de ataque a sección completa nos ofrece como todo ventajas y desventajas:

Ventajas: Los tiempos muertos se reducen, tomando como tiempos muertos la instalación y retiro del equipo de barrenación y poblado, aumentando a la vez el tiempo efectivo empleado en la barrenación; o sea que un mismo volumen de roca tronada se obtiene en menor tiempo a comparación a cualquier otro método, en las mismas condiciones de trabajo. Resulta más económico que otros métodos porque el volumen de barrenación por metro cúbico es menor y por lo tanto en menor consumo de explosivos. Es posible hacer uso de equipo para rezagar más grande, lo que equivale a menos tiempo en la rezaga y a menor uso de explosivos ya que en equipo grande se puede trabajar con fragmentos de roca mayor.

Desventajas: Debido a que por este método siempre se -- lleva una secuencia rítmica, en las operaciones que componen el ciclo de trabajo, cualquier percance surgido en alguna de las operaciones, puede parar las subsecuentes y, por lo tanto, el avance. En túneles de grandes secciones, la rezaga, los trabajos de topografía y los trabajos que se realizan en el frente se hacen bajo un techo mal amacizado, por lo cual es peligroso. Este método sólo puede utilizarse cuando las condiciones de roca lo permitan. En este método no se sabe el comportamiento que va a tener el terreno situado unos metros adelante del frente.

- Túnel en roca, ataque con galería de avance.

Los métodos de bóveda y banqueo, y avance lateral son -- muy semejantes, por lo cual trataremos de describirlos en -- uno solo.

Consiste en atacar el frente de tal modo que la parte-- de arriba o lateral, se mantengan siempre adelante que el -- banco, o sea que el banco se puede tronar en conjunto, o al-- ternadamente con el frente.

Con este método se tiene una idea exacta de cómo va a-- comportarse el terreno, por lo que se pueden tomar precaucio-- nes.

El banqueo puede estar formado por varios bancos hori-- zontales o verticales y la barrenación se puede atacar a la-- vez, además de poder ser vertical para el primer caso. Con-- estos métodos no son necesarios los jumbos aunque la sección del túnel sea muy grande.

La desventaja de este método es que su avance es lento y necesita mayor cantidad de explosivo debido a que el volumen de barrenación aumenta. Tiene que esperarse a rezagar-- el banco para poder volver a atacar el frente.

- Túnel en roca, avance en la parte superior.

Este método consiste en perforar un túnel en dos etapas, la primera en la parte superior en toda su longitud y la segunda en la inferior. Por lo general este sistema es usado en túneles de sección transversal bastante grande, (125 a -- 175 m<sup>2</sup>) y de gran longitud. El banqueo se puede perforar horizontalmente desde el piso o bien desde el jumbo, según lo permitan las dimensiones que se hayan dejado al banco.

Una de las ventajas más considerables es que no se nece

sitan jumbos de gran tamaño, aun en grandes secciones. Se puede conocer de antemano el comportamiento del terreno principalmente en el techo. Sólo se tiene un techo por amacizar. A la sección superior se pueden dar tales dimensiones que se puede peinar fácilmente la bóveda.

Las medidas tomadas para soportar el túnel son de valor permanente. Además la barrenación y carga del banqueo se hacen bajo un techo amacizado. El banqueo se barrenan verticalmente, se puede barrenar y rezagar al mismo tiempo ya que -- una operación no impide la otra.

Las desventajas que podemos dar es que en la mayoría de los casos las tuberías de agua aire e instalaciones eléctricas se tienen que instalar más de una vez. Se tienen que -- hacer dos caminos para tránsitos. En caso de que el banqueo sea alto, la barrenación vertical se tiene que hacer con --- equipo especial, en caso contrario, ésta se tiene que hacer en varias etapas, lo cual aumenta el costo.

- Túnel en roca, túnel piloto.

Este método se usa por lo general en túneles grandes, -- consiste en perforar una galería de dimensiones estudiadas, -- lo cual permite conocer el terreno a cruzar y así suponer su comportamiento. La perforación de esta galería puede llevar se varios metros adelante del frente total, y después ensanchar ésta. El ensanchamiento puede hacerse radialmente desde el centro de la galería hasta el límite de la sección, o bien con barrenos paralelos al eje del túnel, este último es más recomendable.

- Túneles en terreno excavable, método de la galería de avance.

a) Caso de terreno bueno. La característica del método es ejecutar rápidamente la bóveda para proteger la obra por-

encima, terminando después el revestimiento de los muros. -- Se ataca el túnel en una galería de avance pequeña en el eje del túnel y parte superior (Fig. 6), la anchura de esta galería varía de 2.5 a 3 m, su altura de 2 a 4 y su sección de 5 a 12 m<sup>2</sup>; se ensancha después para dejar al descubierto la bóveda. Estos ensanches se realizan con rendimiento de excavación muy superior al de la galería de avance, pues de trabaja por los costados. Una vez excavada se apuntala la bóveda radialmente, después se construye la misma haciéndola descansar directamente sobre el terreno, o sobre tablonas para repartir mejor los esfuerzos.

Una vez fraguada la bóveda se ataca la parte inferior, primeramente haciendo una cuneta central, después de realiza la excavación de los muros partiendo de la cuneta hacia los costados, realizando excavaciones de pequeña longitud (4 a 6 m), así no se compromete la seguridad de la bóveda, que se ejecuta alternadamente derecha e izquierda. La bóveda descansa sobre los muros ya construidos y la parte inferior no atacada, así se construye la parte faltante de revestimiento.

Este método es adecuado para terrenos resistentes, es seguro con tal que la resistencia del terreno sea suficiente para que la bóveda no sufra asentamientos, antes de haber -- construido los muros; sin embargo presenta el inconveniente de exigir vías para sacar la rezaga a diferentes niveles (superior e inferior).

b) Caso de terreno malo. Cuando el terreno es poco resistente, el método cambia un poco, se sigue el mismo procedimiento hasta construir la bóveda apuntalada, después se excavan unas zanjas laterales revestidas, que se ejecutan alternativamente a derecha e izquierda; una vez construidas estas zanjas de longitud corta, se construyen los muros bajo la bóveda y después se quitan los puntales. Ya estando re--

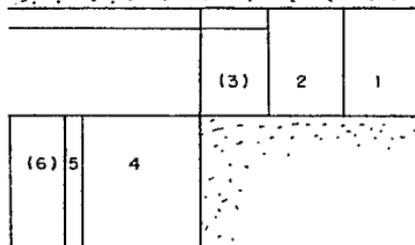
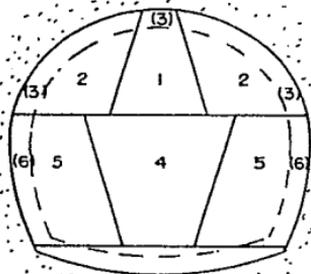


Fig. 6.- Método de excavación en galería de avance.  
Terreno excavable.

vestidos muros y clave, se excava la parte inferior del túnel.

Este método es costoso por la necesidad de construir --zanjas revestidas, pero es el recomendable para túneles de gran luz.

- Túnel en terreno malo, ESCUDO.

El principio de este método consiste en atacar el túnel a plena sección, con una forma circular, protegiendo el tajo de avance mediante un caparazón metálico en forma de tubo circular, llamado ESCUDO. El escudo lleva en su parte interior un refuerzo sólido, disponiendo de gatos hidráulicos entre éste y la parte delantera del revestimiento. Al avanzar

se excava bajo la protección del escudo, manteniendo a éste siempre contra el terreno mediante los gatos hidráulicos.

Cuando el escudo se ha desplazado hacia adelante una cierta longitud, (0.5 a 1 m) correspondiente a la carrera de los gatos, se coloca el revestimiento por medio de dovelas, previo regreso de los gatos a su posición original. De esta manera se ha avanzado una cierta longitud continuándose con el mismo ciclo.

Las dovelas de revestimiento normalmente son tres para la formación de un anillo y pueden ser de concreto prefabricadas o de acero atornilladas entre sí.

Cuando el terreno del frente es de muy baja cohesión,-- el frente del escudo es cerrado y se excava mediante puertas que se abren unas tras otras alternadas para así evitar una posible falla del mismo.

Este método es muy costoso pues exige operaciones complicadas, como la construcción y puesta en posición de ataque del escudo. Cuando la excavación del túnel se encuentra bajo nivel freático, el método anterior se modifica, empleando aire comprimido para poder contener el agua, permitiendo el trabajo en seco. El método consiste en cerrar el túnel mediante una esclusa, enviando aire comprimido a su parte de lantera, que forma una cámara de trabajo donde se mueve en seco el escudo. Esta disposición tiene el inconveniente de que todos los trabajos tienen que realizarse dentro de la cámara de aire comprimido, ya que no es posible ir adelantando al esclusa conforme avanza la excavación. La forma más moderna de la excavación del túnel bajo nivel freático, es el escudo de frente comprimido que sólo tiene una parte delante de él mismo, con una cámara de compresión. Esto permite que el túnel revestido esté a presión normal. En caso de te

rreno malo este escudo también puede presentar la variable del frente con puertas, para evitar la falla del frente.

## C O N C L U S I O N

Habiendo mencionado la mayoría de los métodos de excavación de un túnel, basándonos en los estudios geológicos, donde se deduce que la mayor parte de terreno a excavar, son -- formaciones resistentes a la erosión; podemos afirmar que el método más conveniente a utilizar, es el de ataque a sección completa, ya que es un método que se utiliza para formaciones rocosas, donde la mayoría de terreno a atravesar es resistente a la erosión; además por ser un túnel de sección pequeña, debe atacarse a sección completa ya que el equipo de rezaga no podría operar en sección más pequeña.

### 2.1.1.2 Barrenación del frente

Una vez definido el método de excavación (sección completa), trataremos de definir un equipo de barrenación para lograr dar el mayor rendimiento para este método. La actividad de barrenación consiste en hacer las perforaciones necesarias, distribuidas según un diagrama de barrenación propuesto.

A continuación presentamos unas tablas empíricas que nos sirven para diseñar un diagrama de barrenación, estas tablas se pueden utilizar para a partir de ellas tomarlas como base, después ya sobre la marcha, se irán modificando las plantillas y cantidades de explosivo hasta lograr el mejor avance posible.

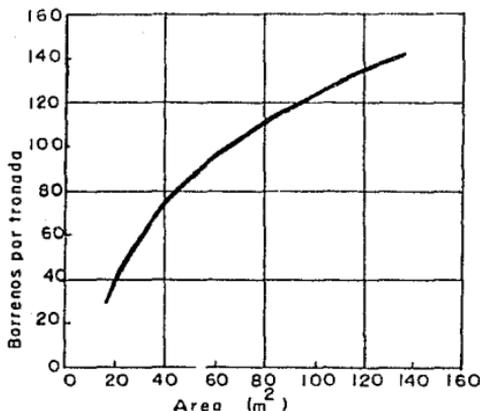


Fig. 7.- Correlación entre el número de barrenos necesarios y el área del túnel.

A continuación sacaremos el área de excavación para poder aplicar las tablas anteriores: (la excavación se calculará a línea B)

$$A1 = \pi r^2 = (3.1416 \times 2.20^2) \div 2 = 7.60 \text{ m}^2$$

$$A^2 = Bh = 4.40 \times 2.20 = \frac{9.68 \text{ m}^2}{2}$$

$$AT = 17.28 \text{ m}^2$$

En función de la tabla de la figura 7, el número de barrenos necesarios para la voladura del frente será 50 barrenos. El avance máximo a lograr por voladura será 2.4 (Fig. 9). El consumo de explosivos por metro cúbico de roca será 1.8 kg/m<sup>3</sup> (Fig. 8).

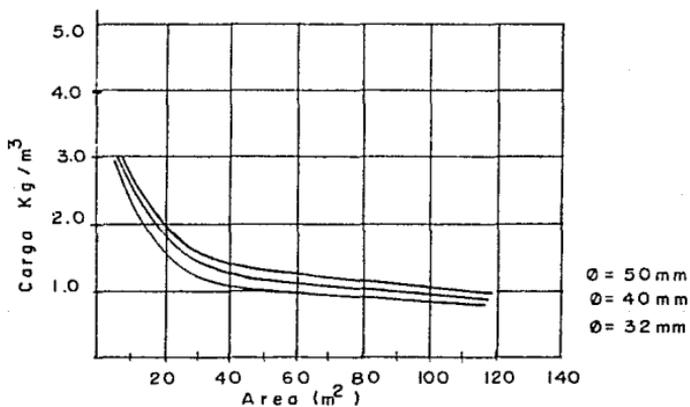


Fig. 8.- Consumo de explosivo en función del área del túnel.

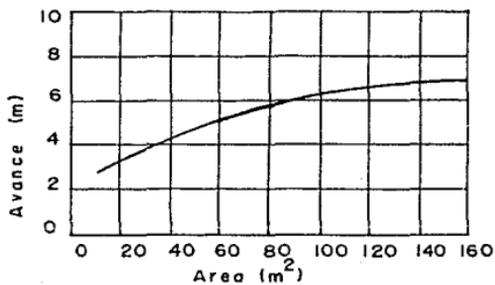


Fig. 9.- Avance por tronada en base al área transversal.

Una vez determinado el número de barrenos necesarios en el frente de barrenación, proponemos el siguiente diagrama de barrenación:

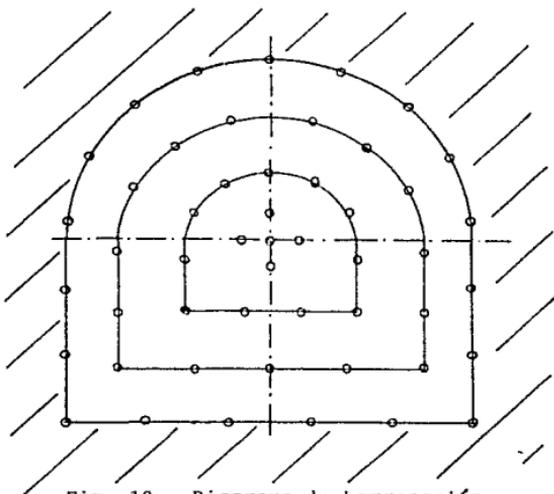


Fig. 10.- Diagrama de barrenación.

De la tabla de la figura 7 se dedujo que el consumo inicial de explosivo será de  $1.8 \text{ kg/m}^3$ , considerando una tronada efectiva de 2.16 m en promedio general, tendremos un volumen de roca tronada por ciclo de:  $37.32 \text{ m}^3$ , si multiplicamos este número por el consumo de explosivos:

$$\begin{aligned} 37.32 \times 1.8 \text{ kg/m}^3 &= 67.17 \text{ kg/tronada} \\ 67.17 \text{ kg} \div 50 \text{ barrenos} &= 1.34 \text{ kg/barr. (Prom.)} \end{aligned}$$

Si consideramos que el peso comercial de dinamita (GODYNE) son salchichas de 250 gr, la carga por barrenos será de 5 salchichas. (Después se explicará mejor la distribución).

La barrenación se efectuará con perforadoras de pierna-marca Atlas Copco, con acero integral de 2.4 m de largo y -- 7/8" ø. En principio se utilizará la plantilla propuesta, -- el número de barrenos y su distribución se sujetarán a cambios de acuerdo con los resultados, dependiendo del tipo de roca, se podrá y deberá ser modificada para lograr los mejores resultados.

Como los estudios geológicos que sirven de base para la planeación, son meramente informativos, estos datos deben -- considerarse aproximados para cada tramo, es por ello que el método de excavación (Plantilla de barrenación y cantidad de explosivos) variará en la realidad, cuando se ataquen los -- distintos tipos de geología.

Volviendo nuevamente a los estudios geológicos, la razón por la cual se consideran aproximados, es que existe la necesidad por razones económicas de interpolar entre los diferentes tramos, lo cual hace a éstos se puedan salir de la realidad.

#### 2.1.1.3 Explosivos

Los explosivos que se utilizarán son de producción nacional, para este caso se consideró la utilización de GODYNE rígido de 1"x8". El consumo de este explosivo por metro cúbico excavado será, como dijimos en un principio, de 1.8 Kg/m<sup>3</sup>.

Para el inicio de la detonación se utilizarán ESTOPINES eléctricos de tiempos, posteriormente explicaremos claramen-

te el funcionamiento de éstos. La utilización de estopines-eléctricos tiene muchas ventajas:

- Mejora la eficiencia de las voladuras por ser seguro y eficaz.
- Es resistente a agentes como el agua.
- Al ser eficaz reduce el consumo de explosivos.
- Por la ventaja de tener tiempos, aumenta la eficiencia de la voladura y reduce el consumo de explosivos.
- Etc.

La voladura se hará después de haber aislado todas las conexiones y haber probado la línea de detonación.

El encendido se hará con un explosor, el cual es un aparato que al accionarlo produce una diferencia de voltaje, -- con una potencia suficiente para hacer tronar los estopines, que a su vez hacen explotar la dinamita Godyne.

#### 2.1.1.4 Rezaga

La rezaga es una actividad que consiste en sacar al exterior del túnel la roca producto de la excavación. Para el caso específico de este túnel se hizo un estudio de eficiencia y economía entre dos alternativas viables:

- 1a. Alternativa: Rezaga con locomotoras y vagonetas cargadas con rezagadora marca EIMCO 630.
- 2a. Alternativa: Rezaga con camión volteo de 5 m<sup>3</sup> y rezagadora EIMCO 630.

Para el estudio de las alternativas, al final del presente trabajo se presentan los anexos donde se encuentra la lista de materiales, mano de obra y los costos horarios de--

la maquinaria.

1a. Alternativa:

Para esta alternativa hay que tomar en cuenta la colocación de vía desde el tiro, considerado a 500 m del portal, -- hasta el frente de ataque. Analizaremos una distancia de recorrido de 1,500 m de túnel, considerando todo el equipo a utilizar en el frente.

Primero calcularemos el ciclo de tronada:

Consideramos:	Rendimiento de la rezagadora EIMCO 630	-	37 m <sup>3</sup> /hr
	<u>6</u> Vagonetas de 5 m <sup>3</sup>	-	30 m <sup>3</sup>
	5 Perforadoras de pierna		
	Rendimiento	-	6 m/hr
	1 Banda transportadora de 30" ancho		
	2 Compresores de 600 PCM		

A continuación presentamos la Fig. 11 que representa el tren de rezaga formado:

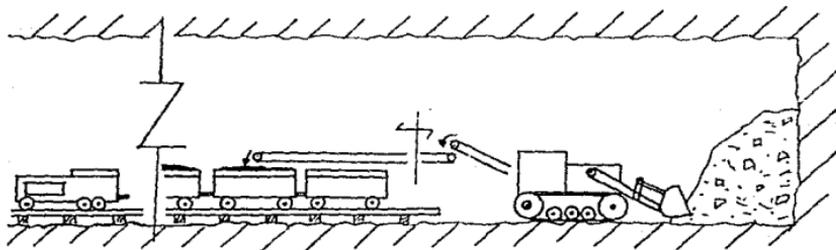


Fig. 11.- Tren de rezaga, utilizando Locomotora y Vagonetas.

CICLO DE TRONADA:

a) Barrenación	$\frac{50 \text{ barr.} \times 2.4 \text{ m/barr.}}{5 \text{ perf.} \times 6 \text{ m/perf.}}$	=	4.0 Horas
b) Carga de los barrenos			1.0 "
c) Voladura			0.2 "
d) Ventilación del frente			0.5 "
e) Rezaga (activa en el frente)	$\frac{55.98 \text{ m}^3/\text{voladura}}{37 \text{ m}^3/\text{hr}}$	=	1.5 "
		TOTAL	7.2 Horas

\*Se consideran 55.98 m<sup>3</sup> por voladura, porque el área del túnel es de 17.28 m<sup>2</sup>, que multiplicado por 2.16 m de avance efectivo por voladura y por 1.5 de abundamiento de la roca, tendremos la cantidad de rezaga que hay que sacar del frente.

También se está considerando en este ciclo que la actividad de la barrenación se alterna con la rezaga, es por esto que se considera que entran al ciclo 1.5 hr, y no lo que en realidad tarda la rezagadora en dejar libre el frente, esto -- quedará más claro en el ciclo que a continuación se presenta:

Tiempo de ida (vacío)	5 min
" " carga 28/37	45 min
" " regreso	10 min
" " maniobras	<u>1 min</u>
T ciclo	61 min

$$\text{Número de viajes} = \frac{55.98 \text{ m}^3/\text{tronada}}{30 \text{ m}^3/\text{viaje}} = 1.86 = 2 \text{ viajes}$$

CICLO DEL EQUIPO:

<u>Descripción</u>	<u>TIEMPO (hr.)</u>		<u>COSTO(\$)*</u>		<u>Cant.</u>	<u>IMPORTE</u>
	<u>Activo</u>	<u>Inactivo</u>	<u>Activo</u>	<u>Inactivo</u>		
Compresor	6.0	1.2	341.68	299.02	2	4,817.80
Perforadora	4.0	3.2	31.00	29.95	5	1,099.20
Rezagadora	1.5	5.7	310.00	307.40	1	2,217.18
Banda Transp.	1.5	5.7	122.00	80.00	1	639.00
Locomotora	2.0	5.2	250.08	189.84	1+0.2**	1,784.79
Vagoneta 5 m <sup>3</sup>	2.0	5.2	17.33	17.33	6+2**	998.20
Ventilador	7.2	-	20.66	-	3	446.25
Planta de Luz	7.2	-	211.29	-	1	1,521.28
Malacate Neum.	2.0	5.2	44.00	39.98	1	295.90
COSTO POR CICLO						\$ 13,819.60

\* Costos 1979 (sin operación).

\*\* Se considera esto por equipo de reserva.

Al costo del ciclo correspondiente a equipo le sacaremos el costo por metro cúbico:

$$\text{Costo del equipo por metro cúbico} = \frac{\$ 13,819.60 / \text{ciclo}}{17.28 \text{ m}^2 \times 2.16 \text{ m}} = 370.25 / \text{m}^3$$

Aparte a este costo falta incluirle las instalaciones necesarias para que transiten las locomotoras:

<u>Descripción</u>	<u>Cant.</u>	<u>P.U.</u>	<u>IMPORTE</u>
Riel 2000 m x 2 x 29.76 kg/m	119,040 kg	\$ 6.00 X 0.5	\$ 357,120.00
Clavo	13,123 pzas	4.50	59,053.50
Planchuela	396 pzas	110.00	43,560.00
Tornillos	1,591 pzas	19.24	30,610.84
Durmientes	3,480 pzas	150.00 x 0.5	261,000.00
Volteador de vagonetas	1 pza		20,000.00
Muro de Contención	1 pza		40,000.00
Cambio de Vía (espuela)	1 pza		80,000.00
Tolva de almacenamiento	2 pzas	43,601.00	<u>87,202.00</u>
TOTAL DE INSTALACIONES			\$ 978,546.34

El cargo a la excavación del túnel es el 65%.

Además consideraremos un 10% extra por instalación de la vía:

Cargo por metro cúbico es  $\frac{\$ 978,546.34 \times 65\% \times 1.1}{1500 \text{ m}^3 \times 17.28 \text{ m}^2} = \$ 26.99 / \text{m}^3$

A los dos costos anteriores hay que sumarles la mano de obra general, incluyendo la de operación de equipo, ya que - los costos horarios presentados no la incluyen:

Mano de obra:

<u>Descripción</u>	<u>Cant.</u>	<u>Salario real diario</u>	<u>Importe</u>
Jefe de turno	1	760.00	760.00
Perforista	5	335.00	1675.00
Ayte. perforista	5	256.00	1280.00
Op. rezagadora	1		445.00
Ayte. Op. rezagadora	1		236.00
Op. banda transportadora	1		365.00
Ayte. vagoneta	1		256.00

<u>Descripción</u>	<u>Cant.</u>	<u>Salario real diario</u>	<u>Importe</u>
Op. locomotora	1		365.00
Peón de vía	2	216.81	433.62
Cabo "B" vía	1/2	456.00	228.00
Tubero "C"	1		256.00
Ayte. Tubero	1		236.00
Compresorista	1		256.00
Tolvero	1		256.00
Peón bordero	1		216.00
Electricista "B"	1		335.00
Total de mano de obra			7599.43/ turno

$$\text{Costo por m}^3 \text{ de excavación} = \frac{\$7599.43/\text{tur}}{8 \text{ hr/tur}} \cdot \frac{7.2 \text{ hr/ciclo}}{55.98 \text{ m}^3/\text{ciclo}} = \$122.17/\text{m}^3$$

#### RESUMIENDO:

Equipo	\$ 370.25/m <sup>3</sup>	
Instalaciones	\$ 26.99/m <sup>3</sup>	(riel y vía)
M. de O.	\$ 122.17/m <sup>3</sup>	
<b>COSTO POR m<sup>3</sup></b>	<b>\$ 519.41/m<sup>3</sup></b>	

#### 2a. Alternativa:

Rezaga con camiones volteo cargados con rezagadora ---- EIMCO 630. Para esta alternativa hay que tomar en cuenta--- la construcción de libraderos, ya que los camiones tienen -- que entrar de frente y darse vuelta para ser cargados, además también para que al encontrarse con otro camión se den-- paso.

Para esta alternativa consideraremos los mismos rendi--

mientos propuestos para la primera alternativa:

a) Barrenación	$\frac{50 \text{ barr.} \times 2.4 \text{ m/barr.}}{5 \text{ perf.} \times 6 \text{ m/perf.}}$	4.0 Hrs.
b) Carga de los Barrenos		1.0 "
c) Voladura		0.2 "
d) Ventilación del frente		0.5 "
4) Rezaga (Activa en el frente)	$\frac{55.98 \text{ m}^3/\text{Voladura}}{37 \text{ m}^3/\text{hr}} = 1.5 \text{ Hrs.}$	
TOTAL		7.2 Hrs.

Hacemos la misma consideración de que la rezaga se alterna con la barrenación, así entra al ciclo 1.5 hr de la rezagadora en espera y el resto (1.5 hr) cargando a los camiones.

A continuación sacaremos el ciclo de los camiones, que tienen una capacidad de  $5 \text{ m}^3$ , consideraremos un total de 5 - camiones, tres en los libraderos, uno cargando y otro en el tiradero:

El tiempo de carga de un camión y el tiempo que tarda en llegar y salir del frente son los que entran al ciclo de la tronada.

Ciclo de camión:

Tiempo de reversa	7 min
" en carga	8 min
" de salida	12 min
" en descarga	5 min
" de regreso (Tiradero-Librad. 3)	10 min
" parado en libraderos	10 min
" en maniobras	<u>8 min</u>
TOTAL	60 min

Los viajes necesarios para sacar toda la rezaga del ---  
frente son:

$$\frac{55.98 \text{ m}^3/\text{voladura}}{5 \text{ m}^3/\text{camión}} = 11.19 \text{ viajes} = 11 \text{ viajes}$$

CICLO DEL EQUIPO:

Descripción	Cant.	TIEMPO (hr)		COSTO (\$)		Importe
		Activo	Inactivo	Activo	Inactivo	
Compresor	2	6.0	1.2	341.68	299.02	4,817.80
Perforadoras	5	4.0	3.2	31.00	29.95	1,099.20
Rezagadora	1	1.5	5.7	310.00	307.40	2,217.18
Banda Transp.	1	1.5	5.7	122.00	80.00	639.00
Cam. volteo	5	2.20	5.0	154.54	77.60	3,639.95
Ventilador	3	7.2	-	20.66	-	446.25
Planta de luz	1	7.2	-	211.29	-	<u>1,521.28</u>
					TOTAL	<u>\$14,380.66</u>

El costo por equipo por metro cúbico es:

$$\frac{\$ 14,380.66/\text{ciclo}}{17.28 \text{ m}^2 \times 2.16 \text{ m}} = \$ 385.28 / \text{m}^3$$

Además este costo se incrementará con el costo de la --  
construcción y revestimiento con concreto de los libraderos.

Para hacer el cálculo de estos costos nos tendremos que  
basar en la experiencia de costos de estos dos conceptos:

Podemos afirmar que el costo correspondiente al equipo,  
participa aproximadamente el 53½ en el costo total de la ex-  
cavación, así basándonos en el costo anteriormente calculado,  
sacaremos el costo aproximado de la excavación:

$$\frac{385.28 / \text{m}^3}{0.53} = \$ 726.95 / \text{m}^3$$

Además también podemos afirmar basados en la experiencia que el costo de revestimiento del túnel es 2.85 veces el costo de la excavación, así pues el costo de revestimiento es:

$$\$ 726.95 / \text{m}^3 \times 2.85 = \$ 2,071.81 / \text{m}^3 \text{ de concreto}$$

Ahora sacaremos el volumen de excavación y revestimiento por los tres libraderos. Consideraremos la construcción de libraderos de 10 x 5.5 x 4 m, que da un volumen de 220 m<sup>3</sup> por libradero. A continuación presentamos el costo de los tres libraderos:

$$220 \text{ m}^3/\text{lib.} \times 3 \text{ lib.} \times (2,071.81/\text{m}^3 + 726.95/\text{m}^3) = \\ \$ 1,847,182.70 / \text{Tres libraderos}$$

Si dividimos entre los metros cúbicos excavados hasta esta longitud, tendremos el costo por metro cúbico, considerando cargo a la excavación de 65% del total:

$$\text{Cargo excavac.: } \frac{\$ 1,847,182.70 \times 65\%}{1500 \text{ m} \times 17.28 \text{ m}^2} = \$ 46.32 / \text{m}^3$$

Además a estos costos, también hay que sumarles la mano de obra general:

Mano de obra:

<u>Descripción</u>	<u>Cant.</u>	<u>Salario real</u>	<u>Importe</u>
Jefe de turno	1	760.00	760.00
Perforistas	5	335.00	1675.00
Ayte. Perforistas	5	256.00	1280.00
Op. rezagadora	1		445.00
Op. Banda transportadora	1		365.00
Op. Camión volteo "A"	5	335.00	1675.00
Tubero "C"	1		256.00
Ayte. tubero	1		236.00
Compresorista	1		256.00
Electricista "B"	1		<u>335.00</u>
Total de mano de obra			\$ 7519.00/ turno

$$\text{Costo por m}^3 \text{ de excavación} = \frac{\$ 7519/\text{tur } 7.2 \text{ hr/ciclo}}{8 \text{ hr/tur } 55.98 \text{ m}^3/\text{ciclo}} =$$

$$\underline{\$ 120.88 / \text{m}^3}$$

RESUMIENDO:

Equipo	\$ 385.28/m <sup>3</sup>
Libradores	\$ 46.32/m <sup>3</sup>
M. de O.	\$ 120.88/m <sup>3</sup>
<u>COSTO POR m<sup>3</sup></u>	<u>\$ 552.48/m<sup>3</sup></u>

Comparando los dos costos la diferencia es:

ALTERNATIVA 1 (Locomotora y vagonetas)	\$ 519.41 / m <sup>3</sup>
ALTERNATIVA 2 (Camiones volteo)	\$ 552.48 / m <sup>3</sup>
Diferencia	<u>\$ 33.07 / m<sup>3</sup></u>

Esta diferencia representa el 6.37% más económica la alternativa de rezagar con locomotora y vagonetas, por lo cual la actividad de la rezaga se realizará con esta maquinaria, además desde el punto de vista de eficiencia de los ciclos, esta alternativa es la mejor por considerarse el ciclo de la carga más continuo ya que sólo se cargan dos trenes, lo cual indica que los tiempos muertos de el equipo y personal se reducen. Además desde el punto de vista de mantenimiento es más fácil mantener una locomotora que cinco camiones.

Cabe aclarar que en muchas ocasiones, aunque una alternativa resulte más económica que la otra, ésta necesita una inversión mucho mayor, lo cual impide que se use, esta inversión se refiere para este caso, a la compra de vía y durmientes, locomotoras y vagonetas para cada uno de los frentes de ataque, que comparado con la alternativa de los camiones es una inversión mucho menor, además es un equipo más comercial que si no se cuenta con todo el necesario se puede rentar -- una parte.

La conclusión de este estudio es que se van a usar locomotoras y vagonetas, porque la compañía constructora cuenta con este equipo e instalaciones para esta alternativa.

#### 2.1.1.5 Ademe

Esta operación consiste en amacizar los terrenos débiles que tengan posibilidades de un colapso, o también puede ser que en terrenos que al momento de cruzar sean resistentes, al estar expuestos al aire, se intemperiza y derrumba. Existen muchos métodos de amacizar los terrenos, entre los más importantes mencionaremos la utilización de marcos metálicos y el concreto lanzado. Los marcos metálicos se utilizan para el primer caso, son elementos estructurales fabricados de viga "I", éstos pueden tener diferentes tamaños según

vaya a ser su función, se colocan a una determinada distancia uno de otro, fijos con tensores y separadores de acero y madera respectivamente. Además sobre ellos se coloca un retaque de madera, éste para lograr un mejor contacto entre el terreno y los mismos. No se entrará más a detalle sobre dicho ademe ya que la mayor parte del terreno a cruzar es rocoso, por lo cual no será necesario colocar éstos.

El ademe mediante concreto lanzado consiste en la aplicación de concreto mediante lanzado a presión. El cemento y los agregados se mezclan previamente en seco y con una máquina adecuada se lanzan mediante presión neumática, a través de una manguera de lanzado; el agua también a presión se adiciona en el extremo de la manguera.

Las funciones del concreto lanzado son:

- 1.- Estabilizar la superficie expuesta del túnel, después de la voladura.
- 2.- Proporcionar una estructura adecuada de soporte temporal.
- 3.- Proteger las superficies del intemperismo.

Habiendo mencionado las funciones del concreto lanzado, considerando la posibilidad de que el intemperismo pueda hacer fallar una parte del túnel, consideramos que habrá zonas en las cuales habrá que lanzar concreto. A continuación presentamos el procedimiento:

Este procedimiento consta de una máquina lanzadora accionada por aire, éste debe tener una presión constante para asegurar densidades de concreto uniformes y adecuadas. La lanzadora debe ser capaz de manejar mezclas secas de cemento y agregados, lanzarlas por una manguera que en su extremo tiene una boquilla de descarga, la boquilla está equipada con un sistema de inyección de agua, mediante una válvula ma

nual, que asegura la distribución uniforme del agua a través de la mezcla cemento-agregados. La lanzadora es alimentada por un carro de agregados que dosifica los agregados y el cemento. A continuación presentamos la figura 12 sobre el tren de lanzado:

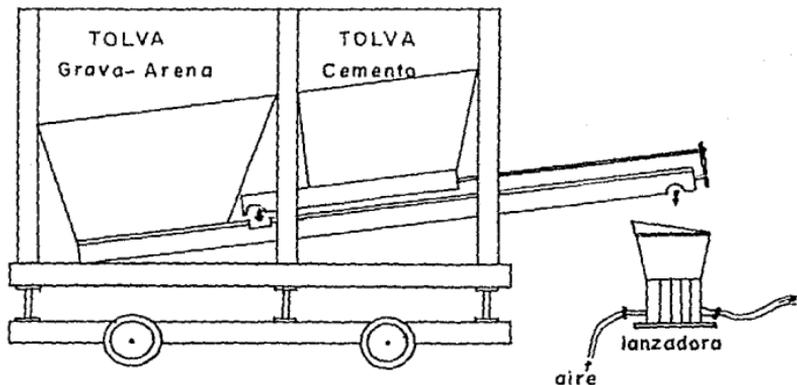


Fig. 12.- Tren de lanzado.

Algo muy importante en el concreto lanzado es el aditivo, éste debe ser acelerante de las siguientes características:

- a) Debe producir resistencias tempranas.
- b) Debe producir un fraguado inicial de 3 min máximo y un final de 12 min máximo, aun en presencia de agua (Filtración).
- c) El aditivo no deberá contener humedad ni material corrosivo.

Existen aditivos líquidos y en polvo, los primeros se dosifican en el agua y los segundos en la boca de la lanzadora; la proporción de éstos es de 2 a 3% del peso del cemento.

El procedimiento de colocación del concreto lanzado es el siguiente:

Efectuada la tronada se removerá el material que se encuentra suelto, después se empieza el lanzado por capas de espesores de 1 cm mínimo, y su máximo espesor será gobernado por el requerimiento de que el concreto lanzado no deberá -- "colgarse", sin embargo el espesor máximo será de 5 cm.

El lapso que deberá transcurrir entre el colado de una capa y otra será aquel que permita que el concreto que sirve de apoyo al nuevo concreto, tenga una consistencia tal, que no se desprenda.

La colocación de concreto lanzado se hará de abajo hacia arriba, la boquilla deberá mantenerse a una distancia de 0.7 a 1.3 m y en ángulo recto con la superficie.

Los trabajos arriba mencionados se realizarán en franjas transversales al eje del túnel.

El motivo por el cual la operación de lanzado no entró en el estudio del ciclo de la excavación, es porque consideramos que el lanzado puede estar separado del frente de ataque, aproximadamente 20 metros, lo cual implica que esta actividad puede ser simultánea a cualquier otra. Esta distancia está basada en el hecho que el concreto lanzado es para evitar el intemperismo.

Para formarnos un criterio más amplio en la decisión de la colocación de un ademe, a continuación presentamos una ta

bla propuesta por el Ing. Eulalio Juárez Badillo para ademe-recomendado en túneles en roca:

TUNELES EN ROCA		
Estado de la roca	Carga Hp m	Observaciones
Roca sana e intacta	cero	Ademe ligero, si hay roca explosiva.
Roca sana estratificada	0 a 0.5B	Cuando es necesario, ademe ligero.
Roca moderadamente fisurada	0 a 0.25B	Ademe ligero, si hay roca explosiva.
Roca moderadamente fragmentada	0.25B a 0.55 (B+H)	Ademe en el techo, raramente en las paredes y nunca en el piso.
Roca muy fragmentada	0.35 (B+H) a 1.10 (B+H)	Ademe en el techo y en las paredes
Roca triturada y químicamente intacta	1.10 (B+H)	Recomendable ademe circular.
Roca que fluye plásticamente (a poca profundidad)	1.10 (B+H) a 2.10 (B+H)	Conviene ademe circular.
Roca que fluye plásticamente (a gran profundidad)	2.10 (B+H) a 4.50 (B+H)	Conviene ademe circular.
Roca expansiva	Hasta 70 m. independientemente del valor (B+H)	Indispensable ademe circular.

Fig. 13.- Ademe recomendado para túneles en roca.

#### 2.1.1.6 Revestimiento definitivo

Existen muchas formas de revestir un túnel, para nuestro caso que es un túnel excavado en roca, donde el revestimiento provisional (Concreto Lanzado), evitará movimientos obsecionales de la roca, es conveniente demorar la construcción del revestimiento, hasta que se haya terminado la excavación. Este plan de construcción evita que se alternen las actividades de rezaga y revestimiento, lo cual implica una mayor eficiencia de operación.

El método general para el revestimiento de un túnel, es la colocación de una cimbra metálica móvil, que puede ser de una sección o varias, seguida de un llenado de concreto con una bomba.

Existen infinidad de cimbras, desde las muy modernas automóviles, hasta las rústicas movidas mecánicamente. Ambas están constituidas por formas de largo variable, desde los 3 m hasta 6 m., que acomodadas una tras otra, dan una longitud deseada.

Para el primer caso de cimbras, son movidas por un andamio móvil llamado transportador, equipado con gatos hidráulicos y motores eléctricos, que cierran la cimbra para moverla y la abren para colocarla. Esto se logra porque la cimbra está formada con bisagras que permiten reducir su tamaño y poder pasar una debajo de la otra, logrando así colados continuos. En la figura 14 se muestra un tren de colados con una cimbra de este tipo.

Para las cimbras rústicas el movimiento se hace mecánicamente, cuenta con gatos de gusano para abrir y cerrar, y su movimiento longitudinal puede hacerse con un traccavo u otra máquina. También pueden existir cimbras con una combinación de ambas.

Para el llenado de las formas de cimbra con concreto, el método más común, es la fabricación de éste en el exterior - del túnel, después se traslada al frente de colado (en camiones o vagonetas), y el vaciado puede hacerse de dos formas:

La primera es con bomba de concreto, esta bomba cuenta con un agitador, uno o dos pistones y un tubo de descarga, -- a través del cual se bombea el concreto. La secuencia de este ciclo es el siguiente:

- 1.- Descarga de los camiones o vagonetas en una banda transportadora.
- 2.- Alimentación de la tolva de remezclado (Agitador).
- 3.- Alimentación de los cilindros de los pistones y bombeo.
- 4.- Cañoneo del concreto.

El cañoneo del concreto se refiere a una vez que se ha bombeado el concreto, se le aplica un chiflón de aire en el tubo de descarga, para que lo ayude a fluir y lo acomode en su sitio. Este chiflón se le aplica mediante una conexión -- de 2"Ø con una válvula que se abre y cierra, para ayudar al empuje.

La segunda opción es una bomba de neumacreto que, a diferencia de la anterior, es un depósito hermético, de 1 m<sup>3</sup> -- aproximadamente, que se llena de concreto, se cierra y se le da una presión de aire para obligar al concreto a que fluya. Este método es menos recomendado que el anterior, porque propicia un poco más el disgregado de los materiales, ya que la mayoría de las ocasiones la presión de colocación es muy -- grande, esto implica una velocidad de choque que provoca este fenómeno.

Para el caso en que se cuele con locomotora, existen -- unas vagonetas que pueden servir de depósito hermético, sólo

se les coloca una tapa bien asegurada y se le da la presión de aire que haga fluir al concreto a través del tubo.

A continuación presentamos la figura 14 que es un tren de colados:

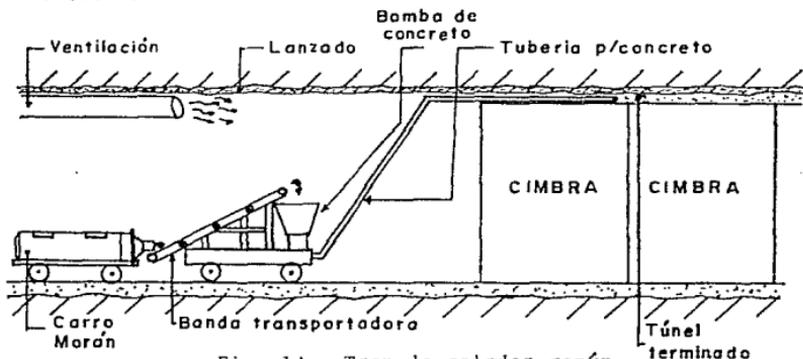


Fig. 14.- Tren de colados común.

Para el túnel en estudio se propone revestirlo en dos etapas, la primera será muros y clave y la segunda la plantilla; se dejará entre ambos colados una junta de nepreno para asegurar la impermeabilización.

El frente de la bóveda avanzará en sentido contrario a la alimentación de concreto, la cimbra será de 15 m.l. formada por dos módulos de 7.5 m, éstos se moverán con un transportador semiautomático montado sobre las vías de la locomotora, éste contará con dos gatos hidráulicos para los movimientos verticales y dos más mecánicos para abrir y cerrar la cimbra. El tren de la cimbra se moverá mecánicamente, -- puede ser con locomotora o con tirford.

El concreto se fabricará en el exterior del túnel, se-

transportará al frente con vagonetas tipo moran, éstas están equipadas con un mecanismo similar al de una olla revolvedora, para evitar la segregación del concreto. En la figura-14 se observan dichas vagonetas descargando a una banda transportadora del tren de colados.

Para la colocación del concreto dentro de las formas,-- se propone una bomba Whietman, en la que descargarán las vagonetas por medio de una banda transportadora. Esta bomba--descargará el concreto por la parte superior de la cimbra -- (Fig. 14), mediante un tubo de 6"  $\phi$ , lo cual ayudará a un me jo r a co mo d o d e l m i s m o. Durante el colado, por medio de las--ventanas de la cimbra que se muestran en la figura 14, se vi br ará l a m e z cl a p a r a ay ud ar a u n me jo r a co mo d o y ev it ar es p a c i o s v á c i o s.

Debemos aclarar que éste no será un colado continuo, ya que al final de la cimbra en cada colado, se colocará un tapón de madera, que se quitará hasta que frague el concreto.- El ciclo para el colado será el siguiente:

- 1.- Colocación de las formas.
- 2.- Colocación del tapón de madera.
- 3.- Colado y vibrado.
- 4.- Descimbrado y retiro del tapón.

La colocación del tapón de madera del lado posterior de la cimbra, se hará por un lado sujetándolo en la cimbra, y -- por el otro en anclas colocadas axialmente en el terreno, -- previa barrenación. A continuación presentamos la figura --15, para entender mejor el ciclo de movimiento de la cimbra.

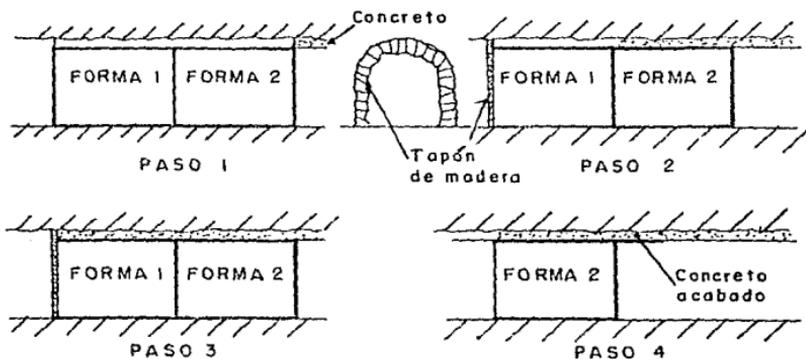


Fig. 15.- Ciclo de movimiento de la cimbra.

Una vez que se ha colado la bóveda, se procede con el colado de plantilla. Lógicamente para esta actividad se tienen que ir quitando las vías y los durmientes de los tramos a colar. El avance del colado para este caso, también debe hacerse en sentido contrario a la alimentación de concreto.

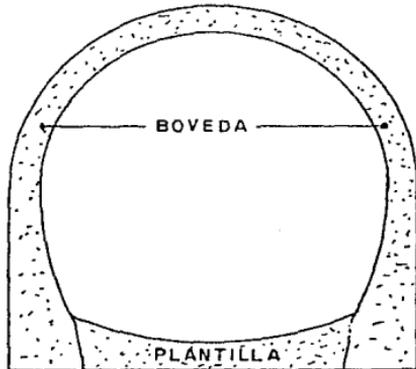


Fig. 16.- Colado de plantilla.

## 2.2 PROGRAMA DE OBRA

El programa de obra es un plan de trabajo representado gráficamente de lo que debe ser el desarrollo de un proyecto, para conseguir los fines propuestos en cuanto a fechas de -- terminación, plazos más rentables, medios a utilizar cada -- día, trasposos de personal de un tajo a otro, capital a in-- vertir, crédito conveniente, fechas de incorporación de per-- sonal, reducción de tiempos, etc.

Para la programación del túnel Ramal Norte, la Gerencia de Aguas del Valle de México dividió su ejecución en tres -- etapas:



- 1a. Túnel 1 y 1/2 túnel 2
- 2a. 1/2 túnel 2, túnel 3 y 1/2 túnel 4
- 3a. 1/2 túnel 4 y túnel 5

Cada una se lanzó a concurso y se obtuvo un programa para cada etapa. Considerando que los tres programas son muy semejantes entre sí, ya que constan de las mismas actividades, estudiaremos el de la segunda etapa por ser el más completo.

Este programa, como ya dijimos, considera la ejecución de los túneles 2, 3 y 4, desde los movimientos e instalaciones hasta su inyección de contacto. Las actividades que se tomaron en cuenta para este programa, son las siguientes en orden sucesivo:

- 1) Movimiento de equipo e instalaciones.
- 2) Emportalamiento de los túneles.
- 3) Excavación del túnel.
- 4) Concreto en los túneles.
- 5) Inyección de contacto.

La primera actividad de movimiento de equipo e instalaciones, comprende desde el traslado a la obra de todo el equipo necesario para la ejecución de la misma, hasta la instalación de aquellos que van fijos como compresores, recipientes de agua y aire, planta generadora de energía, subes-

tación eléctrica, oficinas, talleres, almacenes, polvorines, etc. Este equipo quedará más claro en el programa de utilización de equipo.

La actividad de emportalamiento se divide en dos trabajos, el primero es hacer un tajo para tener un frente de rompimiento del túnel, la finalidad de este tajo es evitar que el túnel, una vez iniciada la excavación, tienda a cerrarse por tener muy poco techo; esto es que si se inicia la excavación con la topografía normal, no se cumple con el mínimo techo posible para excavar un túnel. En la siguiente figura se explica lo anterior.

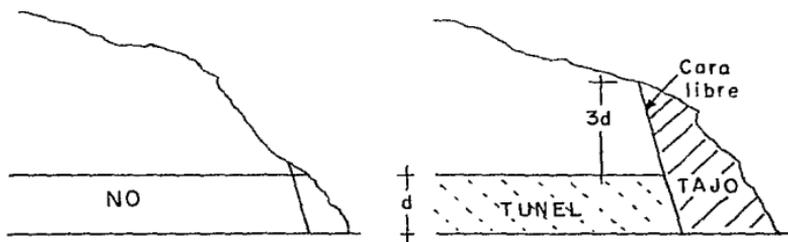


Fig. 17.- Emportalamiento (Tajo).

El segundo trabajo es reforzar el portal para evitar un posible cierre del frente, debido a que los esfuerzos en esa zona son mucho mayores ya que tenemos una cara del techo libre. En el procedimiento constructivo se explica mejor esta actividad. La actividad de excavación consiste en la perforación del túnel, incluyendo barrenación, voladura, rezaga y ademe provisional, si es necesario.

La actividad del concreto consiste en el revestimiento-

definitivo, mediante una fabricación de concreto en el exterior, acarreo al frente, colocación de los módulos de cimbra, bombeo de concreto y vibrado del mismo.

La actividad de inyección consiste en preparar una especie de lechada de cemento y arena, que se inyecta a través de unas perforaciones del revestimiento, para asegurar que el terreno esté totalmente en contacto con las paredes de concreto. Esta inyección evita posibles fallas del terreno del revestimiento, cuando el túnel esté en servicio.

### 2.2.1 Ruta crítica

Para la elaboración de la ruta crítica estableceremos frentes de ataque, a continuación presentamos la Fig. 18, donde se aclara esto:

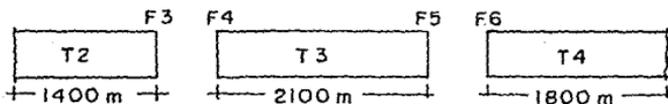


Fig. 18.- Frentes de ataque.

Para este caso se establecerán cuatro frentes de ataque:

- Frente 3: Túnel 2 salida
- Frente 4: Túnel 3 entrada
- Frente 5: Túnel 3 salida
- Frente 6: Túnel 4 entrada

Observando la figura 18 vemos que el túnel 3 se atacará por ambos lados, lo cual reduce la longitud de ataque, esto implica que el frente con longitud mayor será el frente 6, lógicamente podemos afirmar que dentro de este frente estarán todas las actividades críticas, en consecuencia será el que primero se ataque.

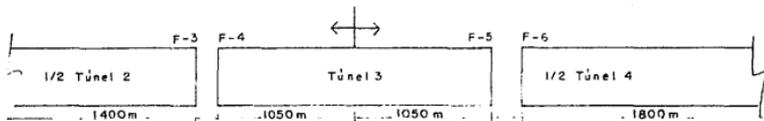
Los rendimientos que se utilizaron para la elaboración del programa son los siguientes:

Movimiento e instalaciones -----	25 días
Emportalamiento del frente -----	12 días
Excavación $\frac{24 \text{ hr/día}}{*7.2 \text{ hr/C.}} = 3.33 \text{ ciclo/día}$	
$3.33 \text{ c/día} \times 2,16 \text{ m/c} \times 0.70 = -$	5.03 m/d.
Revestimiento -----	13.0 m/d.
Inyección -----	45.0 m/d.

\*Este dato es del análisis del ciclo de excavación presentado para locomotora y vagonetas.

Cabe aclarar que éstos son rendimientos promedio y que en las actividades de la ruta crítica se mejorarán éstos, para estar dentro de el plazo propuesto por la G.A.V.M. Caso contrario en las actividades que tengan holguras se disminuirá.

A continuación presentamos la ruta crítica y el diagrama de barras que se propuso para la ejecución de la obra:



**SIMBOLOGIA**

- Mel = Mov. e Instalaciones
  - E = Emporramientos
  - Ex = Excavaciones
  - C = Concreto en revestimiento
  - I = Inyección de contacto
- Ruta Crítica

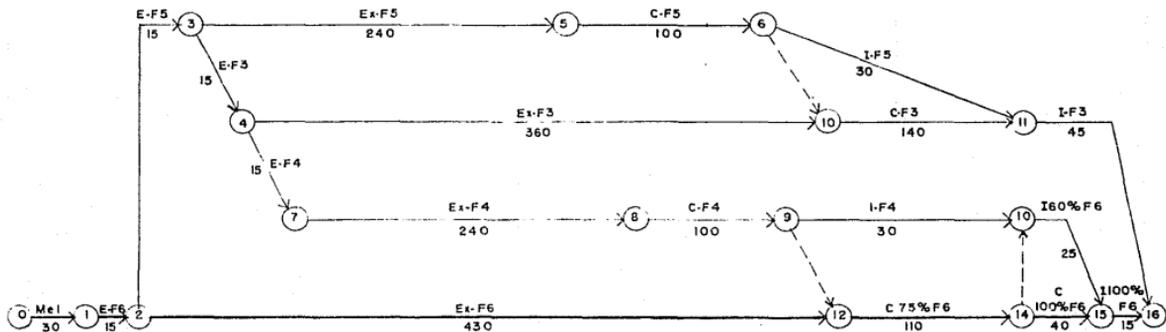


Fig.18<sup>1</sup> DIAGRAMA DE FLECHAS (Ruta Crítica)



## 2.3 PROGRAMA DE UTILIZACION DE EQUIPO

### 2.3.1 Equipo

El programa de utilización de equipo es uno de los más importantes, ya que del equipo, en muchas ocasiones, depende el triunfo o fracaso de una obra.

Es muy importante saber seleccionar el equipo eficiente y económico para una determinada actividad. Existen cuatro factores principales para la selección de equipo:

- 1) Tipo de empresa.
- 2) Tipo de obra.
- 3) Factor de mercado.
- 4) Factor de equipo.

1) Tipo de empresa.- Esto se refiere a la especialidad de la empresa, puede darse el caso que tenga el equipo para escoger el necesario. También existe el caso de que se compre, en éste hay que tomar en cuenta la capacidad financiera, la proyección de la empresa a futuro y su experiencia de conocimiento de equipos, o bien caso intermedio que la empresa trabaje con equipo rentado.

2) Tipo de obra.- Para la selección de un equipo, hay que tomar muy en cuenta el tipo de trabajo que va a desarrollar, que tenga la capacidad suficiente para dar el rendimiento del programa, además de acuerdo a la ubicación de la obra determinar la marca del mismo y por último tomar en cuenta el clima de la región.

3) Factor de mercado.- Esto se toma en cuenta cuando hay que comprar el equipo, para estos casos necesitamos conocer el mercado mexicano de maquinaria, ya que a veces no-

todas las series y marcas que se fabrican existen en nuestro mercado, lo cual implica tener que usar un equipo totalmente desconocido en mano de obra y refacciones.

4) Factor de equipo.- Para este caso la selección de -- equipo debe hacerse tomando en cuenta lo siguiente:

- Marca conocida (Distintivo de calidad).
- Soporte de servicio y refacciones.
- Precio económico.

La selección óptima sería la combinación de las tres -- cualidades.

A continuación se presenta la lista de equipo más importante que se utilizó en esta obra y el factor decisivo para su selección:

EMPORTALAMIENTOS:

Tractor D8K -----	Prop. Empresa
Traxcavo 931 -----	" " caso necesario meterlo a rezagar
Compresor DR 600 -----	Prop. Empresa, capacidad <u>sufi</u> <u>ciente</u> .
Perforadora de Pierna BBC-16--	Prop. Empresa, capacidad <u>sufi</u> <u>ciente</u>
Lanzadora Aliva 250 -----	Prop. Empresa, capacidad <u>sufi</u> <u>ciente</u>
Carro de agregados -----	Prop. Empresa, capacidad <u>sufi</u> <u>ciente</u>

EXCAVACION:

Perforadora de pierna BBC-16--	Rendimiento necesario, merca- do nacional
Compresor IR 600 PCM -----	Rendimiento necesario, merca- do nacional

Rezagadora Eimco 650 -----	Dimensiones y maniobrabilidad fte.
Banda transportadora 30" -----	Capacidad suficiente
Locomotoras Clayton DH10 -----	Económica (Análisis) Prop. Em presa
Vagonetas 5 m <sup>3</sup> -----	Mismo caso anterior
Ventilador 7,5 HP -----	Capacidad suficiente
Lanzadora aliva 250 -----	Cap. suficiente, prop.empresa
Carro de agregados -----	Cap. suficiente, prop.empresa

#### REVESTIMIENTO DEFINITIVO:

Planta de concreto MIPSAs -----	Cap. suficiente, prop.empresa
Locomotoras Clayton DH10 -----	Se utilizó para rezagar
Vagonetas Moran -----	Necesario transportar el con- creto revolviéndolo
Compresor IR 600 PCM -----	Cap. suficiente, prop.empresa
Vibrador eléctrico -----	Prop. empresa
Bomba concreto Whietman PH-40-	Cap. suficiente, prop.empresa
Banda transportadora 20" -----	Cap. suficiente, prop.empresa

#### INYECCION:

Agitador de lechada -----	Prop. empresa, cap.suficiente
Bomba autocebante 2" -----	Prop. empresa, cap.suficiente
Bomba de inyección L6 -----	Prop. empresa, cap.suficiente
Compresor IR 600 PCM -----	Prop. empresa, cap.suficiente

A continuación presentamos el programa de utilización--  
de equipo basado en las necesidades del programa de obra:

CALENDARIO DE UTILIZACION DEL EQUIPO MINIMO TEORICO

No.	NOMBRE DEL EQUIPO	CANTIDAD			AÑO: 1980												1981											
		M.T.	A.E.	TOTAL	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N
	Agitador Lechala																	1	1	1	0	0	2	1				
	Bomba autocebante 2" Ø																											
	Bomba sumergible XI-222K																											
	Bomba de concreto P-600													1	2	2	1	1	2	2	2	2	1	1				
	Bomba de inyección C6																1	1	1	0	0	2	1					
	Cargador 951				1	1																						
	Camión pipa F-600				1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	Camión volteo 6 m <sup>3</sup>																											
	Carro de agregados				1	3	4	4	4	4	4	4	4	3	2	2	2	2	1									
	Compresor IR 600 PCM				2	6	8	8	8	8	8	8	8	7	6	6	5	5	5	3	2	2	5	3				
	Locomotora Clayton				1	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2	2	2	2					
	Lanzadora Aliva 250				1	3	4	4	4	4	4	4	3	2	2	2	1											
	Molcete neum. EIMQJ-210				1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1										

Lugar y fecha:

Nombre y firma del postor o su Repte.

CALENDARIO DE UTILIZACION DEL EQUIPO MINIMO TEORICO

No.	NOMBRE DEL EQUIPO	CANTIDAD			AÑO: 1980												1981												
		M.T.	A.E.	TOTAL	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	
	Martillo Tex 11															4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	4	4
	Perforadora BBC-35 WTH				5	15	20	20	20	20	20	20	20	20	16	12	12	11	11	9	4	2	2	5	5				
	Planta de concreto														1	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1				
	Planta de luz 100 kw				1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	Rezagadora EIMCO 634				1	3	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2	2	2	2	1									
	Soldadora Lincoln 300 A				1	2	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	2	2			
	Tractor DBK				1	1																							
	Track Drill 2R					1																							
	Transportador Banxa 30"				1	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	2	2	2	1	1					
	Vagoneta				6	18	24	24	24	24	24	24	24	24	21	18	18	15	15	14	8	6	6	5	5				
	Ventilador				1	3	4	6	8	8	8	12	12	12	11	11	11	11	10	6	4	4	4	4					
	Vibrador eléctrico													4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	4	4				
	Cimbra de contacto													1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1				

Lugar y fecha:

Nombre y firma del postor o su Repte.

### 2.3.2 Instalaciones

Podemos definir por instalaciones a todos aquellos trabajos, equipos y materiales, que deben colocarse en la obra, para poder realizar las actividades de producción.

Las instalaciones necesarias para la ejecución del túnel podemos dividir las en 5:

- 1) Eléctrica
- 2) Aire comprimido
- 3) Vía y rezaga
- 4) Agua
- 5) Ventilación

#### 2.3.2.1 Instalación eléctrica

Son el conjunto de canalizaciones, elementos de unión, conductores, transformadores, subestación, etc. necesarios para el funcionamiento de toda la red de los frentes.

Para hacer una instalación eléctrica se deben tomar en cuenta todas las necesidades de energía, tanto dentro como fuera de los túneles, para así poder diseñar una subestación por frente, que será capaz de suministrar dicha energía.

Para entender mejor este concepto, diseñaremos la subestación para el ataque de los frentes 5 y 6, situados en el mismo lugar. El primer paso es enumerar las necesidades de energía por frente de trabajo y considerar, de acuerdo al programa, las actividades que serán simultáneas, tomando el caso más desfavorable para el diseño.

1) Consumo de energía de motores eléctricos. Este consumo es proporcionar a los caballos de potencia (HP), de los

mismos y se mide en Kilo Volt Amperes (KVA).

Para el caso en estudio supondremos una línea de 440 V, y calcularemos los KVA consumidos por cada HP:

$$I = \frac{HP \times 746}{1.73 \times EXN \times fp.}$$

$$1HP = 746 W$$

$$\text{Para HP} = 1$$

I - Intensidad (A)

N - Eficiencia 95%

E - Diferencia de pot. (V)

fp - Factor de pot. = 0.85 (CFE)

$$I = \frac{746}{1.73 \times E \times N \times fp.}$$

$$KVA = \frac{I \times E \times 1.73}{1000} = \frac{746}{1.73 \times E \times N \times fp.} \times \frac{E \times 1.73}{1000} = \underline{\underline{0.925/HP.}}$$

2) Alumbrado. El consumo de energía del alumbrado es directamente proporcional al número de focos, por lo tanto sacaremos el consumo por cada unidad de potencia eléctrica (W).

$$I = \frac{P}{E}$$

P - Pot. eléctrica (W)

E - Dif. de potencial (V)

$$I = \frac{1}{440V} = 0.00227 \text{ A/W}$$

$$KVA = \frac{I \times E \times 1.73}{1000} = \frac{0.00227 \times 440 \times 1.73}{1000}$$

$$KVA = \underline{\underline{0.00173 \text{ KVA/W}}}$$

- 1) Excavación por frente. Para esta actividad necesitamos:
  - a) Ventiladores c/motor de 10 HP a/c 500 m
  - b) Banda transportadora de rezaga motor de 15 HP
  - c) Carro de agregados p/lanzado c/motor de 10 HP
  - d) 10 lámparas de cuarzo de 1500 W
  
- 2) Concreto por frente. Para la actividad de colado necesitamos:
  - a) Planta dosificadora
    - a.1) Compresor con motor de 5HP
    - a.2) Banda transportadora con motor de 7.5 HP
    - a.3) Olla revolvedora c/motor de 25 HP
    - a.4) Bomba de agua c/motor de 2 HP
  - b) Cimbra semiautomática
    - b.1) Motor sist. hidráulico cimbra de 25 HP
    - b.2) Motor banda transportadora de 8 HP
    - b.3) 4 pza. vibrador de 3 hp = 12 HP
    - b.4) 5 lámparas de cuarzo de 1500 W
  
- 3) Inyección por frente.
  - a) Agitador de lechada c/motor de 5 HP
  - b) Bomba Moyno c/motor de 15 HP
  - c) 3 lámparas de cuarzo de 1500 W
  
- 4) Taller de soldadura y carpintería.
  - a) Planta de soldar Lincoln 20 HP
  - b) Taladro de banco 2 HP
  - c) Taladro manual 0.5 HP
  - d) Sierra de banco 2 HP
  - e) Esmeril de 2000 W 3 HP
  
- 5) Alumbrado exterior.
 

a) 100 pza. focos de 100 W	10,000 W
b) 2 pza. cafetera de 1700 W	3,400 W
c) 5 pza. sumadora de 60 W	300 W

d) 10 pra. lámpara de 1500 W  $\frac{15,000 \text{ W}}{28,700 \text{ W}}$

6) Alumbrado interior

a) Focos de 100 W a/c 10 m.

En la página siguiente presentamos los consumos por frente y por actividad, considerando el caso más desfavorable, -- que sería para toda la longitud de alumbrado de los túneles:

Para 1050 m de long. - 2 ventiladores y 105 focos

Para 1800 m de long. - 4 ventiladores y 180 focos

Con esto nos vamos a la ruta crítica, las únicas actividades que se traslapan en la ejecución son:

- 1) Excavación F-5 : Excavación F-6 = Total 150 HP
- 2) Concreto F-5 : Excavación F-6 = Total 180 HP
- 3) Inyección F-5 : Excavación F-6 = Total 111 HP
- 4) Inyección F-5 : Concreto F-6 = Total 121 HP
- 5) Inyección F-6 : Concreto F-6 = Total 121 HP

Si observamos, el caso más desfavorable será para el -- concreto en el frente 5 y excavación en el frente 6, ahora-- procederemos a cuantificarlo con exactitud:

- 1) Excavación F-6 ----- 85 HP
- 2) Concreto F-5 ----- 95 HP
- 3) Alumbrado interior ambos tramos ---- 38 HP
- 4) Talleres exteriores ----- 28 HP
- 5) Alumbrado exterior  $\frac{28,700 \text{ W}}{746}$  ----- 39 HP

NECESIDAD DE ENERGIA 285 HP

## RESUMEN DE CONSUMOS

fte.	long.	Excavación		Concreto		Inyección		Alumb.
		motores	lámparas	motores	lámparas	motores	lámparas	focos
5	1050m	45 HP	15,000W	85 HP	7500 W	20 HP	4,500 W	10500 W
6	1800m	65 HP	15,000W	85 HP	7500 W	20 HP	4,500 W	18000 W
		Substituyendo		1 HP = 746 W Tenemos:				
5	1050m	65 HP		95 HP		26 HP		14 HP
6	1800m	85 HP		95 HP		26 HP		24 HP

Si consideramos que por el arranque de los motores y -- por seguridad debemos aumentar un 75% tenemos:

$$\text{Necesidad de energía } 285 \text{ HP} \times 1.75 = 498 \text{ HP}$$

Convirtiendo éstos a KVA para determinar la capacidad-- del transformador:

$$498 \text{ HP} \times 0.923 \text{ KVA/HP} = 460 \text{ KVA}$$

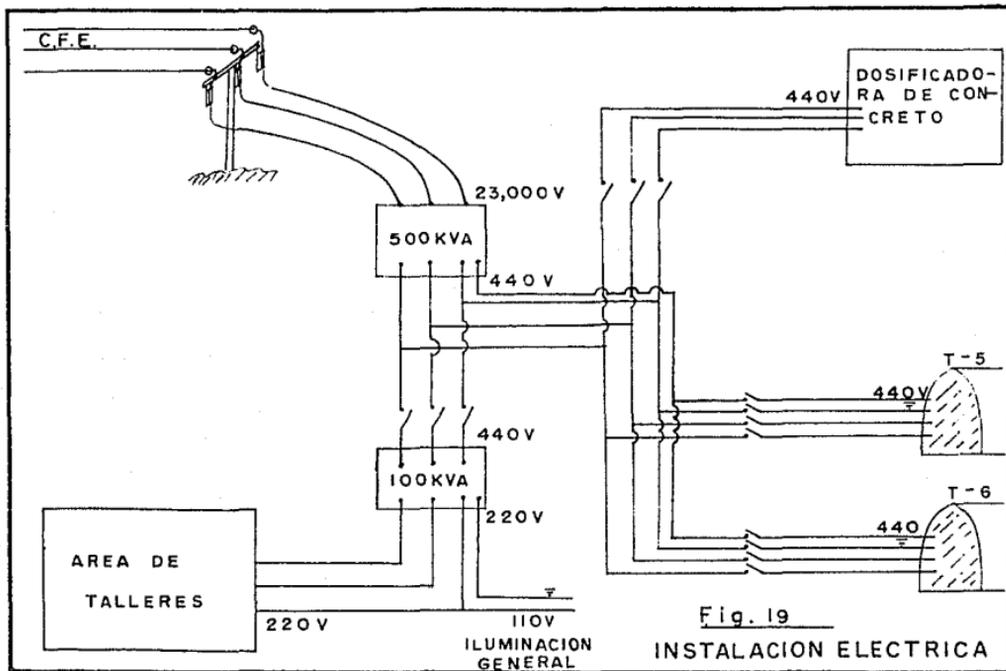
El anterior resultado significa que para suministrar la energía necesaria a los dos frentes, instalaciones, oficinas, etc. necesitamos un transformador con capacidad de 460 KVA, cuyo equivalente en capacidad comercial es de 500 KVA.

En la página siguiente presentamos el diagrama de instalación eléctrica.

El paso siguiente es determinar el calibre de los ca--- bles que llevarán la energía al interior del túnel, esto para evitar que a distancias muy grandes se bajen los voltajes y se pierda la eficiencia en los frentes.

Según la ley de Ohm  $E = IR$       R - Resistencia del conductor  
E - Diferencia de voltaje (V)  
I - Intensidad de corriente (A)  
Además:  $R = \rho \frac{L}{a}$        $\rho$  - Resistividad del material  
L - Longitud del conductor  
a - Area del conductor

Sabemos que para el cobre la resistividad  $\rho = 1.7 \times 10^{-8}$  Ohm-m. Propondremos un cable calibre 2/o cuya área es de  $1.26 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup> y tomaremos el caso más desfavorable de -- longitud, o sea para 1800 m:



$$R = 1.7 \times 10^{-8} \times \frac{1800 \text{ m}}{1.26 \times 10^{-4}} = 0.24 \text{ Pj},$$

La caída de voltaje a los 1800 m será:

$$I = \frac{746 \times \text{HP}}{1.73 E \times N \times \text{f.p.}} = \frac{746 [45 \text{ HP (concreto)} + 26 \text{ HP (in-yecc.)} + 24 \text{ HP (alumbrado)} + 40 \text{ (ventilad)}]}{1.73 (440) (0.95) (0.85)}$$

$$I = 1.213 (135 \text{ HP}) = 163.8 \text{ A}$$

$$E = (163.8) (0.24) = 39 \text{ V}$$

Después de este estudio nos damos cuenta que la caída de voltaje para los 1800 m de longitud, será pequeña, por lo cual se acepta el cable calibre 2/0 para el tendido dentro del túnel.

A continuación presentamos las siguientes fotografías-- de la subestación en los diferentes frentes:

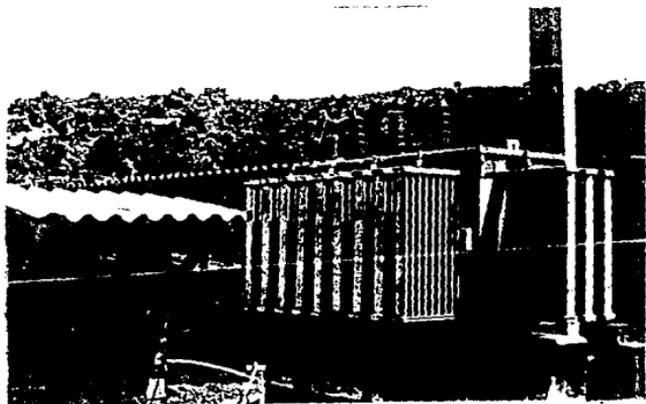


Fig. 20.- Subestación Eléctrica.

### 2.3.2.2 Instalación de aire comprimido

La instalación de aire comprimido es toda la red de tuberías, mangueras, recipientes, válvulas y compresores; que se instalan para el consumo de éste.

La parte esencial de esta instalación son los compresores, su selección se rige por los siguientes factores:

- a) Equipos y herramientas que funcionarán en el frente.
- b) Pérdidas por fricción y fugas.
- c) Presión requerida por los equipos.

La más importante es la primera de ellas, para nuestro caso las herramientas y equipos que necesitan aire son:

- Perforadoras de pierna ----- 150 PCM a 7.0 Kg/cm<sup>2</sup>
- Rezagadora EIMCO 630 ----- 785 PCM a 4.2 Kg/cm<sup>2</sup>
- Lanzadora de concreto 250 -- 600 PCM a 6.0 Kg/cm<sup>2</sup>
- Volteador de vagonetas ----- 0 (No es actividad continua)

Desde luego debemos considerar que no todas estas herramientas y equipos trabajarán al mismo tiempo, por lo que debemos considerar las actividades simultáneas para poder determinar el consumo.

Si recordamos en el capítulo 2.1.1.5 de ademe, concluimos que el concreto lanzado podría ser una actividad simultánea con cualquier otra, en consecuencia las posibles combinaciones de actividades son:

- a) Barrenación - lanzado.
- b) Rezaga - lanzado.

La primera de ellas es posible ya que la barrenación es

una actividad que durará 4 horas, (Pág. 29 ciclo de tronada)- las cuales se pueden aprovechar perfectamente, para estar -- lanzando a una distancia de 20 m del frente de barrenación.

La segunda puede suceder cuando la rezagadora EIMCO 630 esté cargando el tren de rezaga, actividad de 45 min, tiempo que se puede aprovechar para lanzar. Esta situación es poco probable que suceda, ya que 45 min es poco tiempo para todas las maniobras que implica el lanzado.

Considerando lo anterior el consumo en el frente será:

<u>Actividad</u>	<u>Cant.</u>	<u>U</u>	<u>Descripción</u>	<u>Consumo</u>	<u>Consumo total</u>
Barrenación	5	Pza.	Perforadora BBC-16	150 PCM	750 PCM
Lanzado	1	"	Lanzadora Aliva 250	600 PCM	<u>600 PCM</u>
				CONSUMO POR FRENTE	1350 PCM

Este consumo será por frente de ataque, si sabemos que habrá dos frentes por cada banco de compresores, se debía -- multiplicar por dos el consumo obtenido. Para evitar que -- los costos de instalación de aire comprimido se elevaran mucho, se hizo la siguiente consideración: Si tenemos un ciclo de tronada que dura 7.2 hr de las cuales únicamente 4 hr se estará barrenando, PODEMOS Y DEBEMOS programar las actividades para evitar se barrene y lance simultáneamente en ambos frentes.

Para entender mejor esto, vamos a sacar los tiempos de cada actividad y los programaremos.

Lanzado: Se colocará una capa de 5 cm, únicamente para evitar intemperismo.

$$V = (2.05 \times 2 + \frac{\pi(4.1)^2}{4}) 0.05 \text{ m}$$

$$V = 0.52 \text{ m}^3/\text{m lineal de túnel}$$

Sabemos que el avance efectivo por ciclo (Pág. 25) será de 2.16 m, por lo tanto el volumen por lanzar por ciclo es:

$$V = 0.52 \text{ m}^3/\text{ml} \times 2.16 \text{ m/ciclo} = 1.12 \text{ m}^3/\text{ciclo}$$

$$\text{Vol. incluyendo rebote} = 1.12 \text{ m}^3/\text{c.} \times 1.35$$

$$V = 1.5 \text{ m}^3/\text{ciclo}$$

<u>Actividades</u>	<u>Duración del ciclo</u>
Burrenación	4 hr
Rezaga	1.5 hr
Lanzado = $\frac{1.5 \text{ m}^3/\text{c.}}{1 \text{ m}^3/\text{hr}} =$	2.0 hr (incluyendo manio bras)

En la página siguiente se presenta el Programa de actividades por ciclo, en el cual se observa que, si sumamos verticalmente cada columna, obtendremos el gasto máximo, éste se presentará para cuando se barrene y lance en un frente, -- mientras en el otro sólo se barrene. Dicho gasto es -----  
 $Q_{\max} = 2170 \text{ PCM.}$

Una vez determinado el gasto máximo, determinaremos el-gasto real ( $Q_r$ ) y así propondremos la capacidad y cantidad -de los compresores:

$$Q_r = (Q_{\max}) (K1) (K2) (K3) (K4)$$

- K1 - Factor de corrección por presión de trabajo
- K2 - Factor de corrección por uso (estado mecánico)
- K3 - Factor del grado de utilización
- K4 - Factor por fugas de aire

K1 = 1.1 Consideramos que los compresores, en algunas ocasiones, no podrán mantener los 85 psi que requieren las perforadoras.

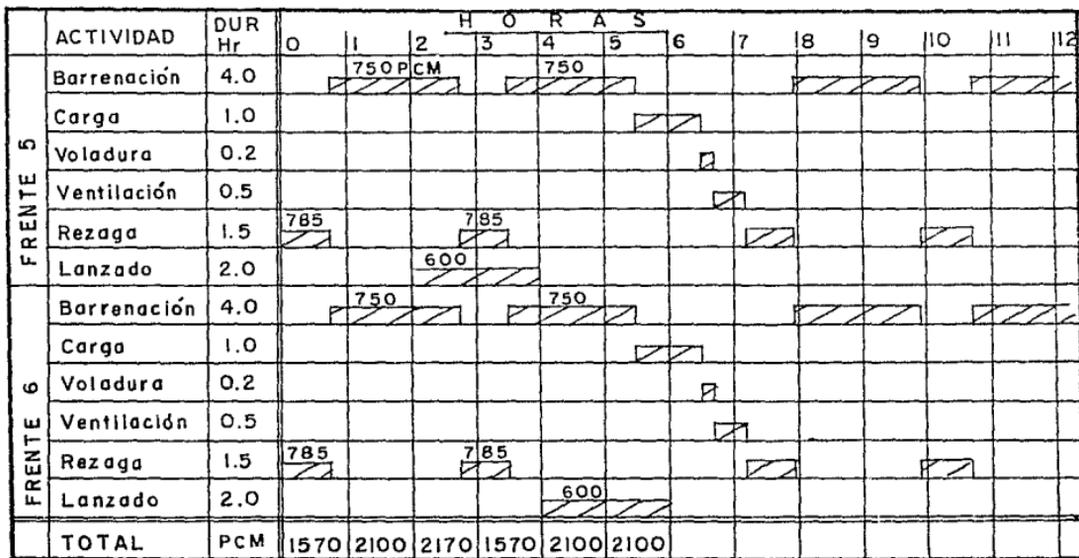


Fig. 21. Programa de actividades por ciclo

- K2 = 1.05 Porque los compresores y perforadoras pueden no estar en óptimas condiciones.
- K3 = 0.90 Porque es muy probable que no todas las perforadoras trabajen al mismo tiempo.
- K4 = 1.10 Para considerar las pérdidas por fugas y --- fricción.

Por lo tanto:

$$Q_r = 2170 \times 1.1 \times 1.05 \times 0.90 \times 1.1$$

$$Q_r = 2481 \text{ PCM} \approx 2500 \text{ PCM}$$

Para determinar el número de unidades a utilizar, propondremos compresores de 750 PCM que son de los más comerciales. A la capacidad de éstos hay que corregirla por la tabla que se presenta en la siguiente página, en función de la ASNM.

Si entramos con una presión de trabajo de 90 psi, que es aproximadamente la que requieren las perforadoras, y la altura aproximada de los frentes de 2550 MSNM, tenemos que el factor de corrección de la capacidad es:  $F = 0.877$

$$\text{Capacidad de los compresores} = 750 \times 0.877 = 657.7 \text{ PCM}$$

$$\text{Número de compresores} = \frac{2500 \text{ PCM}}{657.7 \text{ PCM/Comp}} = 3.8 \quad \underline{4 \text{ Comp.}}$$

Para determinar el diámetro de la tubería de aire comprimido, nos basaremos en el nomograma propuesto por el manual de construcción de la SARH (Fig. 23).

ALTURA EN		PRESION MANOMETRICA, DE COMPRESION DE UN SOLO PASO					
		80 PSI		90 PSI		100 PSI	
Metros	Pies	Relación de compresión	Factor	Relación de Compresión	Factor	Relación de Compresión	Factor
0	0	6.44	1.0	7.12	1.0	7.81	1.0
300	1000	6.64	.992	7.34	.988	8.05	.987
600	2000	6.88	.977	7.62	.972	8.35	.972
900	3000	7.12	.967	7.87	.959	8.63	.957
1200	4000	7.36	.953	8.15	.944	8.94	.942
1500	5000	7.62	.940	8.44	.931	9.27	.925
1800	6000	7.84	.928	8.69	.917	9.55	.908
2100	7000	8.14	.915	9.03	.902	9.93	.890
2400	8000	8.42	.900	9.33	.886	10.26	.873
2700	9000	8.70	.887	9.65	.868	10.62	.857
3000	10000	9.00	.872	10.00	.853	11.00	.840
3300	11000	9.34	.858	10.38	.837	11.42	--
3600	12000	9.70	.839	10.79	.818	11.88	--
4200	14000	10.42	.805	11.60	--	12.78	--

Fig. 22.- Factor de corrección para compresores en función de la ASNM.

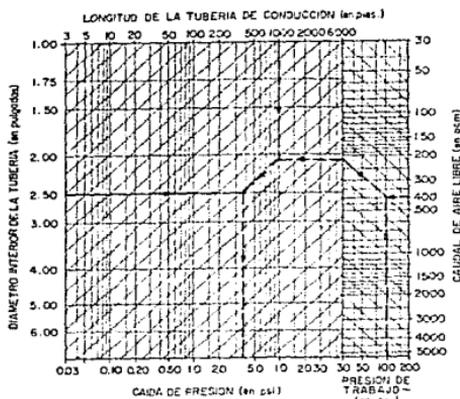


Fig. 23.- Nomograma para calcular diámetro de tuberías de presión de aire y sus caídas de presión.

Entramos con una presión de trabajo de 90 psi, con un caudal de aire de 2500 PCM, para una tubería de 1800 m de longitud: proponemos un diámetro comercial de 6" y observamos que la caída de presión será de 3.8 psi.

Comparando tenemos:

$$\frac{3.8 \text{ psi}}{90 \text{ psi}} = 0.042 \quad 4.2\% < 10\% \text{ propuesto en K1}$$

Si se hubiese escogido una tubería de 5" que es el siguiente diámetro comercial menor, tendríamos una caída de --

presión de 9.1 psi que representa un 10% sobre la presión de trabajo, o sea igual al propuesto por el factor K1. Se decidió por seguridad instalar una tubería de 6"Ø además era la que tenía la compañía constructora.

Una vez determinado el número y capacidad de compresores con su respectivo diámetro de tubería, presentamos el diagrama de aire comprimido:

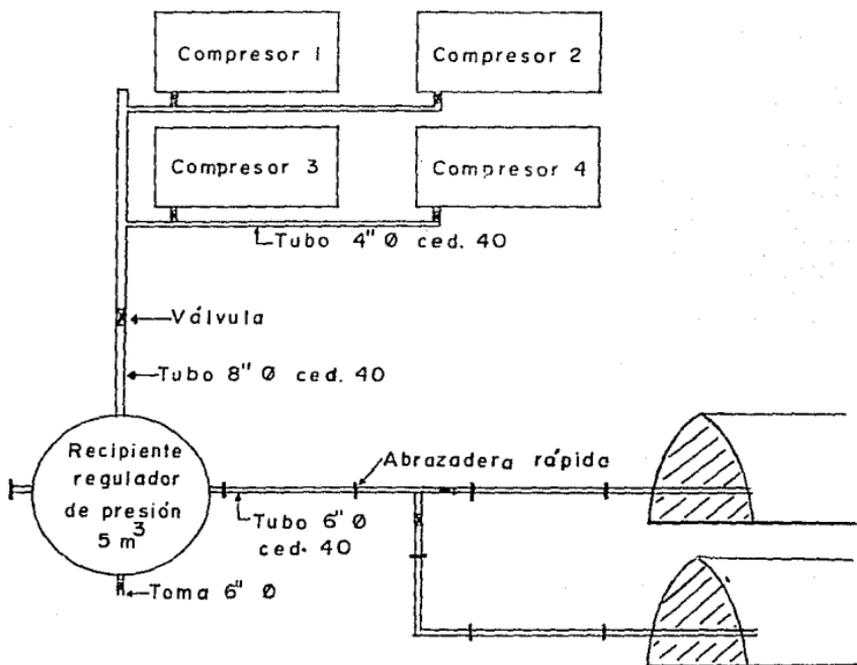


Fig. 24.- Diagrama de aire comprimido.

Como se puede observar en el diagrama, se colocan unos recipientes de aire de  $5 \text{ m}^3$  aprox. cuyo objetivo es mantener una presión constante a base de volumen, logrando así que los equipos y herramientas trabajen a toda su capacidad.

A continuación presentamos las fotografías de los bancos de compresores:

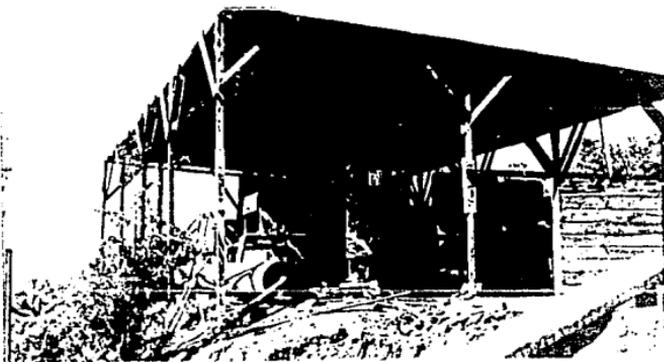
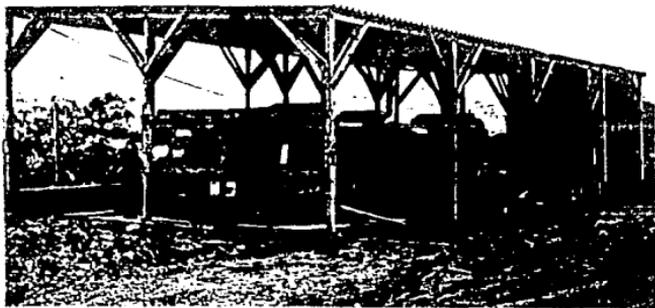


Fig. 25.- Caseta de Compresores.

### 2.3.2.3 Instalación de vía y rezaga

Esta instalación es el conjunto de rieles, durmientes, espuelas, tolvas, etc. que se colocan con el fin de tener un transporte hasta el interior del túnel, mediante el cual se extrae el material producto de excavación; se introducen al frente los equipos y herramientas necesarias; se traslada el personal al frente; etc.

A continuación enumeramos las partes principales de esta instalación:

- a) Riel
- b) Durmientes
- c) Espuelas
- d) Banda de carga de vagonetes
- e) Tolvas de rezaga
- f) Etc.

Las primeras dos son la parte principal del transporte, las características comerciales de éstas son riel de 60 lb/ yd y durmientes de 8" x 8" x 8'. Los pasos a seguir para la instalación de la vía son los siguientes: primero se colocan las planchuelas sobre los durmientes (ver fotografía) a un ancho de 36", que será el ancho de la vía ya que son las medidas comerciales de las ruedas de locomotoras y vagonetes. Paso segundo se colocan los durmientes en forma transversal al eje del túnel, a una separación de 70 cm, teniendo cuidado de que queden totalmente apoyados en el piso.

Enseguida se coloca el riel sobre las planchuelas fijas en los durmientes y se atornilla como lo muestra la fotografía siguiente:



Fig. 26.- Fotografía de la instalación de vía.

La longitud de la vía se va alargando conforme avanza-- el túnel, por lo consiguiente para el caso de túneles de --- gran longitud como el nuestro, existe la necesidad de que se den paso dos cuadrillas de actividades, como puede ser el -- lanzado y la rezaga, el pensar que si están lanzando y viene un tren de rezaga tengan que darse paso hasta el exterior -- del túnel aumentaría mucho los tiempos muertos y se perdería la continuidad de las actividades, lo que repercutiría en el costo y rendimiento de obra.

Para solucionar estos problemas existen los cambios ca-- lifornia o espuelas; esta instalación es una especie de li-- bradero de longitud mínima igual a la de los trenes, que se coloca en el interior del túnel, el cual permite se den paso

las cuadrillas. A continuación presentamos el diagrama de un cambio california:

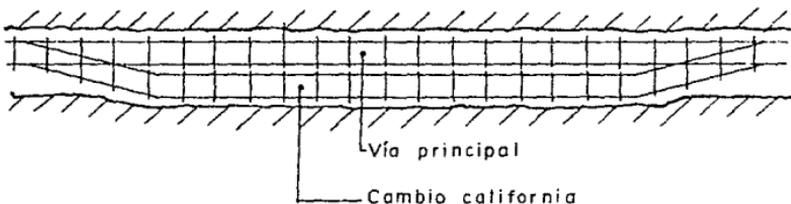


Fig. 27.- Cambio california o espuela.

La variable a determinar en una espuela es su longitud-libre, ésta se determina así:

$$L = L (\text{locomotora}) + 7 \times (L \text{ vagonetas}) + 7 \times (\text{sep. entre vagon.})$$

$$L = 4.0 \text{ m} + 7(5.4\text{m}) + 7(1\text{m})$$

$$L = 49 \text{ m} \approx 50 \text{ m.}$$

El cambio california cuenta con unas ruedas colocadas en la parte inferior de la plataforma que le permiten desplazarse transversalmente a la vía principal y así dejar libre el paso en caso de que no necesite usarse.

Una vez definida la instalación de riel dentro del túnel, veremos la forma de carga de las vagonetas. Esta actividad se realiza por medio de una banda transportadora que su longitud será igual al del tren de vagonetas, montada sobre una estructura de ancho suficiente para que pasen a través de ella las vagonetas.

A continuación presentamos la fotografía 28 donde se aprecia la banda transportadora y su estructura:



Fig. 28.- Fotografía de la banda de rezaga y su estructura.

En la figura anterior se observa claramente la necesidad de que la longitud de la banda sea igual al largo correspondiente a las siete vagonetas.

Las variables a determinar para esta actividad son la longitud del transportador, el ancho de la banda y la capacidad del motor de la misma.

Largo de vagoneta = 5.4 m \* 7 vagonetas (seguridad)  
Distancia entre vagonetas 1.0 m.

$L \text{ Transportador} = L \text{ vagonetas (No. vagonetas) +}$   
 $(\text{Dist. entre vag.}) (\text{No. vag.} - 1) +$   
 $\text{Proyección de la long. inclinada del transp.}$   
 $+ \text{Longitud de la zona de carga.}$

En la siguiente figura se entiende mejor esta fórmula:

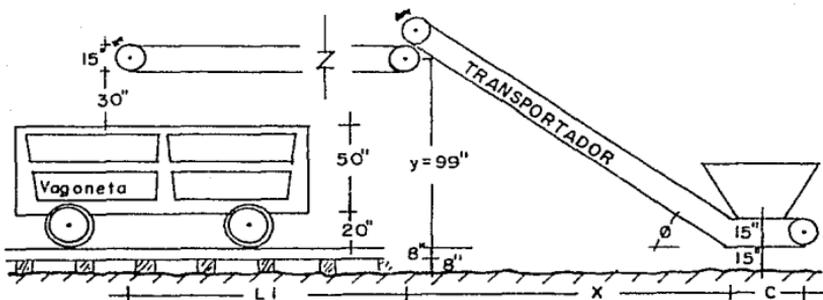


Fig. 29.- Transportador de rezaga.

La longitud inclinada del transportador depende del ángulo de inclinación permisible. De la Fig. 30 vemos que para un material producto de voladura  $\theta = 18^\circ$ .

DESCRIPCION DEL MATERIAL	INCLINACION MAXIMA
Carbón en cisco o fragmentos menudos	20°
Carbón en greña	18°
Carbón de coke clasificado (cribado)	17°
Tierra suelta	20°
Briquetas	10°
Grava en greña de bancos naturales	18°
Grava lavada	12°
Minerales triturados	20°
Arena húmeda	20°
Arena seca	15°
Piedra triturada	19°

Fig. 30.- Pendientes máximas para bandas transportadoras en función del material (SARH).

La altura que la banda debe subir es:  $Y = 115''$

$$X = \frac{115''}{\tan 18^\circ} = 355'' = 9.00 \text{ m}$$

$$L \text{ transp.} = (5.4 \text{ m} \times 7 \text{ pas.}) + (1 \text{ m} \times 6 \text{ pas.}) + 7.74 \text{ m} + 1.5 \text{ m}$$

$$L \text{ transp.} = 53 \text{ m}$$

Las dimensiones generales del transportador son:

$$L1 = 44 \text{ m}$$

$$L_t = 53 \text{ m}$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$X = 9.00 \text{ m} = 29.5 \text{ ft}$$

$$Y = 2.92 \text{ m} = 9.8 \text{ ft}$$

$$c = 1.5 \text{ m}$$

El segundo paso es determinar el ancho de la banda y la capacidad del motor. La capacidad del transportador que necesitamos debe rendir por lo menos igual al rendimiento de la rezagadora.  $R = 37 \text{ m}^3/\text{hr}$ , si suponemos un peso volumétrico de  $1800 \text{ kg/m}^3$  el rendimiento es  $R = 66.66 \text{ ton/hr}$  si esto lo multiplicamos por un factor de seguridad tenemos:

$$R \text{ transp.} = 66.66 \text{ ton/hr} \times 1.5$$

$$R \text{ transp.} = 100 \text{ ton/hr}$$

Con el rendimiento necesario, entramos a la tabla de la figura 31 y vemos que un transportador de  $30''$  de ancho, para materiales con peso volumétrico de  $100 \text{ lb/ft}^3$  ( $1660 \text{ kg/m}^3$ )-- con velocidad de banda de  $100 \text{ ft/min}$ , da un rendimiento de  $144 \text{ ton/hr}$  suficiente para transportar nuestra rezaga.

Nota: No se tomó un transportador de 24", porque el tamaño máximo de piedra es de 8", muy pequeño para nuestro caso.

Resumiendo lo anterior, se instalará un transportador - de 30" de ancho, con velocidad de 100 ft/min y capacidad para tamaños de hasta 12".

Ancho de la banda	Tamaño máximo de terrones		Peso del material en libras/pie <sup>3</sup>	Materiales típicos	Capacidad en toneladas cortas/hora											
	Clasificación	Sistematización			Velocidad de la banda en pies/minuto											
					100	150	200	250	300	350	400	500	600			
12"	2"	3"	30	coque	7	10	14	17	21							
			50	carbón	12	18	24	30	36							
			75	tierra suelta	17	25	34	42	51							
			100	grava y arena	23	34	45	55	66							
			150	minerales	35	52	70	87	105							
16"	5"	5"	30	coque	13	19	25	31	38							
			50	carbón	20	30	40	50	60							
			75	tierra suelta	31	46	61	76	92							
			100	grava y arena	41	61	82	102	123							
			150	minerales	61	91	122	152	183							
18"	4"	6"	30	coque	15	19	26	32	39							
			50	carbón	26	39	52	65	78							
			75	tierra suelta	38	57	76	95	114							
			100	grava y arena	52	78	104	130	156							
			150	minerales	77	105	154	192	231							
24"	6"	8"	30	coque	28	42	56	70	84	98	112					
			50	carbón	46	69	93	117	138	161	184					
			75	tierra suelta	69	103	138	172	207	242	276					
			100	grava y arena	92	138	184	230	276	322	368					
			150	minerales	138	207	280	346	414	483	552					
30"	7"	12"	30	coque	43	64	86	108	129	150	172	215				
			50	carbón	72	108	144	180	216	252	288	360				
			75	tierra suelta	108	162	216	260	324	378	432	540				
			100	grava y arena	144	216	288	360	432	504	576	720				
			150	minerales	216	324	432	540	648	756	864	1080				
36"	8"	16"	30	coque	65	97	130	162	195	228	260	325	390			
			50	carbón	104	156	208	260	312	364	416	520	624			
			75	tierra suelta	155	233	310	388	465	543	620	775	930			
			100	grava y arena	205	312	416	520	624	728	832	1040	1248			
			150	minerales	311	466	622	778	933	1088	1244	1553	1860			
42"	10"	20"	30	coque	85	127	170	212	255	298	340	415	510			
			50	carbón	141	211	282	352	423	493	564	705	846			
			75	tierra suelta	217	318	424	530	636	742	848	1070	1272			
			100	grava y arena	282	423	564	705	846	987	1128	1410	1692			
			150	minerales	423	635	846	1058	1269	1480	1692	2115	2538			
48"	13"	24"	30	coque	113	169	226	282	339	396	452	565	678			
			50	carbón	190	285	380	475	570	665	760	950	1140			
			75	tierra suelta	290	420	560	700	840	980	1120	1400	1680			
			100	grava y arena	378	565	756	945	1134	1320	1512	1890	2268			
			150	minerales	562	842	1124	1405	1686	1970	2248	2810	3372			

Fig. 31.- Capacidad de transportadores SAPI.

Para determinar la capacidad de los motores de la banda transportadora nos basaremos en las figuras siguientes:

Longitud del transportador en pies	Rendimientos instantáneos en toneladas cortas por hora															
	25	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	600	700	800	900	1000
25	1.6	1.8	1.9	2.0	2.3	2.5	2.7	3.0	3.3	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5
50	2.0	2.1	2.2	2.4	2.7	3.0	3.3	3.5	3.9	4.2	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	7.8
75	2.3	2.5	2.6	2.8	3.1	3.5	3.8	4.1	4.5	4.8	5.5	6.2	6.9	7.6	8.3	9.0
100	2.5	2.7	2.9	3.0	3.4	3.8	4.2	4.5	4.9	5.3	6.0	6.8	7.5	8.3	9.0	9.8
125	2.8	3.0	3.2	3.4	3.8	4.2	4.6	5.0	5.4	5.8	6.6	7.4	8.2	9.0	9.8	10.6
150	3.0	3.2	3.4	3.7	4.1	4.6	5.0	5.5	5.9	6.3	7.2	8.1	9.0	9.9	10.8	11.5
175	3.3	3.5	3.8	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
200	3.5	3.8	4.0	4.3	4.8	5.3	5.8	6.3	7.0	7.5	8.6	9.7	11.0	12.0	13.0	14.1
225	3.7	4.0	4.3	4.6	5.1	5.7	6.2	6.8	7.3	8.0	9.2	10.0	12.0	13.0	14.0	15.2
250	4.0	4.3	4.6	4.9	5.5	6.2	6.8	7.5	8.0	8.8	10.0	11.0	13.0	14.0	15.3	16.6
300	4.5	4.9	5.2	5.6	6.2	7.0	7.6	8.4	9.0	9.8	11.0	12.0	14.0	15.0	16.8	18.2
350	5.0	5.4	5.8	6.2	6.9	7.7	8.4	9.2	10.0	11.0	12.0	14.0	15.0	17.0	18.2	19.7
400	5.5	6.0	6.4	6.8	7.6	8.5	9.2	10.0	11.0	12.0	14.0	15.0	17.0	18.0	20.4	22.1
450	6.0	6.5	6.9	7.3	8.3	9.2	10.0	11.0	12.0	13.0	15.0	17.0	19.0	21.0	22.5	24.4
500	6.5	7.0	7.5	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	16.0	18.0	21.0	23.0	24.8	26.9

Fig. 32.- Potencia necesaria para mover horizontalmente bandas transportadoras (SARH). (HP)

Elevación en pies	Rendimientos instantáneos en toneladas cortas por hora															
	25	50	75	100	150	200	250	300	350	400	500	600	700	800	900	1000
10	0.3	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
20	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0
30	0.8	1.5	2.3	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0
40	1.0	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	16.0	20.0	24.0	28.0	32.0	36.0	40.0
50	1.3	2.5	3.8	5.0	7.5	10.0	12.0	15.0	17.5	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0
60	1.5	3.0	4.5	6.0	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0	60.0
70	1.8	3.5	5.3	7.0	10.5	14.0	17.5	21.0	24.5	28.0	35.0	42.0	49.0	56.0	63.0	70.0
80	2.0	4.0	6.0	8.0	12.0	16.0	20.0	24.0	28.0	32.0	40.0	48.0	56.0	64.0	72.0	80.0
90	2.3	4.5	6.8	9.0	13.5	18.0	22.0	27.0	31.5	36.0	45.0	54.0	63.0	72.0	81.0	90.0
100	2.5	5.0	7.5	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

(\*) Los valores consignados en esta Tabla corresponden a condiciones promedio con alimentación uniforme, operando las bandas a sus velocidades normales. (Pioneer-Mexicana de Tractores y Maquinaria, S.A.).

Fig. 33.- Potencia necesaria para mover verticalmente bandas transportadoras (Manual--SARH) (HP).

De las tablas anteriores observamos que la potencia necesaria para mover un transportador horizontalmente, cuya longitud es 175 ft y el rendimiento 144 ton/hr, son 4.5 HP, ahora para mover verticalmente el transportador, con una elevación de 98' y el mismo rendimiento necesitamos un motor de 1.5 HP, si a esto le sumamos la longitud horizontal de la proyección, vemos que para longitud de 29' (9.00 m) la potencia necesaria es 2.3 HP.

Resumiendo:

Motor para banda horizontal = 4.5 HP

Motor para banda inclinada = 1.5 HP + 2.3 HP = 3.8 HP

Si a estos resultados los afectamos por un factor de seguridad, el tamaño será:

Horizontal = 4.5 HP x 1.3 = 5.8 HP      7.5 HP (Comercial)

Vertical = 3.8 HP x 1.3 = 4.9 HP      5.0 HP      "

El siguiente paso en la extracción de la rezaga es el transporte de la misma en los trenes. La variable más importante a determinar es la capacidad de la locomotora. La metodología para seleccionar la locomotora adecuada es la siguiente:

- a) Proponer una locomotora.
- b) Determinar el peso del tren.
- c) Determinar la fuerza de tracción necesaria.
- d) Determinar la fuerza de tracción disponible.
- e) Comparar ambas fuerzas y la disponible debe ser por lo menos un 20% mayor a la necesaria.
- f) Verificar en la curva de tracción de la locomotora si es capaz de desarrollar la fuerza de tracción disponible.

a) Proponemos una locomotora BLACO DH-10 con un peso de 10 -

ton y vagonetas de 3.5 ton vacías.

b) Peso del tren.

$$W_t = W_{\text{locomotora}} + (W_{\text{vagonetas}} \times \text{No. vagonetas}) + W_{\text{carga}}$$

$$W_t = 10 \text{ ton} + (7 \text{ vag.} \times 3.5 \text{ ton}) + (35 \text{ M}^3 \times 1.8 \text{ ton/m}^3)$$

$$W_t = 97.5 \text{ ton} \approx 100 \text{ ton}$$

c) Fuerza de tracción necesaria. ( $F_n$ ) (Propuesto por TUSA)

$$F_n = W_t (R_r + R_a + 20G) \quad R_r = \text{Resistencia al rodamiento}$$

$$R_a = \text{Resistencia a la aceleración}$$

$$G = \text{Porcentaje de pendiente}$$

Por experiencia se utilizarán los valores siguientes:

$$R_r = 20 \text{ lb/ton} \quad (\text{Manual de construcción TUSA})$$

$$R_a = 9.05 \text{ lb/ton}$$

Si sabemos que el túnel tiene una pendiente de 0.2%:

$$F_n = 100 \text{ ton} (20 + 9.05 + (20 \times 0.2))$$

$$F_n = 3305 \text{ lb}$$

d) Fuerza de tracción disponible ( $F_d$ ) (Propuesta por TUSA)

$$F_d = C \cdot P_1 \quad C = \text{Coeficiente de tracción (Adherencia)}$$

$$P_1 = \text{Peso de la locomotora}$$

Observando la figura siguiente, considerando que vamos a--  
trabajar en un ambiente húmedo el coeficiente de tracción--  
será  $C = 0.18$ .

CONDICIONES DE LA VIA	Ruedas de acero templado		Ruedas de acero forjado	
	Con arena	Sin arena	Con arena	Sin arena
Grasosa-Húmeda	0.25	0.15	0.25	0.15
Humedad de rocío humedad ambiente	0.22	0.18	0.22	0.18
Completamente mojada	0.25	0.20	0.31	0.25
Limpia y seca	0.25-0.3	0.20	0.31-0.36	--
Condiciones óptimas	0.38-0.42	--	0.47-0.52	--

Fig. 34.- Coeficiente de tracción de vías (C)

La fuerza de tracción disponible es:

$$F_d = 0.18 \times 10 \text{ ton}$$

$$F_d = 3960 \text{ lb}$$

e) Comparación de las fuerzas de tracción:

$$\frac{F_d}{F_n} = \frac{3960 \text{ lb}}{3305 \text{ lb}} = 1.19 \approx 1.20 = 20\% \text{ MAYOR}$$

El anterior resultado implica que la locomotora de 10 toneladas es capaz de transportar el tren de rezaga con siete vagones.

f) Ahora veremos si la locomotora es capaz de desarrollar la fuerza de tracción disponible: basándonos en la gráfica de tracción de la locomotora ELACO DH-10 (Fig. 35') obtendremos dicha fuerza. La velocidad promedio con que se debe transportar la locomotora es:

$$V = \frac{1500 \text{ m}}{10 \text{ min}} = 150 \text{ m/min} = 5.6 \text{ millas /hr}$$

Para determinar la velocidad se tomó como base el ciclo de tronada de la página 29 donde para recorrer 1500 m se consideraron 10 minutos en el ciclo.

Entrando a la gráfica de la página siguiente, para 5.6 - millas/hr, tenemos una fuerza tractiva disponible  $P_d = 4100 - 1b$ . Esto quiere decir que la locomotora BLACO DH-10 es la adecuada.

A continuación presentamos una fotografía de la locomotora:

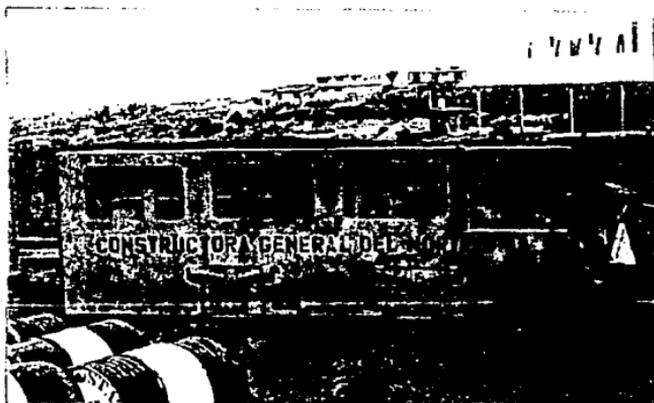


Fig. 35.- Fotografía de la locomotora BLACO DH-10.

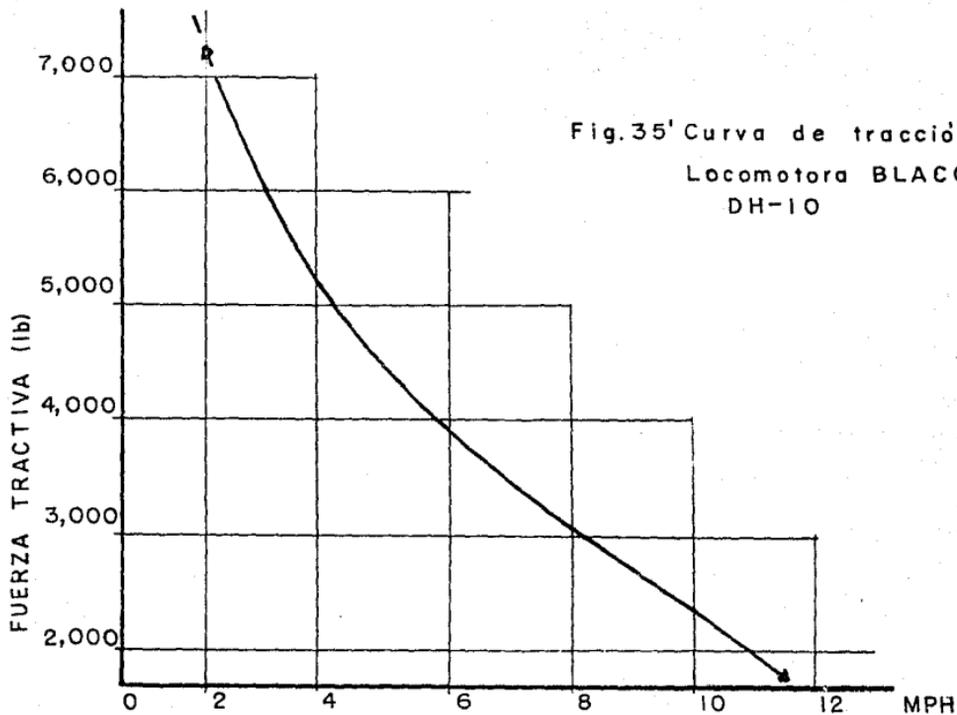


Fig.35' Curva de tracción  
Locomotora BLACO  
DH-10

El último paso que falta para la extracción de la rezaga son las tolvas exteriores de descarga. El objetivo de estas tolvas es que los trenes descarguen sin ningún contratiempo, para que después sin intervenir en el ciclo, camiones volteo lleven el material a los tiraderos.

Estas tolvas se colocan a un lado de las vías de los trenes, con un desnivel respecto a ella, para que las vagonetas descarguen fácilmente por gravedad. En las fotografías siguientes se aprecia la colocación de las tolvas:



Fig. 35''.- Tolvas de rezaga.

En la zona de descarga se coloca un volteador de vagonetas, éste es un gato neumático para vaciar las vagonetas. La capacidad del pistón neumático deberá ser suficiente para levantar una vagoneta:

$$P = \frac{\text{Cap. vagoneta}}{2} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 \times \text{F.S.}$$

$$P = \frac{5 \text{ m}^3}{2} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 \times 1.5$$

$$P = 6.75 \text{ ton} \approx 10 \text{ ton (Comercial)}$$

A continuación presentamos la fotografía de una vagoneta en posición de descarga:



Fig. 36.- Fotografía de vagoneta en descarga.

La capacidad de las tolvas de almacenamiento, debe ser tal que pueda establecerse un ciclo en cada frente.

$$C = \text{Vol. tronada F-4} + \text{Vol. tronada F-5}$$

$$C = 55.98 \text{ m}^3 + 55.98 \text{ m}^3 = 112 \text{ m}^3$$

$$C = 2 \text{ tolvas de } 50 \text{ m}^3 \text{ c/u}$$

#### 2.3.2.4 Instalación de agua

La instalación de agua son el conjunto de tuberías, tanques de almacenamiento, válvulas, etc. necesarias para suministrar de dicho líquido a los diferentes frentes. La finalidad de suministrar agua a los frentes es por lo siguiente:

- a) Las perforadoras de pierna limpian los barrenos por medio de un chiflón aire-agua.
- b) Para el lanzado de concreto en el ademe.
- c) Fabricación de concreto en el exterior
- d) Consumo en general.

Como se podrá observar, los dos primeros obligan a colocar una tubería de agua hasta el frente de ataque, esta tubería debe tener la capacidad suficiente de llevar el agua hasta el frente; para determinar el diámetro de ésta, necesitamos saber el consumo y la presión mínima requerida.

$$Q_t = (5 \text{ perforadoras} \times Q \text{ perf.}) + (Q \text{ lanzado})$$

$$Q \text{ perf.} = 0.2 \text{ l/min}$$

$$Q \text{ lanzado} = 200 \text{ l/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^3/\text{hr} = 300 \text{ l/hr} = 5 \text{ l/min}$$

$$Q_t = 5 \times 0.2 \text{ l/min} + 5 \text{ l/min} = 6 \text{ l/min}$$

si a éste lo afectamos por un factor de seguridad de 2:

$$Q_t = 12 \text{ l/min}$$

Ahora consideraremos el caso más desfavorable que es para una longitud de 1800 m de túnel + 150 m exterior.

$$L = 1950 \text{ m de tubería}$$

Proponemos un diámetro  $d = 2''$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.012 \text{ m}^3/\text{min}}{\frac{\pi (0.05)^2}{4}} = 6.11 \text{ m/min} = 0.10 \text{ m/seg}$$

Ahora bien en las especificaciones de las lanzadoras y perforadoras indican que la presión mínima con que debe llegar el agua es  $3 \text{ kg/cm}^2 = 30,000 \text{ kg/m}^2$

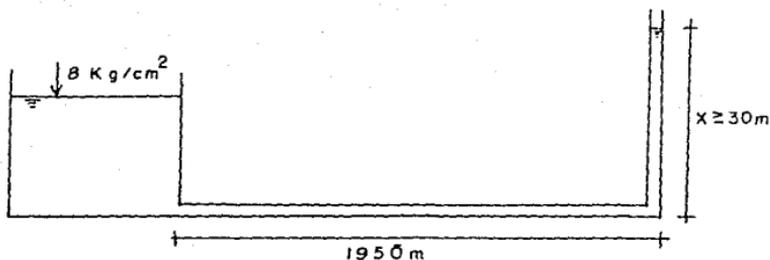
Por lo tanto la carga con que debe llegar el agua es:

$$H = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad \gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H = \frac{30,000 \text{ kg/m}^2}{1,000 \text{ kg/m}^3} + \frac{(0.10)^2}{2(9.81)} = 30 \text{ m de col. de agua}$$

Para dar esta carga dentro del túnel, sería ilógico colocar una bomba eléctrica, esto es porque ninguna de las dos actividades es continua, lo cual implicaría que al dejar de lanzar podríamos quemar la bomba. La solución para esto es colocar unos recipientes de agua con capacidad aproximada de  $1.5 \text{ m}^3$ , a los cuales se les da presión por medio de aire y así se logra conducir dicho líquido hasta el frente de una manera más económica. La única condición que debemos verificar, es comprobar que la presión suministrada por los compresores sea capaz de llegar hasta el frente, el agua con una carga de 30 m., incluyendo fricción.

Sabemos que la presión a la que trabajan los compresores es de 90 psi o bien  $8 \text{ kg/cm}^2$ . El sistema queda así:



Para plantear la ecuación de la energía, convertiremos - la presión del compresor a columna de agua:

$$H_{\text{comp.}} = \frac{8 \text{ kg/cm}^2 \cdot 10,000 \text{ cm}^2/\text{m}^2}{1000 \text{ kg/m}^2} = 80 \text{ m}$$

Planteando:

$$H \geq \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + HF$$

$$H \geq 30 \text{ m} + HF$$

Según Manning:

$$HF = \left( \frac{V n}{Rh} \right)^2 L$$

Para fierro galvanizado  
 $n = 0.016$

$$Rh = \frac{D}{4} = 0.0125$$

$$HF = \left( \frac{0.10 \times 0.016}{(0.0125)^{2/3}} \right)^2$$

$$1950 \text{ m} = 1.72 \text{ m}$$

Substituyendo:

$$H \geq 30 \text{ m} + HF \geq 31.72 \text{ m}$$

Conclusión:  $H_{comp.} > H_{necesaria}$ , por lo tanto la instalación es capaz de llevar el agua hasta el frente con facilidad.

Habiendo determinado las variables el diagrama de instalación de agua quedará así:

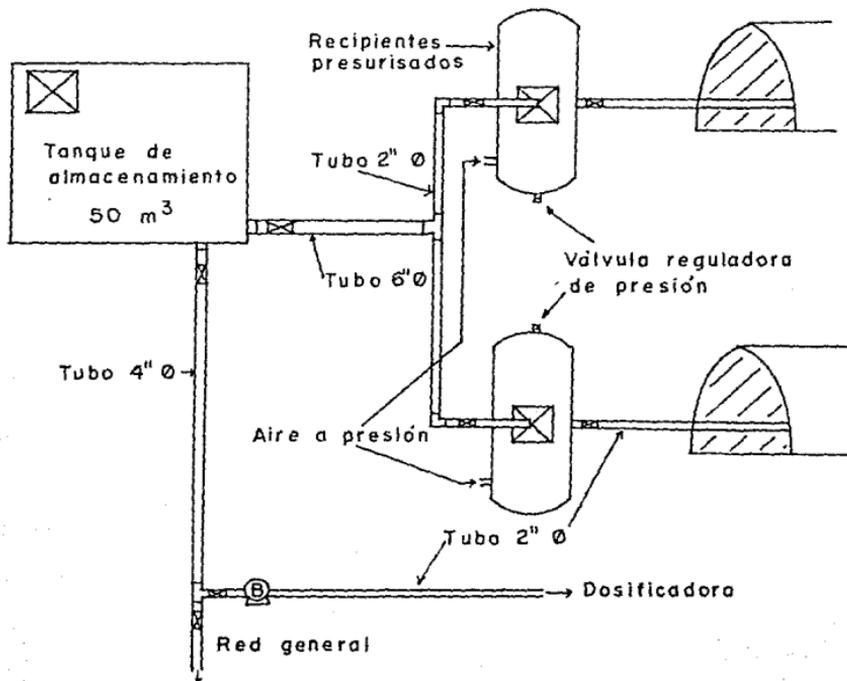


Fig. 36!.- Diagrama de instalación de agua.

A los tanques presurizados de almacén de agua, se les -- coloca una válvula aliviadora de presión, para cuando haya un corte imprevisto del consumo de aire, por ellas desechen la - presión sobrante.

### 2.3.2.5 Instalación de la ventilación

El propósito de la ventilación es inyectar aire fresco-- al túnel, evitando contaminación por gases tóxicos, polvo, ca lor, etc. La inyección de aire fresco se hace desde el exte- rior del túnel hasta el frente de trabajo, por medio de duc- tos y ventiladores axiales.

El volumen de aire requerido para la ventilación de un- túnel, variará con el número de obreros, la frecuencia de las detonaciones y la cantidad de máquinas en el interior del mis mo.

Para la solución más adecuada del cálculo de requerimien- tos de aire existe el TLV (Valor Límite de Tolerancia) de un- gas o un polvo, que indica la concentración máxima aceptable- en la atmósfera del área de trabajo, sin que afecte la salud- de los trabajadores. A continuación presentamos el TLV de al gunos gases:

<u>CAS</u>	<u>TLV</u>
CO	100 ppm (partes por millón)
CO <sub>2</sub>	5,000 ppm
NO	25 ppm
NO <sub>2</sub>	5 ppm
SO <sub>2</sub>	5 ppm
HCHO	2 ppm

Fig. 37.- Valores límites de tolerancia de un gas, edita- do por el Instituto de Productores de Explosi-- vos de EUA.

En la anterior tabla se puede observar que en los interiores de los túneles es muy peligroso y prohibido utilizar motores de combustión interna de gasolina, ya que estos motores la mayoría de gases de escape son monóxido de carbono (CO), gas inodoro pero venenoso y mortal. Caso contrario sucede con los motores diesel ya que el 98% de los gases de escape contienen gases no tóxicos como bióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) y en proporciones muy pequeñas gases tóxicos como óxidos de nitrógeno (NO) bióxidos sulfúricos (SO<sub>2</sub>) y aldehídos.

Existe un método empírico para determinar la cantidad de aire necesaria en el frente de trabajo, capaz de disolver y sacar los gases tóxicos y el polvo del interior. Esta se basa en la siguiente necesidad de consumo:

50 PCM por persona (ft<sup>3</sup>/min)

50 PCM/HP por cada motor de combustión interna

Si nos basamos en la anterior consideración, tenemos en el frente 25 personas (de acuerdo al estudio de la rezaga de la página 31) y considerando 10 personas más por seguridad:

Personal: 35 per. x 50 PCM

1750 PCM

Equipo: 1 locom. x 50 PCM/HP x 60 HP

3000 PCM

4750 PCM

Utilizando el criterio anterior el gasto de inyección necesario sería de 4750 PCM.

Ahora debemos ver si esa inyección es capaz de desalojar el frente después de una voladura.

A continuación presentamos un cuadro de efectos fisiológicos causados por exposición de un individuo a monóxido de carbono:

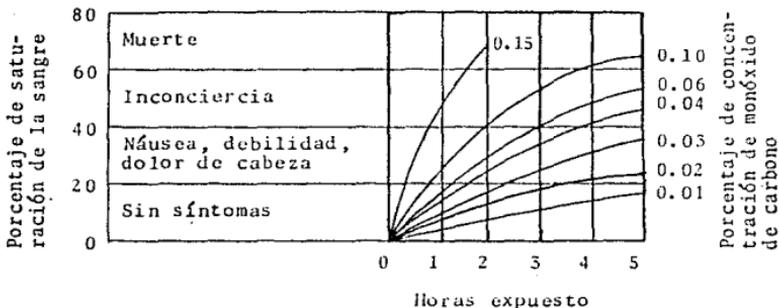


Fig. 38.- Efectos fisiológicos de un individuo expuesto a monóxido de carbono.

La producción de gases tóxicos en las voladuras, es uno de los factores más importantes para determinar la ventilación en un túnel. Se conoce que cada kilogramo de dinamita produce  $0.8 \text{ ft}^3$  de gases tóxicos, entre ellos  $\text{CO}$ ,  $\text{NO}_2$ , y  $\text{SO}_2$ . Para que el personal pueda laborar, necesitamos bajar las concentraciones hasta los TLV, en los tiempos de ventilación del frente.

Generación de gases:

Gas	TLV	Generación/ Kg	Kg explosivo/ vol.	Generación de gas
CO	100 ppm	$0.78 \text{ ft}^3/\text{kg}$	67.17 kg	$52.39 \text{ ft}^3/\text{vol.}$
$\text{NO}_2$	5 ppm	$0.01 \text{ ft}^3/\text{kg}$	"	$0.67 \text{ ft}^3/\text{vol.}$
$\text{SO}_2$	5 ppm	$0.01 \text{ ft}^3/\text{kg}$	"	$0.67 \text{ ft}^3/\text{vol.}$

El aire necesario para estar dentro de los TLV es el siguiente:

CO:	$\frac{100}{1000000} = \frac{52.39}{x1}$	X1 = 523,900 ft <sup>3</sup>	66%
NO <sub>2</sub> :	$\frac{5}{1000000} = \frac{0.67}{x2}$	X2 = 134,000 ft <sup>3</sup>	17%
SO <sub>2</sub> :	$\frac{5}{1000000} = \frac{0.67}{x3}$	S3 = 134,000 ft <sup>3</sup>	17%
		Aire necesario 791,900 ft <sup>3</sup>	100%

Ya tenemos la cantidad de aire necesario (791,900 ft<sup>3</sup>) - para disolver todos los gases tóxicos producidos por la detonación y estar dentro de el TLV. El siguiente paso es proponer un gasto de inyección de aire, multiplicarlo por el tiempo que se considera en el ciclo para ventilar el frente, así obtendremos el gasto inyectado, con éste sacaremos la concentración de cada gas y veremos en la gráfica de efectos fisiológicos, si estamos dentro de lo permisible.

Primero propondremos el gasto obtenido por el método empírico Q = 4750 PCM. Si observamos el ciclo de tronada de la página 29 el tiempo que se da para ventilar el frente es 30 -- min, por lo tanto el aire inyectado es:

$$V = Q \cdot t = 4750 \text{ PCM} \times 30 \text{ min} = 142,500 \text{ ft}^3$$

Con el volumen de aire inyectado sacaremos las concentraciones de los gases y entraremos a la gráfica de la figura -- 38.

$$\text{CO: } \frac{52.39 \text{ ft}^3/\text{vol.}}{(142,500 \text{ ft}^3) (0.66)} = 0.00056 = 0.055\%$$

Ya teniendo la concentración de CO, obtendremos el tiempo que estará expuesto para poder entrar a la gráfica:

$$t = \frac{791,900 \text{ ft}^3}{4750 \text{ ft}^3/\text{min}} - 30 \text{ min} = 136 \text{ min} = 2.2 \text{ hr}$$

Entrando a la gráfica de efectos fisiológicos, con una concentración de 0.055% y un tiempo expuesto de 2.2 hr, vemos que los trabajadores tendrían problemas como náuseas, debilidad y dolor de cabeza. En consecuencia afirmamos que con el gasto obtenido con el método empírico, se podría trabajar en condiciones favorables, sólo si el tiempo de ventilación del frente se aumentara, en nuestro estudio se consideró que era mejor aumentar la ventilación, ya que resulta más barato que tener tiempos muertos en cada ciclo.

Se propuso un gasto de inyección de 10,500 PCM, el volumen de inyección a los 30 min es:

$$V = 10,500 \text{ PCM} \times 30 \text{ min} = 315,000 \text{ ft}^3$$

El tiempo que estarían expuestos es:

$$t = \frac{791,900 \text{ ft}^3}{10,500 \text{ ft}^3/\text{min}} - 30 \text{ min} = 45 \text{ min} = 0.75 \text{ hr}$$

La concentración de gases a los 30 min de ventilación -- es:

$$\text{CO: } \frac{52.39 \text{ ft}^3/\text{volad.}}{315,000 \text{ ft}^3(0.66)} = 0.00025 = 0.025\%$$

$$\text{NO}_2: \frac{0.67 \text{ ft}^3/\text{volad.}}{315,000 \text{ ft}^3(0.17)} = 0.0000125 = 0.0012\%$$

$$\text{SO}_2: \frac{0.67 \text{ ft}^3/\text{volad.}}{315,000 \text{ ft}^3(0.17)} = 0.0000125 = 0.0012\%$$

Entrando a la gráfica con estos resultados (CO: 0.025% y un tiempo de 0.75 hr) tenemos que no habrá síntomas negativos en los trabajadores, por lo tanto inyectaremos un gasto de -- 10,500 PCM.

Una vez determinado el gasto de inyección, determinaremos el tamaño y la cantidad de los ventiladores. Para obtener este dato se utiliza la gráfica de la página siguiente, -- entrando con el gasto de inyección necesario. El ventilador adecuado será aquel que cumpla con la carga estática mínima -- que debe vencer dada por la siguiente fórmula:

$$H = \frac{0.0017 Q^2 L}{D^5}$$

H - Carga a vencer (in)  
 Q - Gasto necesario (PCM)  
 L - Long. entre ventiladores (m)  
 D - Diámetro del ducto (in)

Proponemos un diámetro comercial de 90 cm y colocaremos los ventiladores a cada 500 m, la carta estática que debe vencer cada ventilador es:

$$H = \frac{0.0017(10,500)^2 500 \text{ m}}{(35")^5} = 1.8 \text{ in}$$

Entrando a la gráfica siguiente:

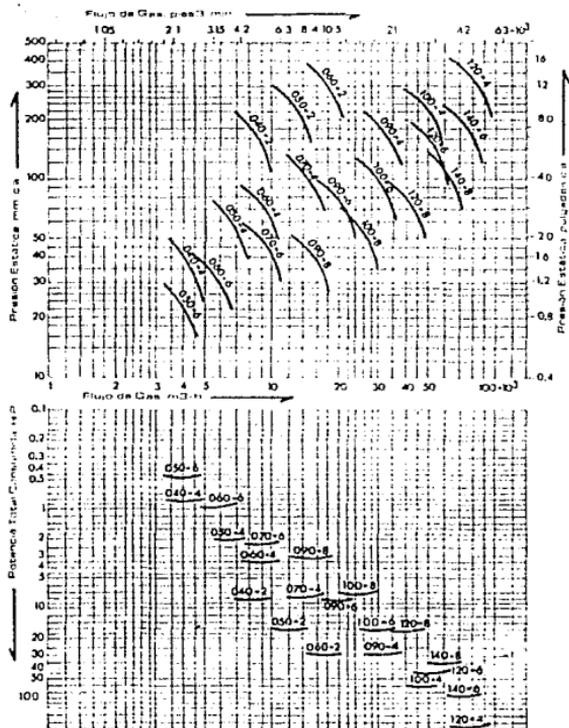


Fig. 59.- Capacidad y potencia de ventiladores.

Para un gasto de inyección de 10,500 PCM, escogemos un ventilador de 90 cm  $\phi$ , vemos a la derecha que si cumplimos -- con la carga estática mínima a vencer, seguimos verticalmente hacia abajo en los mismos 10,500 PCM hasta la otra gráfica -- del ventilador de 90 cm  $\phi$  y a la izquierda tenemos la poten--

cia necesaria de cada ventilador que es de 8.5 HP, tamaño comercial del motor 10 HP.

Resumiendo, la ventilación quedará con un ducto de lona de 90 cm  $\phi$  y ventiladores del mismo diámetro colocados a cada 500 m equipados con motores de 10 HP.

A continuación presentamos fotografías de la ventilación:

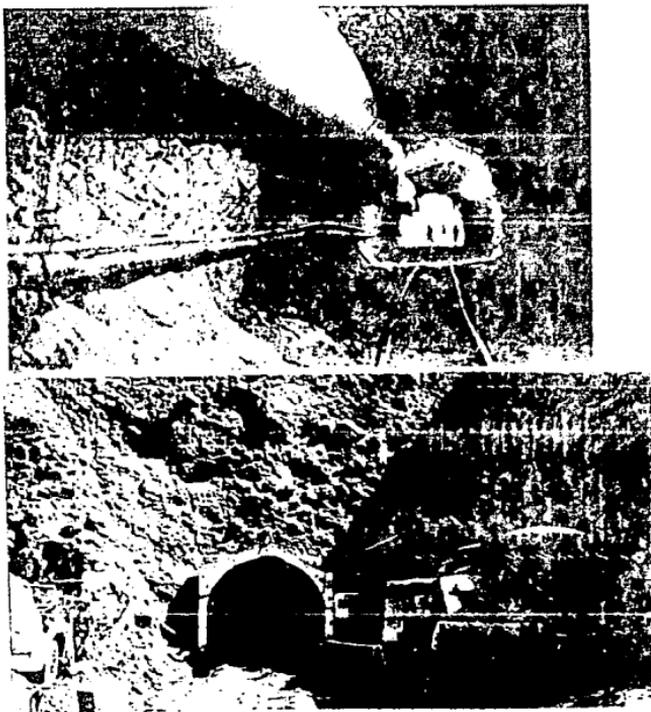


Fig. 40.- Fotografías de la ventilación.

## 2.4 PROGRAMA DE PERSONAL

El programa de personal es la cuantificación de personal técnico y administrativo, necesarios para controlar la ejecución de la obra a través del tiempo.

El objetivo principal de dicho programa, es presentarle al cliente (GAVM para nuestro caso) el personal con que se -- construirá y controlará la ejecución de la obra, para que él determine si con dicha fuerza de trabajo se puede ejecutar el contrato.

El programa de personal que se presenta, se basa en el programa de obra, en consecuencia sólo incluirá los frentes-- 3, 4, 5 y 6.

A continuación presentamos el programa de personal:



## 2.5 CURVA DE INGRESOS Y EGRESOS

La curva de ingresos y egresos es el informe mensual programado, de los resultados que se obtendrán, plasmados en una gráfica a través del tiempo.

Para entender este concepto definiremos:

**Ingresos:** Son los cobros que hará la compañía constructora al cliente, correspondientes a las cantidades de obra ejecutadas en un mes, multiplicadas por su precio unitario.

En el diagrama de barras presentado en el programa de obra, podemos observar los ingresos mensuales programados para los diferentes conceptos (en miles de pesos). Por ejemplo, en el caso del mes de diciembre de 1980 obtendremos el ingreso:

Mes: Diciembre 1980

<u>Concepto</u>	<u>U</u>	<u>(Programada) Cant.ejecutada</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
Excavación F-6	ML	129.77	22,000.00	2'854,940
Excavación F-3	ML	120.57	22,000.00	2'652,320
Concreto F-5	ML	325.50	8,285.71	2'697,000
Concreto F-4	ML	325.50	8,285.71	<u>2'697,000</u>
INGRESOS EN DICIEMBRE				\$ 10'901,260

Los ingresos mensuales programados, se obtuvieron del diagrama de barras, de ahí se tomaron y vaciaron en la curva de ingresos.

**Egresos:** Son los costos que tendrá la compañía por los siguientes conceptos:

## EGRESOS MENSUALES

		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	
	INVERSION EN EQUIPO	77'600	5'000	5'000						5'000																
	GASTOS DE INSTALACIONES	1'000	1'800	1'500						600																
	TOTAL EQUIPO E INSTALAC.	4'000	6'800	6'500						5'600															23'400	
	ADICIONAMIENTO DE EQUIPO	800	800							250																
	MOVILIZACION DE EQUIPO	500	500							200																
	SERVICIOS ADMINISTRATIVOS	50	75	200	200	300	200	200	200	200	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
	SERVICIOS TÉCNICOS	500	75	200	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	
	SERVICIOS DIRECTIVOS	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	
	SERVICIOS ESTADÍSTICOS E INVEST.	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	SERVICIOS ASISISTORES	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	
	EDIFICIOS Y MOBILIARIOS	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	
	COMPLEMENTOS	100	100																							
	TALLERES Y HERRAMIENTAS	100	100																							
	REPERECIONES DE VEHICULOS	25	25	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	
	LABORATORIO DE CAMPO																									
	TELEFOS COMPLEMENTOS, PLANTAS E INSTALACION	75	75																							
	GASTOS OFICINA	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	
	GASTOS CORRIENTES	150	150																							
	CONSTRUCCION CAMINOS DE ACCESO	50	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150		
	CONSERVACION INMUEBLES	20	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	PASEAJES Y VIÁTICOS	20	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	TOTAL INGRESOS	2'450	2'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	1'900	
Ingreso	TOTAL DE OBRA INCLUIDE (1) Y (2)	8	1'475	5'452	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	
1-1905	GASTO DE OBRA INCLUIDE (1) Y (2)	8	1'475	5'452	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	7'554	7'600	
	DESEMBOLSO DEL TOTAL DEL GASTO	0,01	3,25	3,25	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	6,43	
	GASTO DE OBRA E INSTALACIONES	2	3,09	1'055	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	
	DEFERIDO MENSUAL PROYECTAL AL 01/01/20	2	3,09	1'055	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	1'588	
	GASTO DIRECTO = (24) - (27)	6	1'116	3'997	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	5'518	6'012	
	C.I.A. = (24) x 1,252 x 1,08 x 0,0536	(31)	1	393	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	573	592	
	INGRESOS MENSUALES (5) + (22) + (29) + (3)	10'062	11'075	12'070	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	8'291	8'301	
	INGRESOS ADMINISTRATIVOS	21'677	34'347	42'851	51'142	59'146	66'940	74'941	82'945	94'558	102'574	110'471	118'018	124'780	129'736	135'439	141'253	145'275	149'199	154'167	157'167					

1) Costo directo. Son los costos de la compañía por ejcutar cada concepto, refiriéndose a materiales, mano de obra, equipo y herramienta; sin incluir ninguno de los coceptos siguientes.

2) Indirectos. Estos están desglosados en la tabla de egresos.

3) Inversión en equipo. Este costo se refiere a la compra de equipo para la obra.

4) Instalaciones. Corresponden al gasto en instalaciones en general.

5) Cargos adicionales. Es un porcentaje de los ingresos (para este caso 5.76%) que tiene el cliente, para construcción de escuelas, cruz roja, etc.

Sabemos que la inversión en equipo e instalaciones están cobradas en los diferentes costos directos de cada concepto, - esto podría dar a pensar que ambos debían estar dentro de los costos directos. El motivo por el cual se separan, es porque son gastos que se harán en los primeros meses del programa, - cosa que cambiará mucho la trayectoria de la curva de egresos. Lo anterior quiere decir que en los primeros meses, habrá --- egresos muy altos debido a la inversión en equipo y los costos de instalación, dichos costos se irán cobrando poco a poco en los precios unitarios (Estimaciones) hasta que logren--recuperarse.

La metodología con que se elaboró el cuadro de egresos - fue la siguiente:

1) Se estimó el costo de inversión en equipo e instalaciones para cada mes en que habría dicho gasto.

2) Se estimaron a lo largo de los meses los diferentes indirectos que sumados dan el indirecto mensual.

3) Se obtuvo el costo de obra incluyendo inversión en equipo e instalaciones, dividiendo los ingresos del mes entre el factor de indirectos. ( $F = 1.43$ ).

4) Se difiere el costo de inversión en equipo e instalaciones a lo largo de todos los meses, proporcionalmente al costo de obra.

5) Se obtiene el costo directo, restando al costo de obra el costo de inversión en equipo e instalaciones diferido.

6) Se calculan los cargos adicionales, multiplicando el costo de obra por el factor de los indirectos, por el de la utilidad y por el porcentaje de cargos adicionales. ( $C.O. \times 1.252 \times 1.08 \times 0.0576$ )

7) Se obtienen los egresos mensuales sumando:

- Costo de inversión en equipo
- Costo de instalaciones
- Costo de indirectos
- Costo directo
- Cargos adicionales

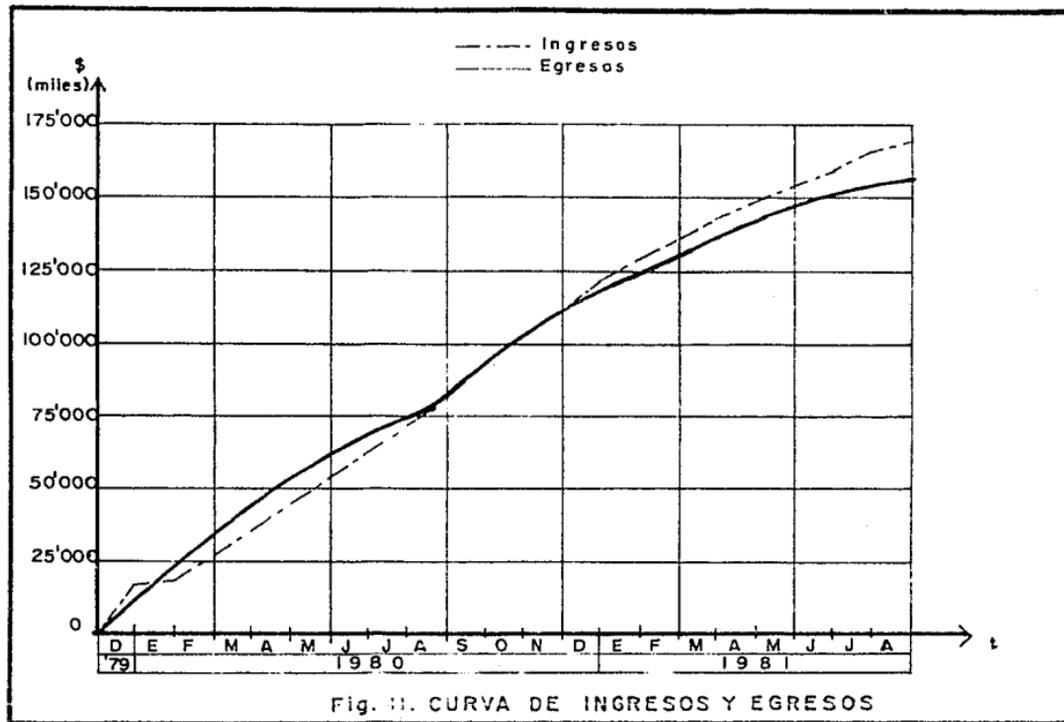
Como ejemplo obtendremos los egresos del mes de febrero de 1980. (En miles de pesos)

1) Costo de inversión en equipo	5'000*
Costo de instalaciones	1'300*
2) Indirectos de febrero	1'980*
3) Costo de obra incluyendo... $\frac{7224,83}{1.43}$	5'052
4) Costo de equipo e inst. diferido	1'055

5) Costo directo	3'997*
6) Cargos adicionales ( $5'052 \times 1.252$ $\times 1.08 \times 0.0576$ )	393
7) EGRESOS (*)	<u>12'670</u>

Una vez obtenidos todos y cada uno de los egresos mensuales, se grafican en la curva.

A continuación presentamos la curva de ingresos y egresos:



## CAPITULO III

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

#### SUMARIO

- 3.1 Emportalamiento
- 3.2 Excavación (Método convencional)
  - 3.2.1 Topografía
  - 3.2.2 Barrenación sección superior
  - 3.2.3 Rezaga (Locomotora y vía)
  - 3.2.4 Barrenación sección inferior
  - 3.2.5 Carga y voladura
  - 3.2.6 Concreto lanzado
- 3.3 Revestimiento
  - 3.3.1 Colado de cubeta
  - 3.3.2 Colado de clave y muros (Bóveda)
    - 3.3.2.1 Descripción de la cimbra
    - 3.3.2.2 Ciclo de movimiento de la cimbra
    - 3.3.2.3 Ciclo de colado

### 3.1 EMPORTALAMIENTO

Como se mencionó en la programación de la obra, el empor<sup>u</sup> talamiento consiste en hacer un tajo para tener un frente de rompimiento del túnel, además de hacer el portal de entrada.

Los tajos de cada frente de ataque se excavaron en su ma<sup>u</sup> yoría con retroexcavadora YUMBO 125 con un rendimiento promedio de excavación de  $40 \text{ m}^3/\text{hr}$  en terreno blando y  $30 \text{ m}^3/\text{hr}$  -- cuando había brechas volcánicas duras. En el caso que se pre<sup>u</sup> sentara roca firme como en el frente 9 de Santiago Tepetlaxco y en el 3 de la Magdalena, hubo la necesidad de barrenar y -- tronar, la barrenación se hizo con perforadora de piso Chicago Pneumatic CP-22 con un diámetro de barrenos de  $7/8''$  y una -- cuadrícula de  $1.5 \times 1.5 \text{ m}$ . Se cargó aproximadamente  $1 \text{ kg}/\text{m}^3$  de dinamita-Tovex 100 y  $0.5 \text{ kg}/\text{m}^3$  de mexamón.

A continuación presentamos fotografías de algunos tajos:



Fig. 42.- Fotografía del tajo en santiago Tepetlaxco.



Fig. 43.- Excavación del tajo en el frente 3.

Los taludes que se dejaron en los tajos fueron los siguientes:

Suelo blando	1:1
Suelo duro	1:0.5
Roca	1:0.25

Una vez excavado el tajo el paso que sigue es emportalar el túnel. El objetivo principal de esta actividad es asegurar la entrada del túnel ya que es la que está sujeta a mayores esfuerzos. Esto se hizo por medio de una bóveda de concreto armado (Reforzado con marcos metálicos), que se cuela en el lugar con la precaución de que un metro de largo de dicha bóveda, quede incrustada en el tajo.

En la figura de la página siguiente se aprecia este concepto del emportalamiento:

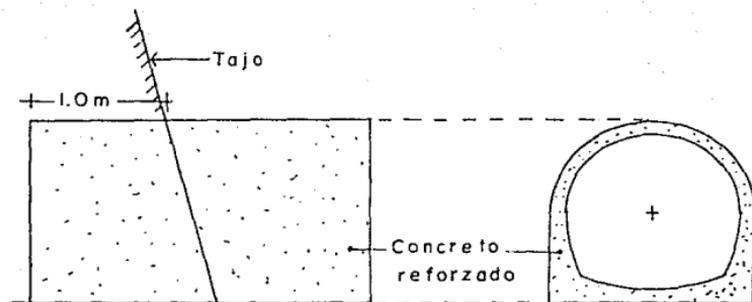


Fig. 44.- Bóveda del emportalamiento.

Los pasos que se siguen para el emportalamiento son:

1) Se marca la sección de excavación del túnel en el tajo (por medio de topografía). Para esta actividad se tomaron como referencia las cotas y alineamientos proporcionados por la topografía de GAVM que fueron para cada frente tres puntos de referencia con su respectivo nivel. A continuación presentamos el croquis:

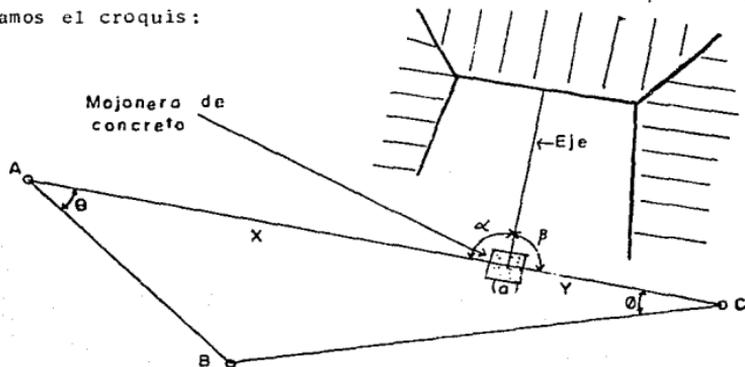


Fig. 45.- Croquis de referencias.

Información GAVM:

$\theta = 34^{\circ}22'13''$	Cota A = 2580.207
$\phi = 29^{\circ}12'01''$	Cota B = 2579.101
$\chi = 22.45 \text{ m}$	Y = 18.26 m
$\alpha = 89^{\circ}12'59''$	$\beta = 90^{\circ}47'01''$

Primero se coloca el teodolito en A, se visa B, se da el ángulo  $\theta$  y se marca la distancia X (a). Para comprobar se pone el aparato en C, se visa B, y se da el ángulo  $\phi$ . Con esta línea se mide la distancia Y y debe coincidir en el punto (a). Paso seguido se coloca el aparato en (a) y visamos A, damos el ángulo  $\alpha$  y esa es la línea del eje del túnel. Para comprobar se visa C y el aparato debe marcar  $180^{\circ}$ . Otra manera de comprobar es verificar el rumbo y compararlo con el proporcionado con los estudios topográficos.

Una vez obtenido el eje se procede a bajar los niveles - hasta el tajo y así se marca el área de excavación basándose en las cotas proporcionadas en los estudios topográficos.

2) Se excava el área marcada 1 m de profundidad aproximadamente, para poder colar la bóveda, esto se realizó con martillos neumáticos TEX-11 manuales.

3) Se coló una dala de desplante de los marcos metálicos, de 6 m de longitud, en ambos lados como lo muestra la fotografía de la figura 46.

4) Se colocaron los marcos metálicos sobre las dalas desplante a una distancia de 1 m, procurando que el primero de ellos quede en lo más profundo de la excavación realizada.



Fig. 46.- Dala de desplante de marcos.

Para lograr que los marcos queden parados, se colocan -- unos separadores de madera de 4" x 4" x 1 m y tensores de espárrago roscado como lo muestran las fotografías siguientes:

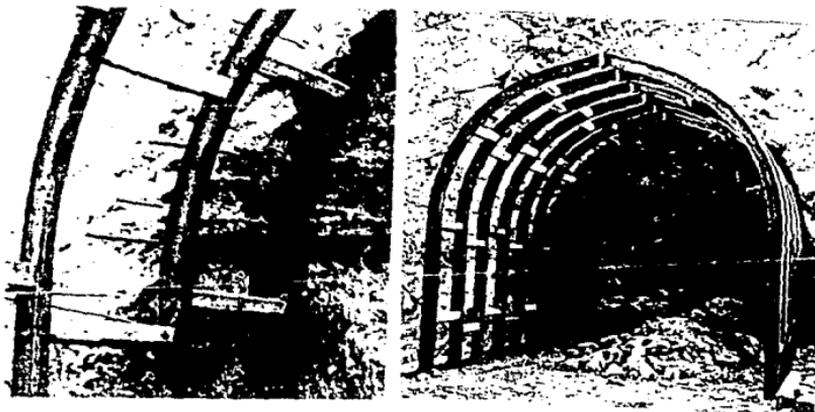


Fig. 47.- Colocación de marcos en el emporalamiento.

5) Se cimbró y se coló la bóveda quedando como lo muestro:



Fig. 48.- Bóveda de emportalamiento.

Cuando el terreno del frente del tajo fue muy inestable como el caso del frente 4, fue imposible realizar la excavación de 1 m para incrustar la bóveda de concreto, en estos casos se colocaron anclas de fricción (previa barrenación) de 1"  $\phi$  y 5 m de largo sobre el techo del túnel.

La dala de desplante y los marcos se colocaron únicamente de la pata del talud hacia afuera como se muestra:

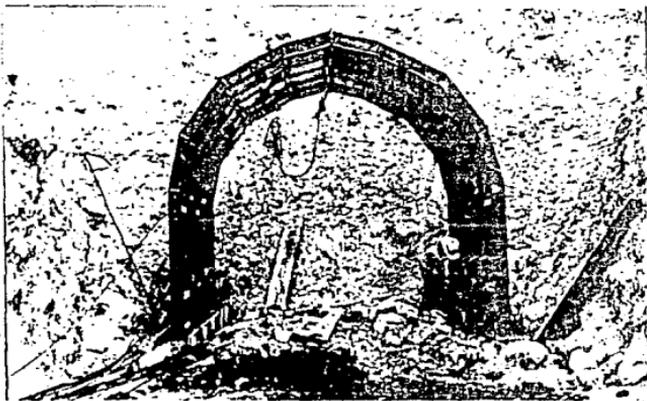


Fig. 49.- Fotografía de empotramiento en el frente 4.

Para substituir los marcos que se colocarían hacia adentro del tajo, se armó una cuadrícula de varillas de  $1/2'' \phi$  a/c 15 cm en ambos sentidos, que por lado se apoyó sobre los marcos metálicos y por el otro se sujetó sobre las anclas de --- fricción como se muestra:



Fig. 50.- Detalle de anclaje en terreno malo para el empotramiento.

Una vez ejecutado el colado, se avanzó despacio excavando el área del túnel, colocando marcos a/c metro durante una longitud de 10 m, esta excavación lenta se hizo por medio de martillos TEX-11 manuales.

### 3.2 EXCAVACION (METODO CONVENCIONAL)

El método que se utilizó en la excavación fue el propuesto en la programación de la obra: ataque a sección completa-- con uso de explosivos.

Se abrieron frentes de ataque para cada uno de los portales de entrada y salida del túnel, haciendo todas las instalaciones necesarias para cada par de frentes. Los ciclos de excavación que se formaron fueron los siguientes:

- 3.2.1 Topografía
- 3.2.2 Barrenación sección superior
- 3.2.3 Rezaga (Locomotora y vía)
- 3.2.4 Barrenación sección inferior
- 3.2.5 Carga y voladura
- 3.2.6 Concreto lanzado (sólo si se necesitaba)

Es muy importante aclarar el caso particular de los frentes 3 y 4, donde por motivos económicos extraordinarios, no se rezagó como lo programado y se utilizaron traxcavos 931 para cargar y camiones de volteo para transportar la rezaga. -- Este caso quedará fuera del presente trabajo por considerar-- que los motivos del cambio no tienen que ver con la ingeniería del proyecto.

A continuación describimos cada una de las actividades-- que intervinieron en el ciclo de excavación:

### 3.2.1 Topografía

La topografía que se llevó durante la excavación, tenía como principal objetivo cuidar que la pendiente y dirección de la perforación fueran las correctas.

El método que se utilizó consistía en colocar a cada diez metros de excavación, puntos de referencia en la pared izquierda y techo del túnel. En la pared se colocaba un trompo de madera que indicaba la distancia horizontal de dicho punto al eje del túnel y la cota de dicho trompo al piso teórico de excavación (Rasante de excavación).

En el techo se colocó otro trompo de madera para clavar una alcayata de la cual se colgaba una plomada que indicaba el eje de la excavación.

A continuación presentamos un croquis de la colocación de referencias:

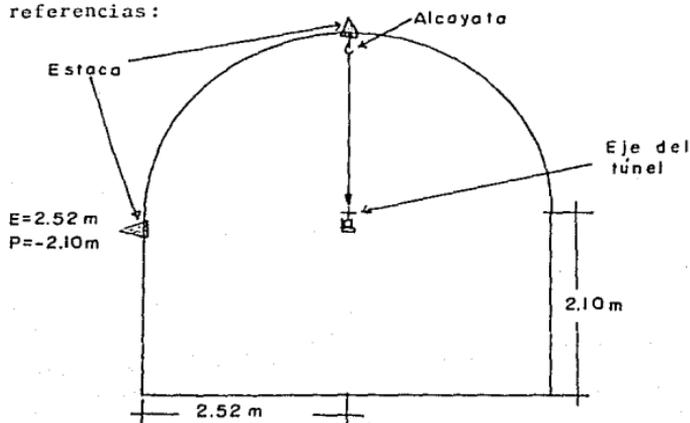


Fig. 51.- Colocación de referencias de excavación.

Alineación de la perforación: Se coloca el teodolito sobre el eje del túnel, para lograr esta posición se toma como apoyo la plomada y la distancia E a la pared izquierda del túnel. Una vez colocado el aparato se debía tomar referencia hacia atrás de la excavación, el punto que se visaba fue otra plomada colgada 30 m atrás. Esta posición del aparato contenía dos puntos del eje del túnel, con esto, sólo se giraba --180° y la línea proyectada era la continuación del eje. Teniendo esto se traza una línea vertical para posteriormente marcar la cota de dicho eje.

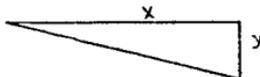
Cota de excavación: La pendiente de la excavación se calculó de la siguiente manera:

$$S = 0.002$$

$$S = y/x ; y = S \cdot x$$

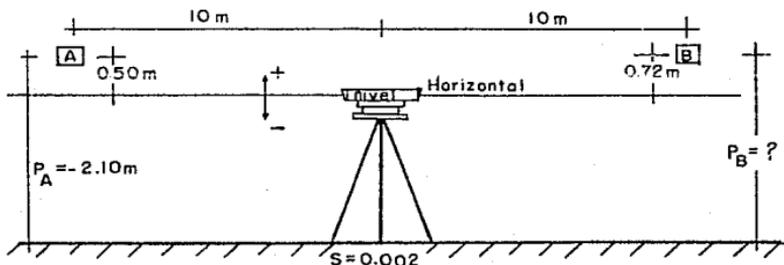
$$y = 0.002 \times 10 \text{ m}$$

$$y = 2.0 \text{ cm}$$



Lo anterior quiere decir que por cada diez metros de excavación debemos tener un desnivel de 2.0 cm.

Basándonos en las referencias de las paredes del túnel, las cotas de piso se marcan 2 cm hacia abajo o hacia arriba, cada 10 m de avance.



La cota de excavación (Rasante) para el trompo 50 se calcula así:

$$P_b = P_a + \sphericalangle a - \sphericalangle b - Lab(0.002)$$

$\sphericalangle a = \text{Lectura en a}$   
 $(+ \text{ } \ominus \text{ } -)$   
 $\sphericalangle b = \text{Lectura en b}$   
 $(+ \text{ } \ominus \text{ } -)$   
 $Lab = \text{Long.} \div a \text{ y } b$

Substituyendo los valores del croquis:

$$P_b = -2.1 \text{ m} + (-0.5) - (+0.72) - 20 \text{ m} (0.002)$$

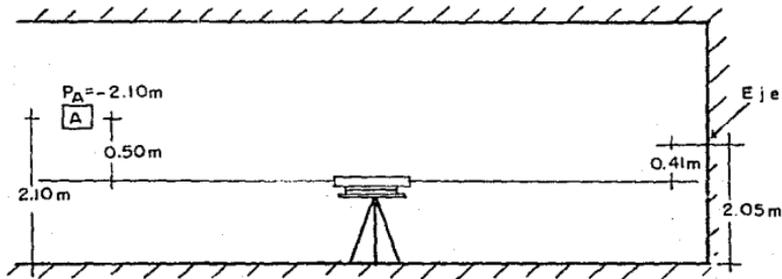
$$P_b = 2.36 \text{ m}$$

Para conocer la cota del eje del túnel únicamente se aplica la siguiente fórmula:

$$\text{Eje} = P_a + \sphericalangle a - Lab(0.002) + 2.05 \text{ m}$$

$$\text{Eje} = -2.1 + (+0.5) - (20\text{m})0.002 + 2.05$$

$$\text{Eje} = 0.49 \text{ m}$$



Ambas fórmulas son válidas para cuando la excavación va avanzando hacia aguas abajo, en caso contrario sólo se le cambia el signo al término  $Lab(0.002)$ .

Teniendo el punto por donde pasa el eje del túnel se procede a trazar la sección de excavación:

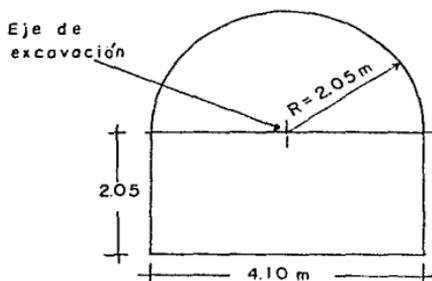


Fig. 52.- Sección de excavación.

### 3.2.2 Barrenación sección superior

La barrenación del frente se llevó a cabo con perforadoras de pierna marca Atlas Copco BBC-16, con acero integral de  $7/8'' \phi$ . Estas perforadoras cuentan con un mecanismo de rotación y otro de percusión los cuales le permiten avanzar a la barrenación. Además cuentan con una pierna neumática de empuje que les permite, al estar barrenando, estar presionadas -- contra el terreno sin que haya necesidad de estarlas sujetando. A continuación presentamos la fotografía de una perforadora de pierna:

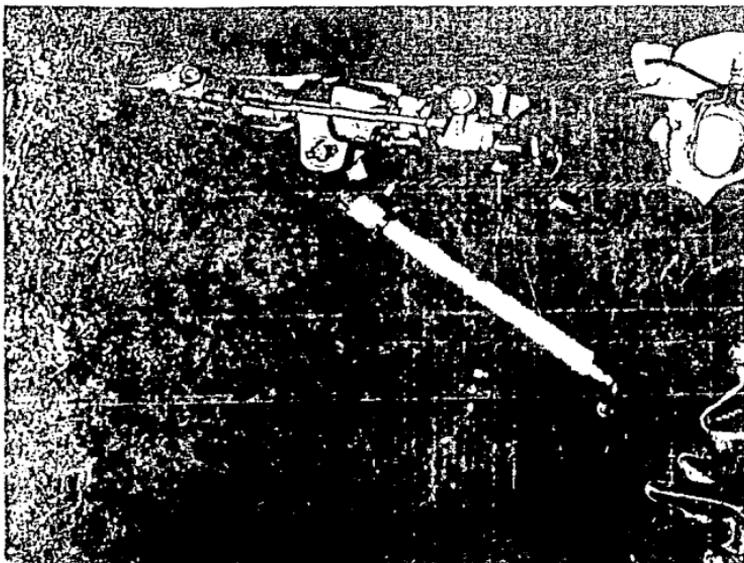


Fig. 53.- Perforadora de pierna en acción.

La actividad de la barrenación se ejecutó en dos partes, la primera es la sección superior y posteriormente la sección inferior. Esta división se debió a que las perforadoras de pierna no tienen el suficiente alcance para poder barrenar a alturas de 4 m, que son los barrenos de la clave del túnel.-- En obras semejantes a ésta, la solución que se toma para esta limitante es hacer plataformas de barrenación, que pueden estar montadas sobre camión o vagoneta. En el túnel en estudio en lugar de apoyar las perforadoras sobre plataformas, lo hicieron sobre la rezaga producto de la voladura, por ello después de la voladura, se marcaba con topografía la sección de

túnel y se barrenaba la media sección superior. Posteriormente se rezagaba y terminada esta actividad, se completaba la barrenación de la sección.

A continuación presentamos el croquis de este método.

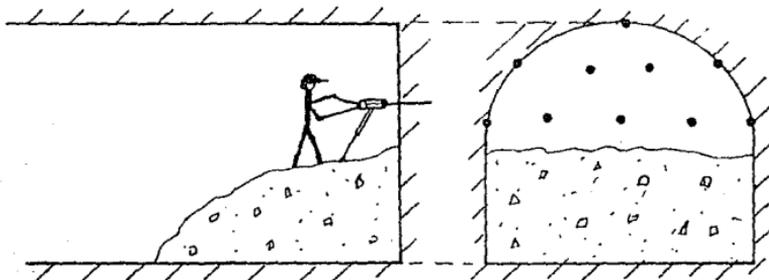


Fig. 54.- Barrenación sección superior, apoyando las perforadoras en la rezaga.

En la siguiente página se muestra la fotografía, donde se aprecia claramente la barrenación de la sección superior y la rezaga en la parte inferior.

Analizando la decisión de no utilizar perforadoras sobre plataformas de barrenación, podemos observar:

**Ventajas:**

- Se eliminan tiempos muertos de maniobras de colocación y retiro de equipo.
- La barrenación puede iniciarse aun sin haber rezagado totalmente, aprovechando el tiempo en que la locomotora va y descarga hasta el exterior.
- La locomotora queda libre terminando la rezaga, para iniciar el lanzado habiendo más holgura para esta actividad.

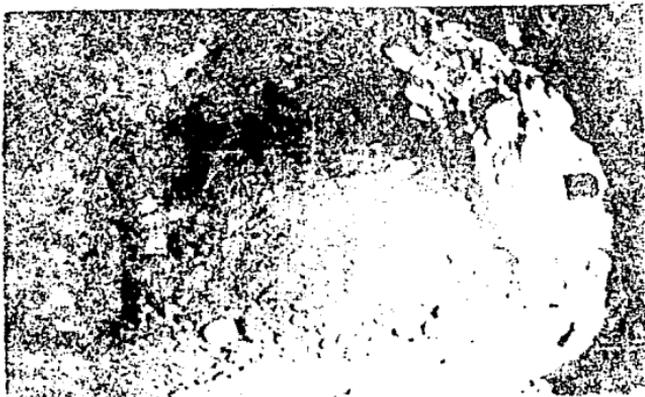


Fig. 55.- Barrenación sobre la rezaga.

- En caso de que no se utilizara este método, tendría -- que entrar al ciclo el tiempo de maniobras con la plataforma.

Desventajas:

- El personal de barrenación estaría más protegido trabajando sobre plataformas planas.
- El barrenar sobre plataformas irregulares (Rezaga) baja los rendimientos.

Si analizamos las dos opciones por medio de ciclos parciales:

Caso A (Plataformas)		Caso B (Rezaga)	
Rezaga total	2.0 hr	Rezaga 1/2	0.75 hr
Topografía	0.25 hr	Topografía (1/2)	0.16 hr
Coloc.de plataforma	0.41 hr	Barrenación (1/2)	2.25 hr
Barrenación	4.0 hr	Rezaga total	0.75 hr
		Topografía	0.16 hr
		Barrenación total	<u>2.0 hr</u>
Total de tiempo	<u>6.66 hr</u>		6.07 hr

En ambos casos se consideran los rendimientos de los ciclos de las páginas 29 y 33.

En el caso A se consideró que necesitamos 2 hr para dejar libre el frente, porque los ciclos de la locomotora son de 1 hr. En el caso B se consideró 0.75 hr porque es el tiempo de rezaga activa en el frente sin que se pueda desempeñar otra actividad. Para la barrenación de la media sección superior, se bajó el rendimiento por estar trabajando sobre la rezaga. Analizando ambos casos concluimos que los dos son buenos y el que se haya elegido el caso B es una buena opción, comparable con algo más complejo como es el caso A, aunque de menor costo.

En el inciso 3.2.4 de barrenación sección inferior, se explicará la metodología de la barrenación.

### 3.2.3 Rezaga (Locomotora y vía)

La actividad de rezaga no se hizo en su totalidad como lo programado, se utilizaron diferentes equipos. Como aclaramos al principio del capítulo, únicamente estudiaremos el método convencional de locomotora y vía.

La carga del material producto de voladura se efectuó --

con rezagadora EIMCO modelo 630 y 634, ambos cargadores son accionados neumáticamente y tienen una capacidad de bote de 0.4 y 1.2 m<sup>3</sup> respectivamente, con equipo para descarga lateral.

A continuación presentamos las fotografías de ambas rezagadoras:

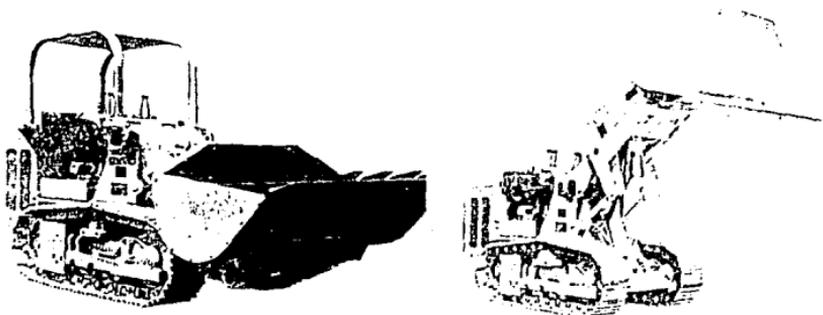


Fig. 56.- Rezagadoras neumática EIMCO 630 y 634.

En el capítulo de barrenación sección superior (3.2.2) mencionamos la necesidad de alternar las actividades de barrenación y rezaga, este método dio muy buenos resultados ya que los tiempos muertos de equipo y personal se redujeron mucho, siendo éstos los necesarios únicamente para las maniobras del mismo.

El ciclo de tronada que se utilizó fue el siguiente:

- ....
- Voladura y ventilación
- Rezaga 50% (1er. viaje de tren)

- Barrenación sección superior
- Rezaga 100% (2o. viaje de tren)
- Barrenación sección inferior ...

Esto quiere decir que después de ventilar el frente, se rezagaba la mitad del material producto de la voladura, posteriormente apoyando las perforadoras sobre la rezaga restante, se barrenaba la sección superior, paso seguido se rezagaba el total de material y por último se completaba la rezaga del frente. Representando el ciclo en un croquis:

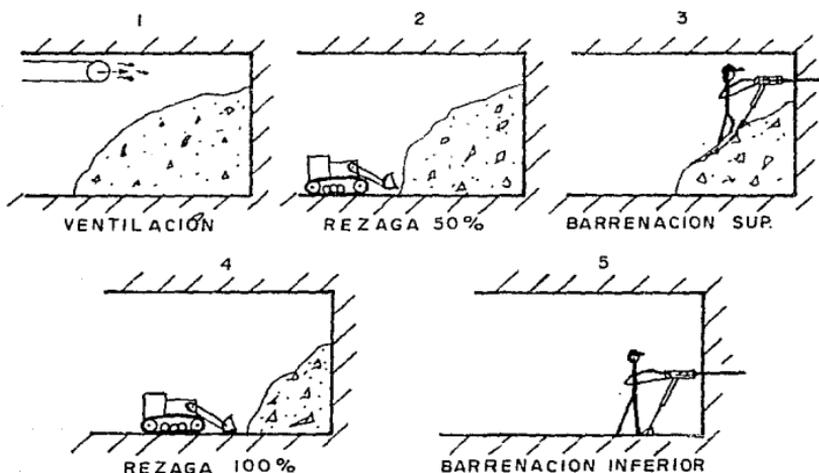


Fig. 57.- Croquis del ciclo de rezaga.

A continuación presentamos fotografías de los pasos 3, - 4 y 5.



Fig. 58.- Fotografías del ciclo de recarga.

En la fotografía del paso 3, se observa claramente la --  
consumación de la barrenación sección superior, habiendo reza  
gado el 50% del material.

En la fotografía del paso 4 se observa la rezaga al 100% (Cat. 931) estando ya barrenada la sección superior.

En la fotografía del paso 5, se observa la barrenación--sección inferior ya rezagado el frente.



Fig. 59.- Paso 5 de rezaga.

La carga de vagonetas se hizo mediante la banda transportadora de 30" de ancho, cuya fotografía aparece en la página-78 del capítulo de instalación de vía y rezaga.

La extracción de la rezaga al exterior se hizo con locomotoras y vagonetas como se había planeado, por cada voladura se extraían dos trenes de material, cada uno con seis vagonetas con capacidad de 5 m<sup>3</sup>. A continuación presentamos una fotografía de un tren saliendo cargado.

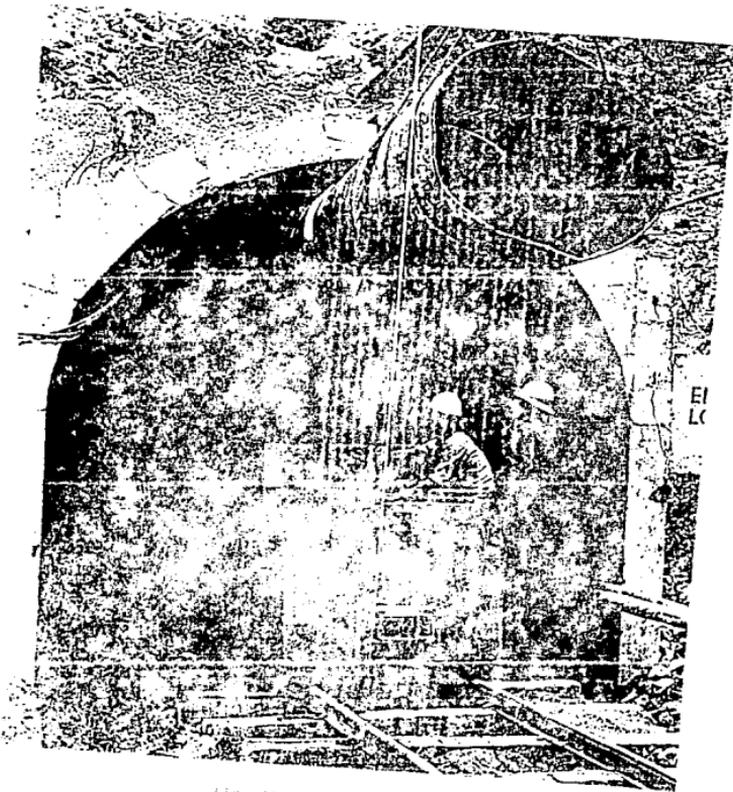


Fig. 60. The tunnel.

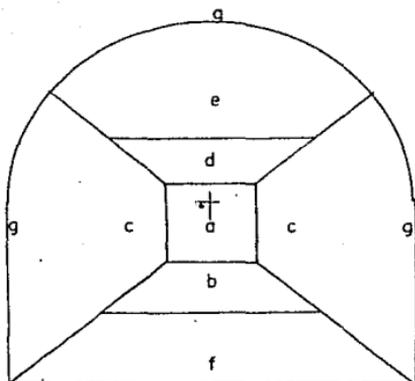
#### 3.2.4 Barrenación sección inferior

Una vez terminada la actividad de la rezaga, se procedía a marcar la sección del túnel y posteriormente terminar la barrenación del frente.

La barrenación es una de las bases principales para lograr la economía de las tronadas, ya que una mala barrenación puede causar problemas como tamaños de piedra muy grandes, -- que alteraría totalmente el ciclo, ya que hay que volver a barrenarlas y tronarlas.

El problema principal de la excavación de un túnel, es-- que la voladura tiene una sola cara libre, por lo tanto debemos diseñar una barrenación que sea capaz de romper a todo lo largo y ancho de la sección, además cuidar que la fragmenta--ción sea manejable. Para lograr ambos objetivos se diseña -- una barrenación con una cuña; ésta cuenta con una serie de barrenos paralelos o inclinados, que se truenan primero que la otra parte de la sección, logrando así abrir una pequeña cavidad hacia donde desfoga el total de la voladura. Posteriormente explicaremos a detalle el mecanismo de la cuña.

Para el diseño del diagrama de barrenación se utilizó el criterio de la página siguiente:



d = diámetro de barrenación.

Vmax = separación máxima entre hileras

Si utilizamos un diámetro de barrenación de 11/4"  $\emptyset$  -- (31.8 mm) las separaciones entre hileras queda así:

<u>Zona</u>	<u>Descripción</u>	<u>Sep. máxima</u>	<u>Separación</u>
a	Barrenos de cuña	0.8V	0.90 m
b	Barrenos bajo la cuña	0.8V	0.90 m
c	Barrenos laterales	0.9V	1.00 m
d	Barrenos inmediatos sobre la cuña	0.9V	1.00 m
e	Barrenos restantes sobre la cuña	1.0V	1.10 m
f	Barrenos de pie	0.75V	0.85 m
g	Barrenos de corte	0.90V	1.00 m

Lo primero es localizar la cuña, que sería un cuadro de 0.9 x 0.9 m, ésta la situamos aproximadamente al centro de la sección, cargada 3/4 partes hacia abajo del eje, por considerar que es la parte media de dificultad para salir, ya que es lógico que el piso es lo más difícil.

Tomando en cuenta las distancias máximas entre hileras y

barrenos recomendadas, para las diferentes zonas, el diagrama queda así:

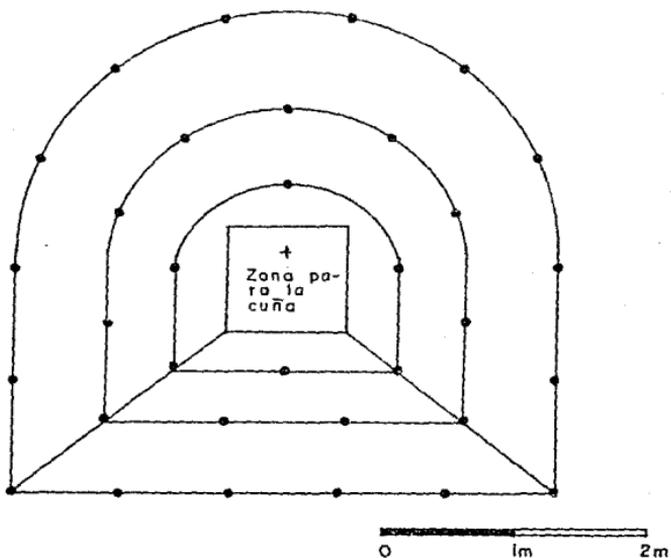


Fig. 61.- Diagrama de barrenación.

La cuña que se utilizó en la ejecución del túnel fue la "CUÑA QUEMADA", el principio de ésta consiste en dejar uno o más barrenos vacíos paralelos a uno o más barrenos cargados de explosivo. El disparo de los barrenos cargados fractura el material, lo expande hacia los barrenos vacíos y finalmente lo expela del cuerpo de barrenación dejando la cavidad de seada.

Una vez tronada la cavidad de la cuña los demás barrenos

de la sección irán tronando desfogando hacia la cavidad cada vez mayor.

Existen muchos tipos de cuñas quemadas, en el túnel en estudio se utilizaron dos, cabe aclarar que el diagrama de barrenación era el mismo; sólo se cambiaba la cuña:

- 1) Cuña en triángulo
- 2) Cuña doble V

El diagrama de barrenación para el primer caso quedó así:

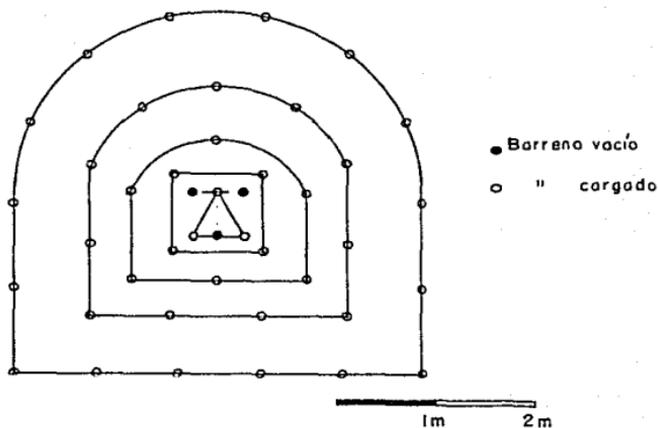


Fig. 62.- Diagrama de barrenación con cuña en triángulo.

Este diagrama se utilizó cuando el terreno estaba compuesto por rocas frágiles o quebradizas, como pueden ser ca-

lizas duras, pizarra, roca sílica, cuarcita, etc. o también cuando se presentó brecha volcánica.

En esta cuña se dejaban sin cargar los barrenos oscuros y se podían cargar 2 ó 3 de los restantes, dependiendo del tipo de terreno. El barreno superior cargado, se hacía 40--cm más profundo y se cargaba sólo en el fondo para lograr vaciar la cuña. Los cuatro barrenos que aparecen alrededor de la cuña se llaman ayudantes, y como su nombre lo indica ayudan a hacer más grande la cavidad de la cuña. Como podemos observar este diagrama consta de:

33 barrenos de sección
4 barrenos ayudantes
<u>6 barrenos de cuña</u>
45 barrenos

El diagrama de barrenación para la cuña doble V quedó -- así:

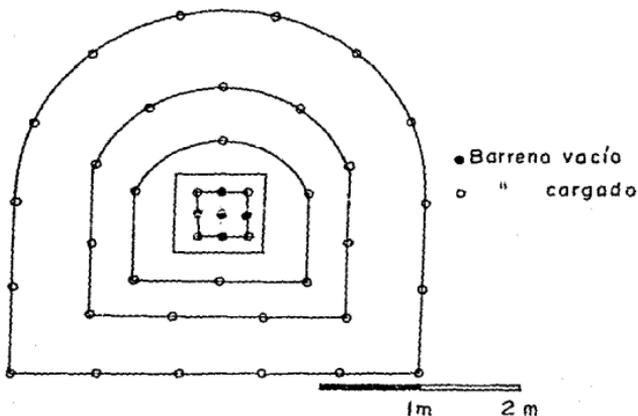


Fig. 63.- Diagrama de barrenación para la cuña doble V.

Este diagrama se utilizó cuando el terreno era demasiado duro, como se observa en la figura se dejan sin cargar los barrenos del centro, para que sobre ellos vacíen los demás.- En este diagrama tenemos: 33 barrenos de sección y 17 de cuña que dan un total de 50 barrenos.

### 3.2.5 Carga y Voladura

Esta actividad consiste en la carga de los barrenos con dinamita y la voladura de los mismos. Para obtener los mejores resultados en el ciclo se tomaron en cuenta las siguientes variables de carga:

- 1) Tipo de explosivo
- 2) Cantidad de carga por barreno
- 3) Cantidad de carga de la cuña
- 4) Distribución de la carga

- Selección del explosivo a utilizar. Considerando que es una obra subterránea, donde la emisión de gases tóxicos debe ser la mínima posible, se seleccionó GODYNE (o su equivalente TOVEX 100). Este es un explosivo tipo gelatina (Hidrogel) de color aluminio empacado en cartuchos de 1 1/4"  $\phi$  - por 8" de largo, cuya generación de gas es clase I, aceptable para trabajo subterráneo, con una excelente resistencia al agua en caso de filtraciones. Para el caso de TOVEX 100, tiene las mismas características con la diferencia que es un hidrogel que no contiene aluminio. A continuación presentamos una fotografía de TOVEX 100:

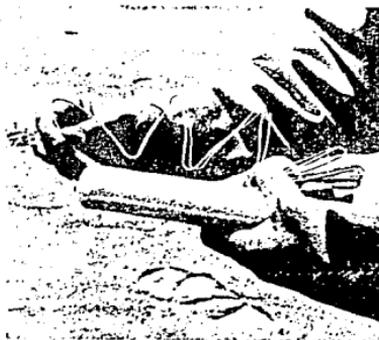
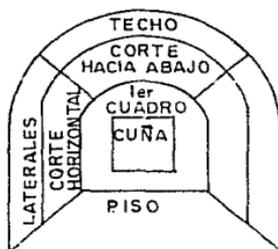


Fig. 64.- Fotografía de TOVEX 100 (Explosivo)

Para la iniciación de la voladura se usan estopines eléctricos, por ser resistentes a la humedad, además de poseer diferentes tiempos de detonación, para disponerlos en forma adecuada.

Una vez determinado el explosivo a utilizar, calcularemos la cantidad de carga por barreno que se utilizó, para esto se dividió la sección como sigue:



Los barrenos se cargaron en la siguiente forma:

<u>Tipo de barreno</u>	<u>Carga (kg/ml)</u>	<u>Taco (m)</u>
Barrenos de cuña	0.45	0.20
" 1er cuadro	0.60	0.20
" corte horizontal	0.68	0.45
" corte abajo	0.50	0.45
" de piso	0.78	0.20
" laterales	0.60	0.45
" de techo	0.45	0.45

De tal forma que para los diagramas de barrenación propuestos tenemos:

#### CASO A (Cuña triangular)

<u>Barrenos</u>	<u>Cant.</u>	<u>ML</u>	<u>Kg/ML</u>	<u>Kg/barr. teórico de 183 gr</u>	<u>Cartuchos</u>	<u>Total cartuch.</u>	<u>Kg/b. real</u>	<u>Vol. dinam.</u>
Cuña	7	2.4	0.45	1.08	6	42	1.09	1.16 m
1er cuad.	6	"	0.60	1.44	8	48	1.46	1.55 m
Corte hor.	6	"	0.60	1.44	8	48	1.46	1.55 m
Corte aba.	3	"	0.50	1.20	6	18	1.09	1.16 m
Piso	8	"	0.78	1.87	10	80	1.83	1.94 m
Laterales	6	"	0.60	1.44	8	48	1.46	1.55 m
Techo	4	"	0.45	1.08	6	24	1.09	1.16 m
<b>TOTAL</b>	<b>41</b>							

Carga total = 308 pza x 0.183 kg/pza = 56.36 kg/tronada  
 Densidad prom. =  $55.36 \text{ kg} / 37.32 \text{ M}^3 = \underline{1.5 \text{ kg/m}^3}$

CASO B (Cuaña doble V)

Barrenos	Cant.	ML.	Kg/ML.	Kg/barr. teórico	Cartuchos de 185 gr	total cartuch.	Kg/b. real	Vol. dinam.
Cuaña	12	2.4	0.45	1.08	6	42		
1er cuad.	6	"	0.60	1.44	8	48		
Corte hor.	6	"	0.60	1.44	8	48		
Corte aba.	5	"	0.50	1.20	6	18		
Piso	8	"	0.78	1.87	10	80		
Laterales	6	"	0.60	1.44	8	48		
Techo	4	"	0.45	1.08	6	24		
TOTAL	46					338 pza		

Carga total = 338 pza x 0.183 kg/pza = 61.85 kg/tronada

Densidad prom. = 61.85 kg/37.32 m<sup>3</sup> = 1.65 kg/m<sup>3</sup>

En la última columna de los cuadros, viene el volumen -- ocupado por la gelatina (Expresado en ML de barreno). Para-- obtener este dato se consideró la densidad del explosivo den-- tro del barreno; la perforación de 1 1/4"Ø tiene una capacidad de 0.94 kg/ML de Godyne retacado. (Densidad de Godyne = 1.2 gr/cm<sup>3</sup>). Observando la columna mencionada veremos que para-- los barrenos de cuaña y de techo, se presenta el volumen más-- pequeño que ocupa el Godyne expresado en metros, esto es:

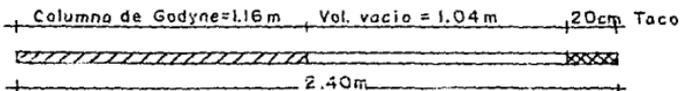


Fig. 65.- Columna de Godyne en los barrenos de techo y cuaña.

Para eliminar el volumen vacío del barreno; lograr una -- mejor distribución del Godyne y obtener una voladura óptima,--

se introducen unos separadores de madera colocados equidistantes, como lo indica la figura:

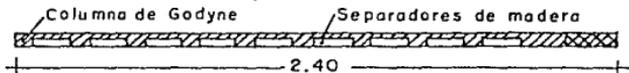


Fig. 66.- Colocación de separadores de madera.

Estos separadores deben ser de un diámetro menor al del barreno, para no interrumpir la continuidad de la gelatina y asegurar la voladura de todo el barreno.

La cantidad de separadores para el caso de los barrenos de cuña se calculó así:

$$\text{Vol. faltante de ocupar} = 1.04 \text{ m} \times \frac{(0.0349)^2}{4} = 0.00099 \text{ m}^3$$

Colocando separadores de madera de 1"  $\beta$  por 15 cm de largo:

$$V_{\text{sep.}} = \frac{(0.0254)^2}{4} \times 0.15 \text{ m} = 0.000076 \text{ m}^3$$

Cantidad de separadores:

$$C = 0.00099 / 0.000076 = 13 \text{ pza.}$$

Caso contrario los barrenos que más separadores necesitan son los de piso:

$$\text{Vol. faltante por ocupar} = 0.26 \text{ m} \times \frac{(0.0349)^2}{4} = 0.00024 \text{ m}^3$$

$$C = 0.00024 / 0.000076 = 3 \text{ pza.}$$

Las longitudes de los volúmenes faltantes por ocupar se sacaron restándole a la profundidad del barreno el taco y el volumen de Godyne.

Es muy importante aclarar que en esta actividad (Carga) los cartuchos de la gelatina deben romperse longitudinalmente, para que cuando se retaque, ésta se acomode libremente y cumpla con la densidad dentro del barreno.



Fig. 67.- Carga de los barrenos.

Para completar la actividad de la carga, sigue la colocación de estopines de retardo, distribuyéndolos de tal forma que truenen en la siguiente secuencia:

- 1.- Cuña
- 2.- Ayudantes de cuña
- 3.- Primer cuadro
- 4.- Segundo cuadro
- 5.- Tablas
- 6.- Pata
- 7.- Cabeza

Para lograr esta secuencia se colocaron estopines de retardo como sigue:

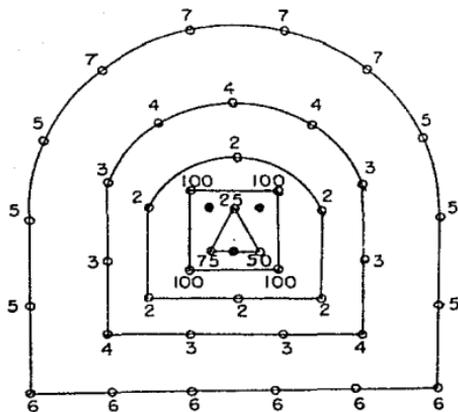
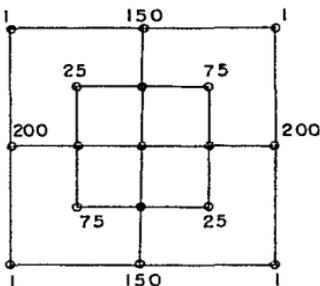


Fig. 68.- Colocación de estopines de retardo.

En el caso de cuña doble V:



Los números que tiene cada barreno significa el retardo de cada estopín, o sea el tiempo que transcurre desde que llega la corriente hasta que truena; lo anterior permite hacer una sola conexión de todos los iniciadores. A continuación presentamos el diagrama de un estopín y la forma de colocarlo en los cartuchos:

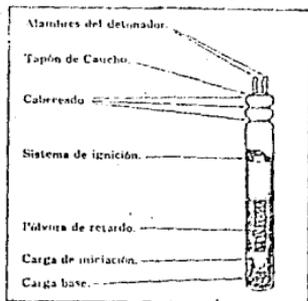


Fig. 69.- Mecanismo de retardo de estopín y forma de colocarlo en los cartuchos.

Existen dos tipos de dispositivo de iniciación eléctrica:

- Estopín de retardo
- Estopín microretardo o milisegundo

El primero de ellos es un estopín lento que va del número 1 al 8 y cada número significa 1/2 segundo de retardo, así el número 1 truena al 1/2 segundo, el 2 al segundo, etc.

El estopín milisegundo (MS) es por el contrario un iniciador rapidísimo, y el número que tiene significa el tiempo en milisegundos que retarda su tronada, así el número 25 significa 25 milisegundos de retardo.

La detonación de los estopines se hace con un explosor, éste es una máquina tipo generador, provista de un dinamo que genera la energía necesaria y de un aditamento de seguridad--donde la corriente no pasa a menos que haya logrado su nivel--correcto en intensidad y tensión. Existen muchos tipos de --

explosores y se clasifican por la capacidad de detonadores -- que pueden iniciar en forma segura y eficiente. Para nuestro caso se utilizó un explosor con capacidad para 50 estopines-- que es el número aproximado que manejamos.

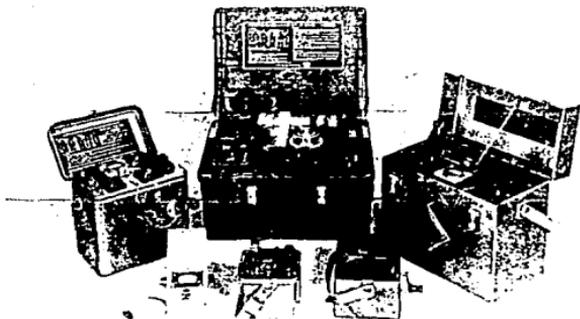


Fig. 70.- Explosores.

Resumiendo el diagrama de detonación queda:

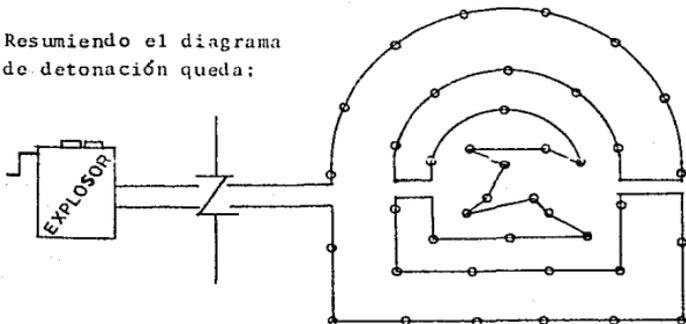


Fig. 71.- Diagrama de detonación.

El tipo de conexión que se usó, fue en serie; consultando la tabla de la Fig. 72 la capacidad del explosor CI 50, -- que produce un voltaje de 340 V, es suficiente para detonar-- 50 estopines ya sea en serie o en paralelo.

Explosor	Voltaje	Resistencia línea de pega Ohmios	Número de detonado- res	Número de detonado- res por serie	Número de series en paralelo
CI 50	340	10	50	50	1
CI 15 VA	620	10	150	150	1
		2	480	80	6
		5	480	80	6
VI 100 VA (anteriormente 2400)	1100	10	400	80	5
		10	300	300	1
		2	3000	120	25
		5	2400	120	20
CI 275 VA	2800	10	1800	120	15
		10	700	700	1
		2	9000	300	30
		5	7500	300	25
		10	6000	300	20

Fig. 72.- Tabla de capacidad de explosores.

En la fotografía de la siguiente página se puede obser-- var el explosor a punto de ser accionado para una voladura.



Fig. 73.- Fotografía del explosor.

### 3.2.6 Concreto lanzado

Esta actividad se llevó a cabo en su mayoría como lo programado, se abrió un frente de lanzado independiente al de excavación, separado aproximadamente 20 m de éste, así se pudieron realizar las dos actividades al mismo tiempo. Existieron casos en que la nobleza del terreno no fue tan buena y hubo que lanzar antes de seguir excavando, para estos casos se detuvieron todas las actividades hasta terminar de lanzar una capa de 10 cm de espesor en las paredes y techo. La decisión de poder avanzar libremente los 20 m sin ademe, se tomó en campo basados en la experiencia conjunta de GAVM y la compañía constructora. Cuando después de una voladura aparecía terreno flojo o débil, como fueron brechas volcánicas o areniscas, se rezagaba totalmente el frente y se traza la cuadrilla

de lanzado a proteger esa zona. Cabe aclarar que estos casos se presentaron en muy poca proporción respecto a lo normal.

El objetivo principal que cumplió el concreto lanzado -- fue evitar el intemperismo del terreno, para que conservara sus propiedades originales de resistencia; esto se logró colocando una capa homogénea de 4 a 5 cm de espesor.

Los agregados que se utilizaron para el concreto lanzado, previa autorización de GAVM, debían tener un tamaño máximo de 3/4" y ser producto de piedra triturada o banco natural siempre y cuando fueran duras y sanas.

La granulometría de los agregados debía quedar dentro de la siguiente curva:

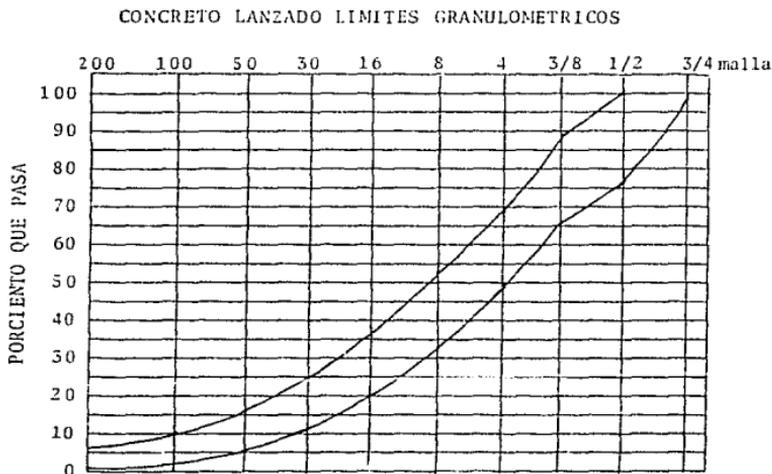


Fig. 74.- Granulometría de los agregados para concreto lanzado.

Los proporcionamientos que se usaron para la mezcla de concreto fueron los siguientes:

Cemento -----	450	Kg/m <sup>3</sup>
Arena -----	0.400	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Grava -----	0.780	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Agua -----	0.200	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Aditivo -----	20	Kg/m <sup>3</sup>

Para lograr los proporcionamientos mencionados se fabricaron unos carros dosificadores y mezcladores, con una tolva de almacenamiento para agregados de 5 m<sup>3</sup> y otra para cemento de 1.4 m<sup>3</sup>.

A continuación presentamos el croquis de un carro de agregados:

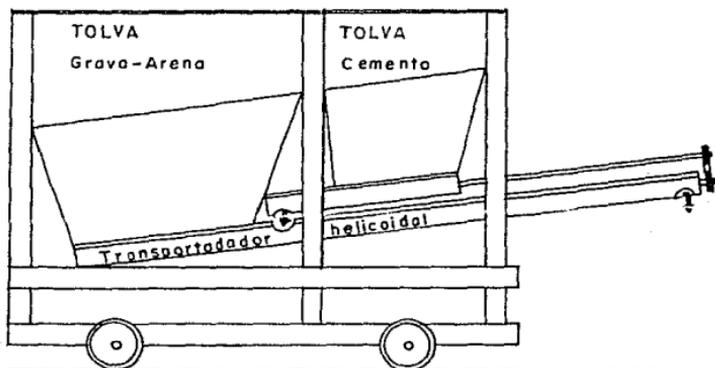


Fig. 75.- Carro dosificador de agregados.

La dosificación se logró en la siguiente forma: a la tolva de agregados se le colocó un transportador helicoidal de 27 cm  $\phi$  y 4.32 m de largo total, impulsado por un motor de 5-HP, localizado en el extremo trasero del carro, provisto con una flecha motriz a toda su extensión; capaz de transportar 2 m<sup>3</sup>/hr compatible con la producción de la lanzadora.

A la tolva de cemento se le colocó otro transportador helicoidal de 13 cm  $\phi$  y 1.57 m de largo, impulsado en el extremo delantero, mediante engranes y cadena, por la flecha motriz del transportador de agregados. La capacidad de este segundo transportador fue de 900 Kg/hr.

Es muy importante observar que las capacidades de los transportadores son las correspondientes a las dosificaciones propuestas, la mezcla del cemento y los agregados se logra en el transportador motriz, equivalente a 2.5 m de mezclado.

La incorporación del aditivo acelerante (Sika Sigunit en polvo) se efectuó en forma manual en la boca de la lanzadora a base de observaciones. Esta incorporación se efectuó hasta este punto, porque si lo agregamos antes puede reaccionar con el cemento y tapar los transportadores o la lanzadora.

Para la colocación del concreto se utilizaron lanzadoras marca ALIVA tipo 250 con una capacidad de lanzamiento de 1.5 m<sup>3</sup>/hr trabajando en túnel. Estas se colocaron en una extensión del chasis de los carros dosificadores.

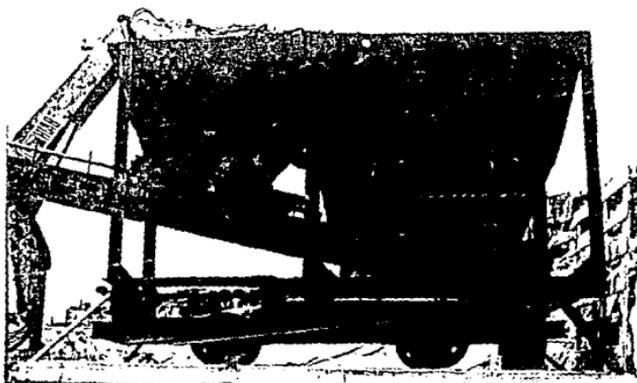


Fig. 76.- Fotografía de un carro de agregados.

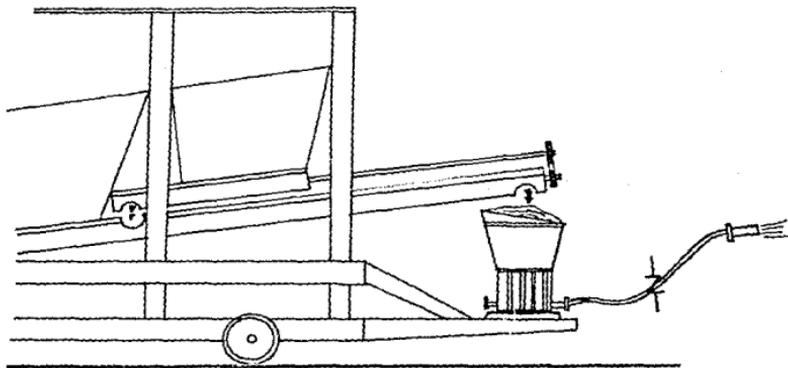


Fig. 77.- Colocación de lanzadoras en el chasis del carro dosificador.

El funcionamiento de la lanzadora ALIVA 250 es a base de aire comprimido, equipada de un tambor giratorio impulsado -- por un motor neumático. A continuación presentamos la foto-- graffa de una lanzadora y el detalle del tambor giratorio:

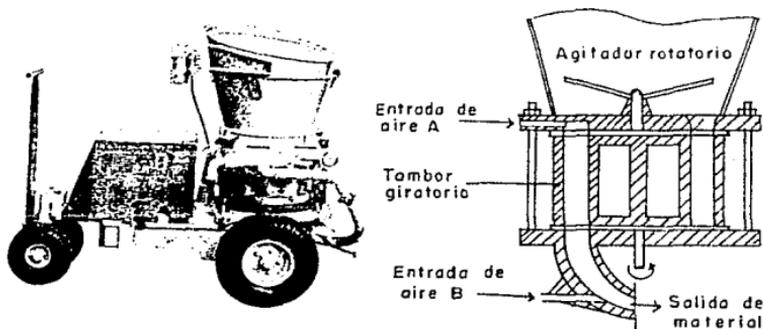


Fig. 78.- Lanzadora Aliva y su tambor giratorio.

El funcionamiento principal de éste es que los cilindros del tambor se llenan de material con ayuda del agitador, el-- motor neumático hace que gire el tambor, y mediante un chi-- flón de aire (A) se vacían los cilindros del mismo, funciona-- miento semejante al de un revólver de pistola. Para ayudar a la expulsión del material, se coloca otro chiflón de aire (B) que llega el material hasta la boquilla de lanzado. Llegando el material hasta la boquilla se dosifica el agua mediante -- una válvula manual.

Para lograr una mejor colocación del concreto, se humede-- cen las paredes del terreno a base de un chorro de agua.

A continuación presentamos el croquis de la boquilla de--

lanzado:

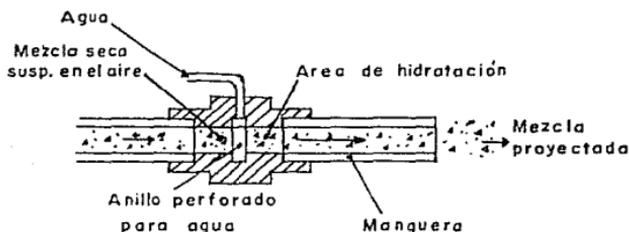


Fig. 79.- Boquilla de lanzado.

Para controlar los espesores de concreto se colocaron unos escantillones en forma de cruz, con una marca de 5 cm como lo muestra la figura:

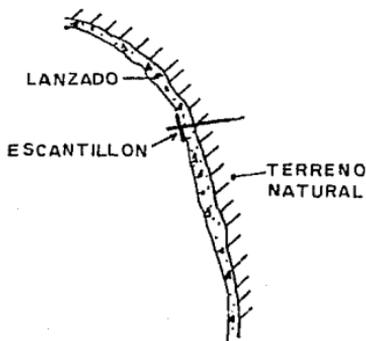


Fig. 80.- Colocación de escantillones.

Las resistencias de los concretos lanzados que se obtuvieron fueron las siguientes:

<u>Edad</u>	<u>Resist. a compresión</u>
24 hr	90 Kg/cm <sup>2</sup>
3 Días	128 Kg/cm <sup>2</sup>
7 Días	160 Kg/cm <sup>2</sup>
28 Días	230 Kg/cm <sup>2</sup>

En la fotografía de la figura 103 en la página 179 del capítulo de revestimiento, se observa claramente el concreto lanzado terminado.

### 3.3 REVESTIMIENTO

Para el revestimiento definitivo, hubo la necesidad de cambiar el sistema propuesto en la planeación. La razón principal para el cambio en el método de revestimiento, es que existían retrasos respecto al programa y se necesitaba entregar según lo planeado.

El revestir el túnel por el método de la cimbra monolítica de 15 ML, con el ciclo: Colocación de cimbra, taponeo, llenado, fraguado, descimbrado; implicaba continuar y abundar más los retrasos obtenidos en los emportalamientos y excavaciones; por lo tanto se optó por cambiar a un método que fuera mucho más rápido, para disminuir lo más posible los retrasos.

Se propusieron dos soluciones:

- 1) Revestir con cimbra telescópica por el método de las guarniciones laterales.
- 2) Revestir con cimbra telescópica con el método tradicional.

La descripción de la cimbra se hará posteriormente, sólo consideraremos que ésta es autopropulsable, capaz de avanzar hasta 3 ML./hr.

El caso 1) consistía en lo siguiente:

Recordando que tenemos la vía de la locomotora, colar -- unas guarniciones (1) como lo indica la figura 81, que sirvan de guía y soporte de la cimbra telescópica, para poder colar clave y muros (2), sin necesidad de quitar la vía y transportar por ella el concreto. Para este caso es muy importante-- aclarar, que el transporte de concreto se haría con vagonetas tipo MORAN y la colocación de éste sería indistinto para cualquier caso. La plantilla se colaría posteriormente quitando-- las vías de la locomotora.

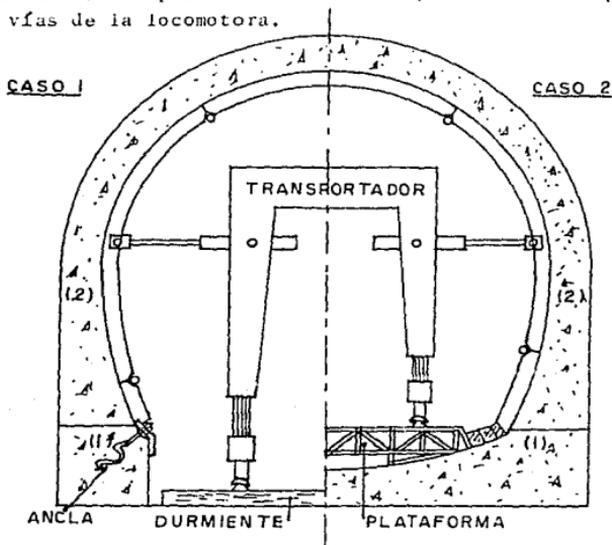


Fig. 81.- Soluciones para el colado del túnel.

El caso 2) consistía en lo siguiente:

Quitar las vías de los trenes, colar la cubeta (1') para que sirva de apoyo al transportador de la cimbra y posteriormente colar clave y muros, con acarreo de concreto en ollas--revolvedoras.

Ambos casos presentan ventajas y desventajas:

Ventajas caso 1)

- a) No hay necesidad de quitar la vía, lo cual implica empezar a revestir inmediatamente.
- b) El acarreo de concreto se hace por la vía, así amortiguamos más su costo de instalación.
- c) El transportador de la cimbra se movería sobre la vía, sin necesidad de plataforma.

Desventajas caso 1)

- a) Tenemos que incluir otra actividad más en el ciclo de revestimiento, colado de guarniciones, que implica abrir otro frente de ataque con personal para cimbrar y colar, además --del material de la cimbra, ambas cosas sin poder cobrar a ---GAVM.
- b) Para amacizar la cimbra contra la guarnición, se tienen que colocar anclas cola de cochino, ya que no se puede --troquelar.
- c) En caso de que se tenga que peinar el piso, donde está la guarnición, se tendrá que dar a mano.
- d) Como la colocación de la vía no se hacía a nivel, podemos tener problemas en caso que un lado del transportador--quede más bajo que el otro, ya que tendríamos un desnivel ---transversal en la cimbra.



Fig. 82.- Carros MORAN para transporte de concreto.

Ventajas caso 2)

- a) Una vez quitando la vía, se le da una rastreada al piso para posibles peines y evitar colocar concreto de más.
- b) Para el colado de clave y muros, el trabajar sobre una superficie de concreto, agiliza y da mejor calidad a esta actividad.
- c) El colado de plantilla es mucho más rápido con camiones.
- d) La actividad de quitar la vía (que para ambas se tiene que hacer) en forma continua es más rápida.

Desventajas caso 2)

- a) Necesidad de colar con camiones.
- b) Quitar la vía antes de colar.
- c) Hacer libraderos para ollas revolvedoras.
- d) Fabricar transportador de cimbra con plataforma.

CONCLUSION:

Si observamos detenidamente los dos casos, podemos decir que ambos son buenos, que aparentemente el que representa menor costo es el 1), pero para tomar una decisión, entraron al análisis las condiciones de la compañía constructora: el inclinarse por el caso 1) implicaba hacer una inversión bastante grande para compra de vagonetas MORAN, valuadas en dólares, que se tendrían que importar de E.U. y si recordamos a princi

pios de 1982, hubo devaluaciones de la moneda nacional, cosa que hacía más difícil la compra de este equipo. También el inclinarse por el caso 1), significaba cimbrar y colar las -- guarniciones una actividad lenta que da unos volúmenes por cobrar insignificantes, que comparados con cobrar el volumen de toda la cubeta, son demasiado pequeños.

Si recordamos en el capítulo de Excavación, mencionamos que para los frentes 3 y 4 la actividad de rezaga no se hizo con locomotoras sino con camiones, esto implicaría (Caso 1) - tener que modificar el transportador de la cimbra, para que - transite sobre el terreno natural.

Considerando todo lo anterior y sumándole que la compañía contaba con ollas revolvedoras y que se podía empezar a colar inmediatamente en los tramos donde no había vía, se decidió revestir con el caso 2).

El proporcionamiento que se usó para obtener resistencias de  $250 \text{ Kg/cm}^2$  fue:

Cemento -----	400	$\text{Kg/m}^3$
Arena -----	0.430	$\text{m}^3/\text{m}^3$
Grava -----	0.720	$\text{m}^3/\text{m}^3$
Agua -----	0.300	$\text{m}^3/\text{m}^3$
Aditivo -----	0.12	$1/\text{m}^3$ (Curacreto)

Para dosificar estos proporcionamientos se instaló una - planta de concreto marca MIPSA, equipada con un trompo revolvedor capaz de producir hasta  $50 \text{ m}^3/\text{hr}$ . A continuación se -- presenta una fotografía:

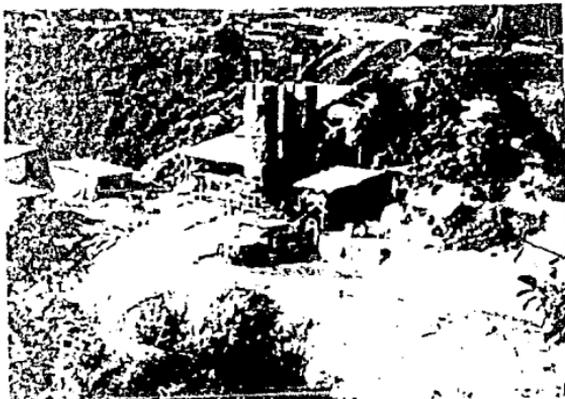


Fig. 83.- Fotografía de la planta dosificadora.

En el caso de revestimiento de clave y muros, se utilizó un aditivo plastificante y acelerante para ayudar al bombeo del concreto y acelerar su fraguado ya colocado. Dicho aditivo fue SIKA CLK en una proporción de 2% del peso de cemento en Kg.

### 3.3.1 Colado de cubeta

El colado de cubeta se inició en el frente 3 ya que éste no tenía vía, así dicho colado se efectuó sin demoras, ya que inclusive ya tenía libraderos para camiones.

La fabricación de concreto, como se dijo anteriormente, se efectuó en el exterior del túnel y se trasladó al frente en ollas revoledoras con capacidad de 5 m<sup>3</sup>. A continuación-

presentamos una fotografia de la planta y ollas:

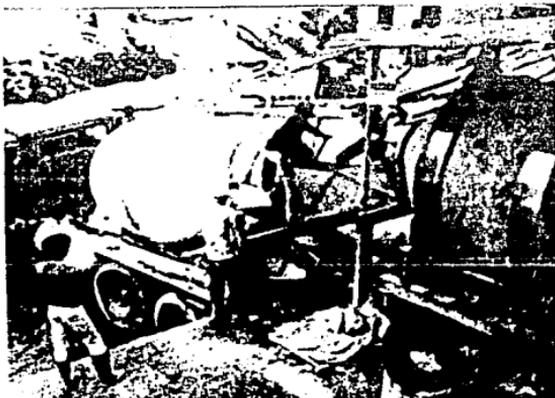


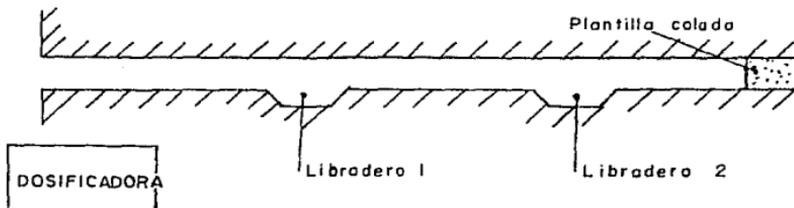
Fig. 84.- Fotografia de la planta de concreto.

El ciclo de colado de la plantilla fue el siguiente:

Carga	$\frac{5 \text{ m}^3/\text{olla}}{35 \text{ m}^3/\text{hr}}$	0.70	0.21 hr
Acarrero	$\frac{1.2 \text{ Km}}{8 \text{ Km/hr}}$		0.15 hr
Descarga			0.15 hr
Regreso	$\frac{1.2 \text{ Km}}{10 \text{ Km/hr}}$		0.12 hr
Maniobras			0.25 hr

Esperas en libraderos	<u>0.18 hr</u>
Tiempo del ciclo	1.06 hr

Ahora bien si tenemos libraderos a cada 400 m, para 1200 m tendremos 2 libraderos, los camiones que pueden entrar al ciclo son:



Camión cargando	1		
Camión en libradero	2	TOTAL	4 camiones
Camión descargando	1		

La máxima producción que podemos tener es:

$$P = \frac{4 \text{ cam} \times 5 \text{ m}^3/\text{cam}}{1.06 \text{ hr}} \times 70\% = 13.2 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Si sacamos el avance por día tenemos:

$$A = \frac{13.3 \text{ m}^3/\text{hr} \times 11 \text{ hr}}{2.5 \text{ m}^3/\text{ML}} \times 90\% = 52.2 \text{ ML/turno}$$

En la fórmula anterior se consideraron 2.5 m<sup>3</sup> por metro-lineal de plantilla. Los avances reales promedio que se tuvieron fueron de 35 a 40 ml/turno con cuatro ollas revoladoras de 5 m<sup>3</sup> c/u, así la producción real fue:

$$P = 40 \text{ ML/tur} \times 2.5 \text{ m}^3/\text{ML} = 100 \text{ m}^3/\text{turno}$$

La colocación de concreto en la plantilla es la actividad en que más debe cuidarse el control topográfico, ya que en ella se guiará la cimbra telescópica del colado de clave y muros.

Para controlar el nivel y la alineación de la plantilla, se colocaron dos reventones como lo muestra la fotografía de la figura 86. En ella se ve que el hilo de la parte superior indicaba el nivel con su respectiva pendiente y el de la parte de abajo indicaba la alineación de la guarnición.

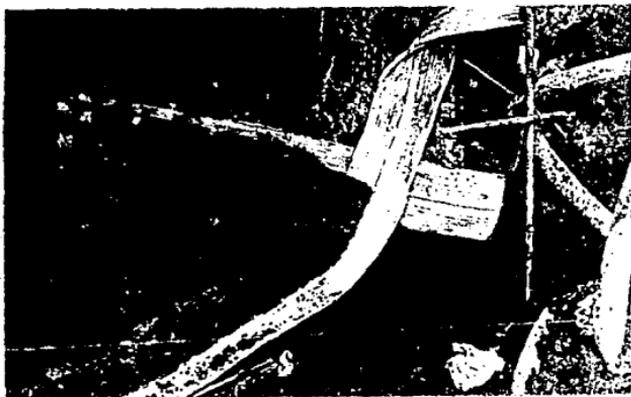


Fig. 85.- Fotografía del control topográfico de la guarnición.

Para entender mejor lo anterior, mostramos la fotografía siguiente, donde basándose en el nivel y alineación de los hilos, se colocaba un escantillón de tubo:

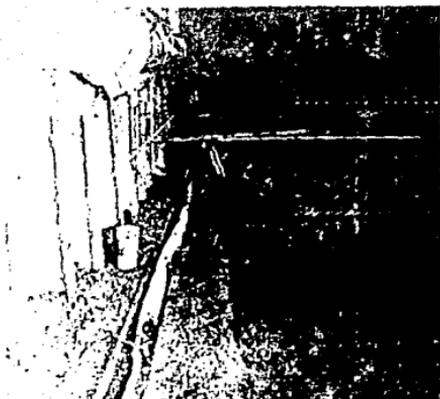
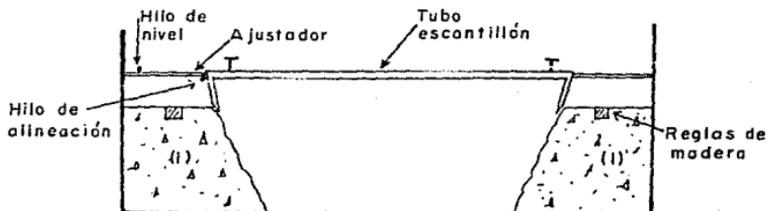


Fig. 86.- Colocación de escantillón de tubo.

El escantillón era ajustable a las paredes del túnel y se colocaba a la misma cota del hilo de nivel, y con la alineación que marcaba el segundo. Para explicar mejor, el colado se hizo en dos pasos:

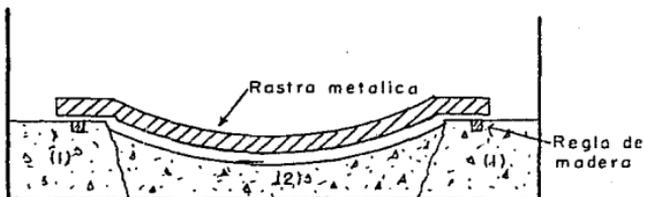
- 1) Guarnición
- 2) Plantilla

Paso 1)



Como se puede observar en el croquis, el escantillón se colocaba con los ajustadores cuidando el nivel y la alineación, así la punta del escantillón marcaba el nivel y la alineación de la guarnición, que era el primer colado.

Paso 2)



Para terminar el colado de plantilla, se colocaban unas reglas de madera sobre la guarnición, sobre las cuales se deslizaba una rastra, que dejaba el acabado de la plantilla.

En la fotografía de la Fig. 85 se observa la colocación de juntas de neopreno, éstas se usaron cuando el terreno no era bueno, dónde podía haber una filtración posterior. Para el caso contrario, únicamente se dejaba una muesca en la junta, que era la dejada por la regla de madera en el colado.

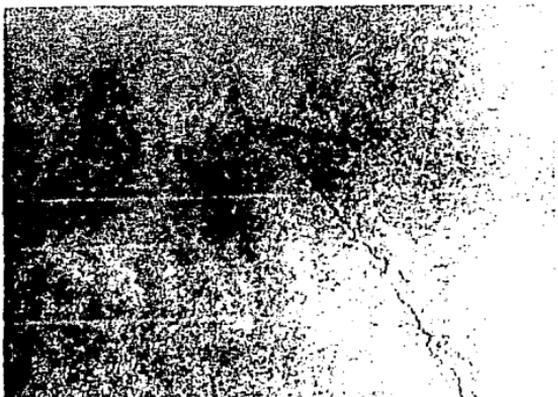


Fig. 87.- Fotografía de la junta de colado.

El avance de colado de cubeta se hizo desde la parte más lejana del túnel hacia el portal, por donde se alimentaba, -- así se evitaba transitar sobre el concreto y esperar su fraguado.

### 3.3.2 Colado de clave y muros

Para el colado de clave y muros se utilizó una cimbra telescópica, ésta es una cimbra muy moderna autopropulsable, -- que permite hacer colados continuos con un mínimo de mano de obra; el movimiento continuo de la cimbra es en sentido contrario a la alimentación de concreto. La alimentación se hizo con ollas revolventoras y camiones volteo, los primeros se utilizaron para acarrees mayores de 1000 m, esto debido a la tendencia a segregarse del concreto. Los camiones volteos de 4 m<sup>3</sup> se utilizaron para distancias cortas (<1000 m) ya que se consideró que para esas longitudes no se tienen problemas con el concreto.

### 3.3.2.1 Descripción de la cimbra

El principio de una cimbra telescópica es la ejecución de colados continuos, esto se logra teniendo una cimbra de gran longitud, de tal forma que cuando esté a punto de llenarse, el primer módulo colado ya haya fraguado y se pueda des-cimbrar para transportarse, por enmedio de los otros, hasta el extremo de avance. A continuación se explica esto:

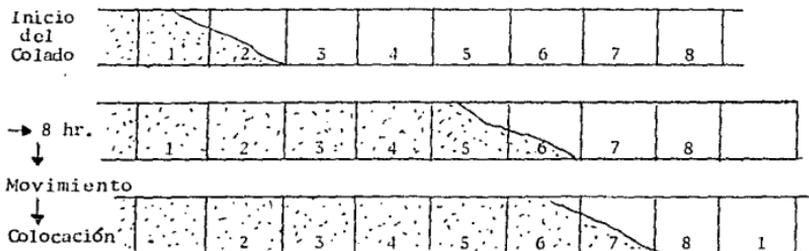


Fig. 88.- Metodología de una cimbra telescópica.

Como lo muestra el croquis anterior, conforme avanza el colado, se van transportando los módulos hacia adelante y así el colado se vuelve continuo.

Los principales componentes de una cimbra telescópica -- son los siguientes:

- a) Módulos plegables
- b) Plataforma del transportador
- c) Transportador

a) Módulos plegables

Estos módulos son los que conforman en sí la cimbra, se fabrican con la sección transversal del túnel, para que vaya quedando con el acabado que debe tener, además tienen una longitud pequeña, para nuestro caso 1.5 m, que acomodados uno -- tras otro dan la distancia deseada.

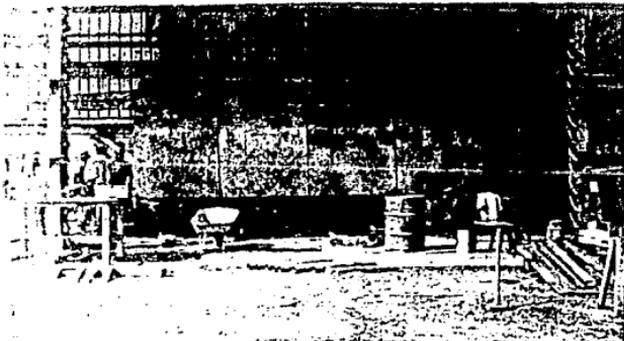


Fig. 89.- Módulos plegables de la cimbra.

Como se puede observar en la fotografía anterior, cada módulo de cimbra cuenta con cuatro articulaciones (Bisagras), que sirven para reducir su tamaño y poder pasarlos por enmedio de sí mismos.

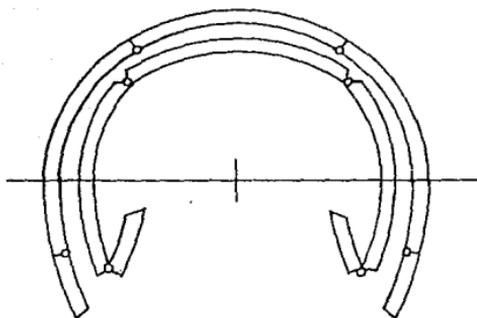
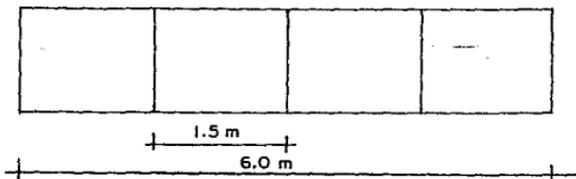


Fig. 90.- Módulos telescópicos.

Para este caso se conformaron secciones longitudinales de 4 módulos de 1.5 m, lo que daba como resultado secciones de 6 m de largo:



Esto se hizo con la finalidad de darle menos trabajo al transportador y tener más holgura en los movimientos.

b) Plataforma del transportador.

Las plataformas, como su nombre lo indica, son las guías sobre las cuales camina el transportador; éstas son una estructura armada a base de canales y viguetas, que tiene en su parte inferior unos apoyos con la forma de la cubeta, para que éstas asienten perfectamente sobre ella.

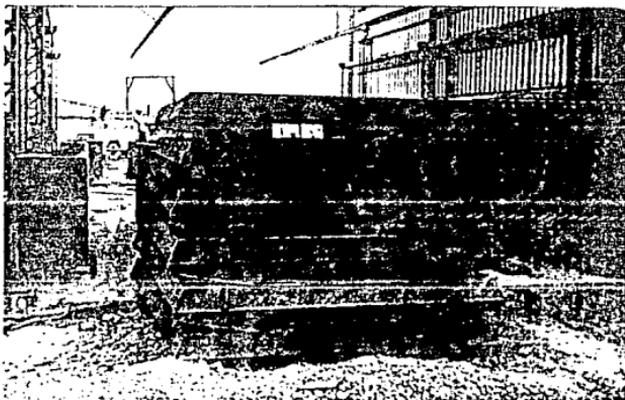


Fig. 91.- Plataformas del transportador.

Como se puede observar en la fotografía, las plataformas cuentan en su parte superior con unos rieles sobre los cuales se desplazará el transportador. La longitud de las plataformas es de 6 m y se colocan una tras otra para dar la distancia deseada. Estas plataformas al igual que los módulos, también tienen que irse trasladando hacia donde avanza el colado, esto quiere decir que deben pasarse por enmedio de los módulos colocados. El movimiento de éstas quedará más claro en el siguiente inciso.

c) Transportador.

El transportador es la parte más compleja de la cimbra y, como su nombre lo indica, sirve para transportar los módulos y plataformas de un extremo hacia otro. Este es una estructura que cuenta con cuatro patas cada una equipada con ruedas, dos de las cuales son motrices, para poder trasladarse.

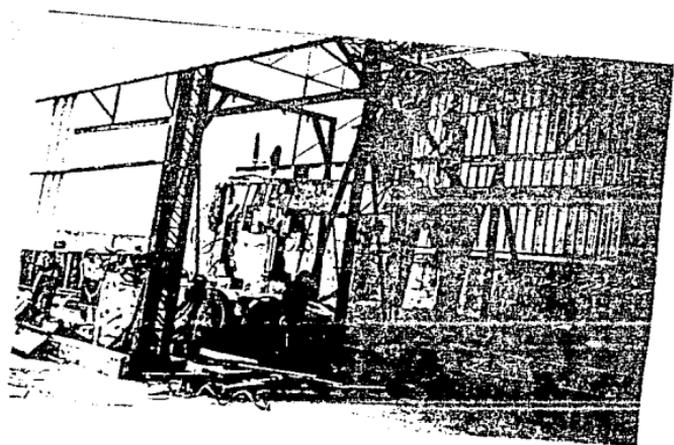


Fig. 92.- Transportador de la cimbra.

Como se puede observar, cada pata de la estructura cuenta con un par de ruedas, las de la parte posterior son las motrices, que cuentan con un motor y un sistema hidráulico para ejecutar su movimiento.



Fig. 93.- Ruedas motrices del transportador.

Una vez definido cómo se traslada el transportador, explicaremos cómo coloca los módulos: Para los movimientos verticales de la cimbra, el transportador cuenta con unos gatos hidráulicos colocados en cada pata como lo muestra la fotografía.

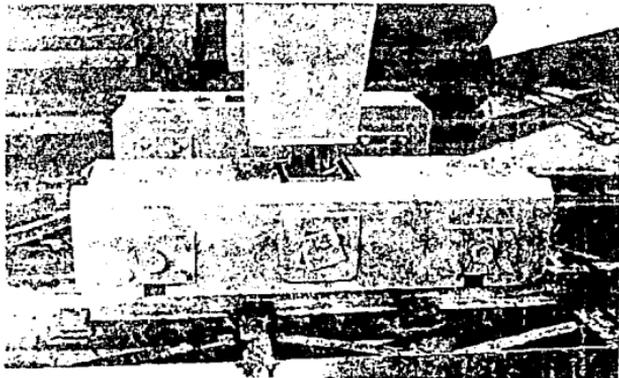


Fig. 94.- Movimiento vertical del transportador.

Para los movimientos laterales de la cimbra (Abrir y cerrar), el transportador cuenta con otros gatos hidráulicos colocados horizontalmente como se muestra en la Fig. 95.

Analizando los movimientos que es capaz de hacer el transportador, deducimos que con facilidad puede ejecutar los traslados de los módulos.

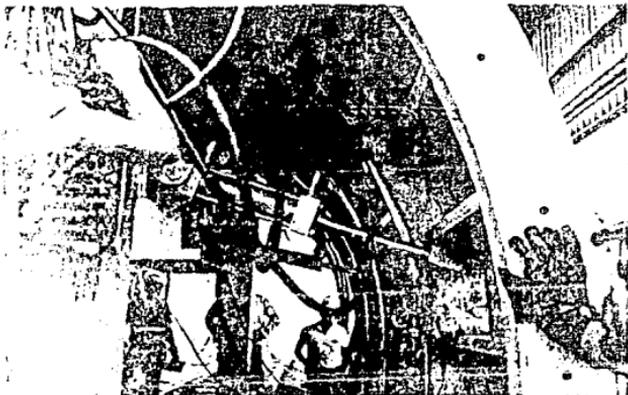
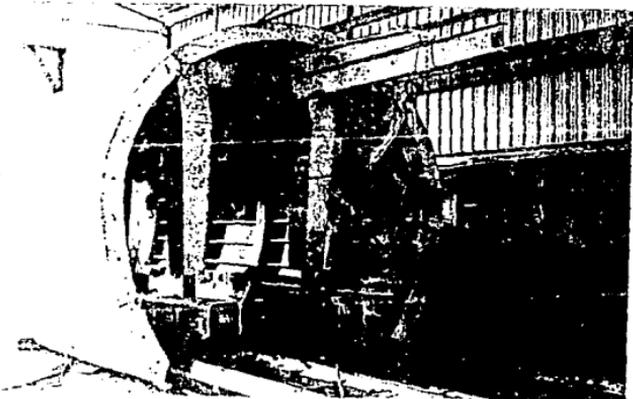


Fig. 95.- Movimientos horizontales del transportador, para colocar la cimbra.

Para los traslados de las plataformas, el transportador cuenta, en la parte superior, con una trabe guía sobre la cual se mueve un aparato eléctrico, que recoge las plataformas y las transporta:



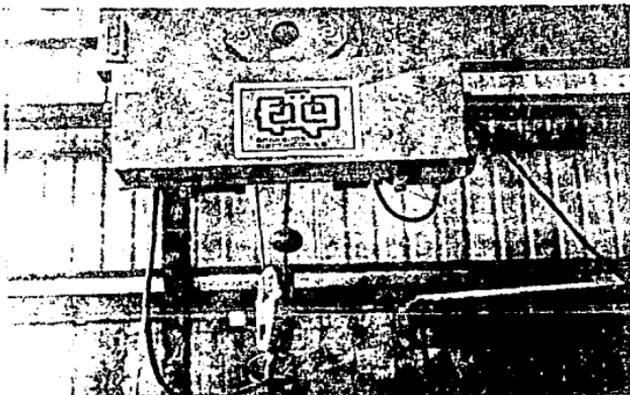
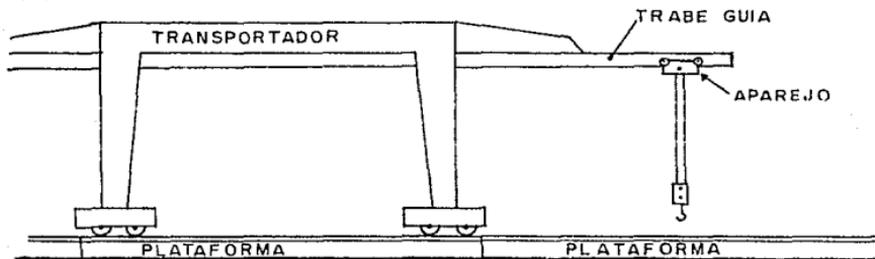


Fig. 96.- Trave guía y aparejo eléctrico del transportador.

El proceso de traslado de plataformas es así:



Como lo muestra el croquis, se lleva el aparejo hasta la parte extrema de la trave guía, se engancha la sección de plataforma y se transporta de la siguiente forma:

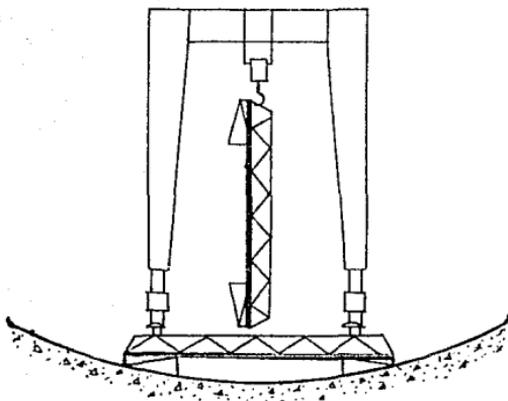


Fig. 97.- Transporte de plataforma.

Una vez que se traslada la plataforma hasta su lugar, se acomoda de la misma forma como se quitó.

La variante principal en la construcción de una cimbración es su longitud, ya que debemos tener la seguridad de que antes de que el concreto llegue hasta el final de la misma, haya fraguado el del primer módulo y lo podamos transportar hasta su nueva posición. La determinación de la longitud de la cimbra se hará en el siguiente capítulo.

### 3.3.2.2 Ciclo de movimiento de la cimbra

El ciclo de movimiento de la cimbra es el siguiente:

- a) Descimbrado y traslado de la sección
- b) Colocación y troquelado

c) Izamiento y traslado de la plataforma

La primera actividad del ciclo comprende desde el cerrado y sostén del módulo hasta el traslado a su nueva posición. Lo primero que se hace es levantar el transportador hasta que logra apoyarse el módulo, se despega con los gatos horizontales y se doblan los alerones para bajarlo e iniciar su traslado. A continuación se presenta la fotografía del traslado.



Fig. 98.- Traslado de una sección de cimbra.

La segunda operación correspondiente a la colocación y troquelado, es exactamente lo contrario, llegando a su nueva posición se sube y abre la cimbra, cuidando que quede perfectamente acomodada en la guarnición de la cubeta.

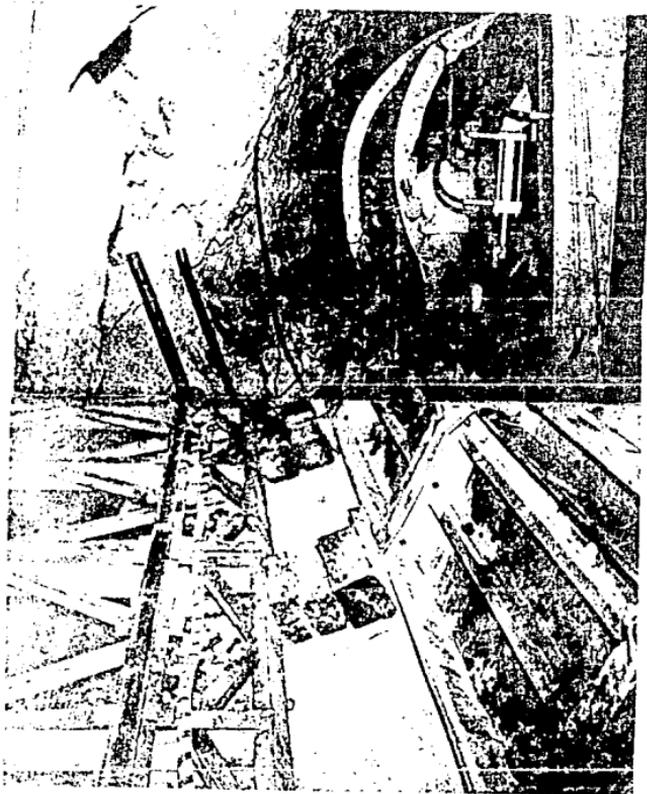


Fig. 99.- Colocación y troquelado de cimbra.

Lo que corresponde a la tercera actividad de este ciclo es el traslado de la plataforma, esto se hace como lo explicamos anteriormente, con ayuda de la trabe guía recogiendo las secciones y colocándolas en el extremo opuesto.

Es muy importante aclarar que la longitud de la plataforma debe ser cuando menos un módulo más larga que la cimbra total, esto es porque para cuando el transportador vaya a colocar el último módulo de cimbra, tenga sobre qué caminar.

En la siguiente fotografía se observan todos los módulos y plataformas colocados:

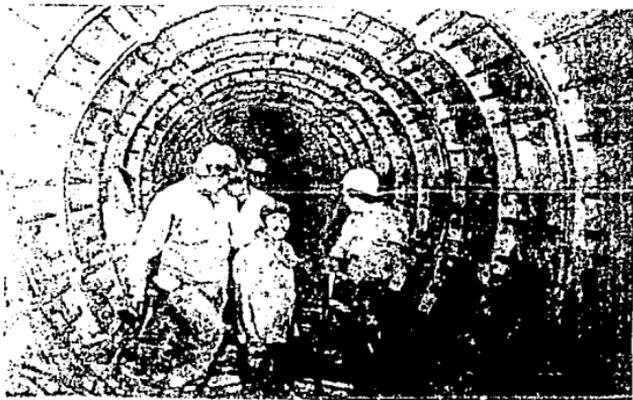


Fig. 100.- Módulos de cimbra y plataforma colocados.

#### 3.3.2.3 Ciclo de colado

El ciclo de colado de clave y muros lo componen las siguientes actividades:

- a) Fabricación de concreto
- b) Acarreo
- c) Colocación
- d) Movimiento del tren de colados

Creo que las dos primeras actividades son muy fáciles y ya quedaron explicadas en capítulos anteriores. Para la colocación del concreto se usó una bomba de concreto marca WHEATMAN, en la cual con ayuda de una banda transportadora, descargaban los camiones. En el siguiente croquis se detalla el tren de colados que se usó:

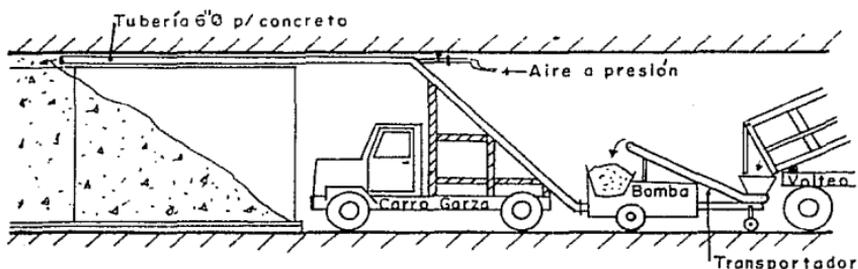


Fig. 101.- Tren de colados.

La colocación de concreto sigue los siguientes pasos:

Una vez que descargan los camiones sobre la banda transportadora, ésta lo lleva hasta la bomba y ahí por medio de pistones lo manda por la tubería de 6"  $\phi$ . En la parte superior de la tubería recibe alternadamente un chiflón de aire a presión, mediante una válvula de 2"  $\phi$ , con el objeto de ayudar a empujar el concreto. A continuación presentamos una fotografía de la bomba de concreto.

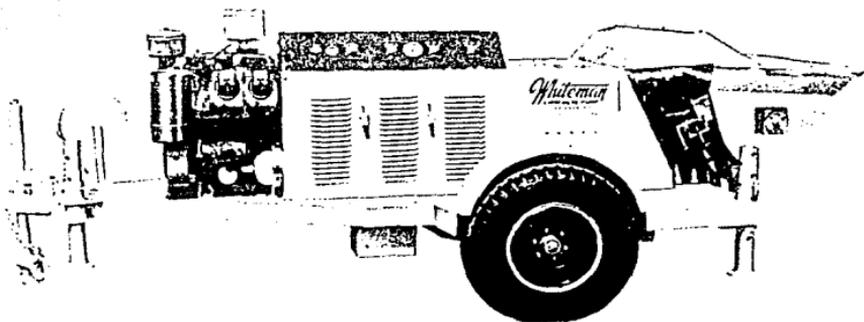


Fig. 102.- Bomba de concreto.

Conforme se van llenando las formas de cimbra, debe irse jalando la tubería de concreto, para evitar quede ahogada en el mismo. Para vibrar y observar el acomodo de concreto, la cimbra cuenta con unas ventanas de aproximadamente 40 x 50 cm así aseguramos un mejor colado y observamos el avance del concreto.

Para jalar la tubería debemos también empujar la bomba y banda transportadora, esto se hace mediante el camión garza que aparece en el croquis.

Es muy importante aclarar que los movimientos de cimbray del tren de colados son actividades que se pueden hacer simultáneas con el avance de concreto, ya que al estar acomodando una cimbra, puede hacerse simultáneo con el bombeo, asimismo el movimiento del tren de colados, puede hacerse mientras llega el camión con concreto. Esta aclaración se hace porque a continuación estudiaremos el ciclo de colado con tiempos,--

dentro de los cuales no tomaremos en cuenta ambas actividades.

En la descripción de la cimbra mencionamos que la variante principal era su longitud, a continuación estudiaremos el ciclo de colado y determinaremos la longitud recomendable. -- Para el siguiente estudio tomaremos una longitud de acarreo-- de 1000 m, para el caso de distancias menores los ciclos tendrán la misma producción, sólo que con menos camiones.

Ciclo de acarreo:

Carga	= $\frac{4 \text{ m}^3/\text{cam}}{35 \text{ M}^3/\text{hr} \times 0.7}$	= 0.16 hr
Acarreo	= $\frac{0.8 \text{ Km}}{8 \text{ Km/hr}}$	= 0.10 hr
Reverza	= $\frac{0.2 \text{ Km}}{3 \text{ Km/hr}}$	= 0.07 hr
Descarga	= $\frac{4 \text{ m}^3}{30 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.7}$	= 0.19 hr
Regreso	= $\frac{1 \text{ Km}}{10 \text{ Km/hr}}$	= 0.10 hr
Maniobras		0.15 hr
Libraderos		<u>0.15 hr</u>
Tiempo del ciclo		0.92 hr

Si consideramos que para esa longitud (1000 m) habrá dos libraderos, la producción con cuatro camiones será:

$$P = \frac{4 \text{ cam} \times 4 \text{ m}^3/\text{cam} \times 0.70}{0.92 \text{ hr}} = 12 \text{ m}^3/\text{hr}$$

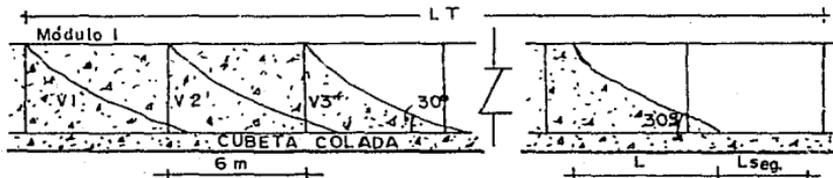
El avance promedio lineal por jornada será:

$$A = \frac{12 \text{ m}^3/\text{hr} \times 11 \text{ hr} \times 0.70}{3.6 \text{ m}^3/\text{ML}} = 25.6 \text{ ML/turno}$$

Una vez obtenidos los rendimientos promedio estudiaremos el ciclo de la cimbra:

1) Destroquelar	0.16 hr
2) Recibir cimbra	0.15 hr
3) Traslado	0.10 hr
4) Colocación	0.25 hr
5) Troquelado	<u>0.20 hr</u>
Total del ciclo	0.86 hr

Ahora bien para determinar la longitud de la cimbra estudiaremos un ciclo general, basándonos en el siguiente croquis:



Consideraremos un módulo de 6 m ya que son los que se usaron:

$$L_t = \frac{(tv_2 + 8 \text{ hr} + t_{man.}) (\text{Rend. horario})}{\text{Vol. de concreto / ML}} + L + L_{seg}$$

- $tv_2$  - Tiempo en que llenamos  $v^2$   
 8 hr - Tiempo de fraguado de  $v^2$  (Se puede descimbrar)  
 $t_{man}$  - Tiempo de maniobras para el traslado del módulo 1  
 L - Longitud horizontal que se proyecta el concreto  
 $L_{seg}$  - Longitud de seguridad

$$tv_2 = \frac{3.6 \text{ m}^3/\text{ML} \times 6 \text{ ML}}{12 \text{ m}^3/\text{hr}} = 1.8 \text{ hr} \quad (\text{Rend. de llenado } 12 \text{ m}^3/\text{hr})$$

$$t_{man} = 0.86 \text{ hr}$$

$$\text{m}^3/\text{ML} = 3.6 \text{ m}^3/\text{ML}$$

$$L = \frac{3.5 \text{ m}}{\tan 30} = 6.06 \text{ m}$$

$$L_{seg} = 20\% L'$$

$$L_t' = \frac{(1.8 \text{ hr} - 8 \text{ hr} - 0.86 \text{ hr}) (12 \text{ m}^3/\text{hr})}{3.6 \text{ m}^3/\text{ML}} - 6.06 \text{ m}$$

$$L_t' = 41.59 \text{ m}$$

$$L_t = 1.20 \times 41.59 \text{ m} = 49.9 \text{ m}$$

Si sabemos que son módulos de 6 m c/u la longitud real - será: 8 módulos de 6 m que da una longitud total:

$$LT = 48 \text{ ML}$$

Asimismo si ya sabemos que la longitud de la cimbra será de 48 m, la de la plataforma será un módulo más larga, o sea 54 m.

A continuación presentamos la cimbra y plataformas.



Fig. 103.- Cimbra y plataforma colocadas.

CAPITULO IV

CONTROL DE OBRA

SUMARIO

- 4.1 Control de avance
- 4.2 Control de costos
- 4.3 Control de resistencia

Durante la ejecución de la obra es necesario llevar los controles de la misma, el objetivo principal de éstos es ver cómo se está desarrollando la obra conforme lo planeado, en cuanto a tiempo, calidad, costo, financiamiento, utilidad, etc. Toda compañía constructora lo que busca es máxima utilidad, el llevar un control preciso significa estar observando los resultados (Utilidad o pérdida) periódicamente, lo que permite cambiar procesos o metodologías para mejorar dichos resultados.

Entre los principales controles que se llevaron a cabo en la construcción del túnel tenemos:

- 4.1 Control de avance
- 4.2 Control de costos
- 4.3 Control de resistencia (Calidad)

#### 4.1 CONTROL DE AVANCE

El objetivo principal de éste es llevar mensual o semanalmente, las cantidades de obra ejecutadas con sus respectivos importes de avance, para poder compararlos con lo planeado, en lo que respecta a tiempo y con el costo para observar los resultados. El segundo objetivo de este control es el poder saber con exactitud las cantidades ejecutadas acumuladas y las faltantes por ejecutar; ambas en volúmenes o importes, o sea saber cuánto hemos cobrado y cuánto nos falta por cobrar para saldar el contrato.

En la obra se llevaban dos tipos de avance, uno diario y otro mensual, el primero lo formulaban los ingenieros jefes de frente y lo debían entregar firmado por el supervisor de GAVM, en él se vaciaban las cantidades de obra ejecutadas por turno y por frente:

GENERADORES DIARIOS POR FRENTE

Obra 34 GAVM 79  
 Frente LOMA COLORADA

Fecha 25-Jul-80  
 Turno 1<sup>a</sup>

CONCEPTO	EJECUCION		CANT.	UNIDAD	OBS.
	Del cad.	Al cad.			
Excavación	0+521.5	0+523.8	2.3	M	Roca 0.22 Km x 2.3 m
Acarreo	0+522	TIRO	1.43	M-Km	
Marcos				Pza.	
Anclas	0+500	0+510	5	Pza.	
Malla lanzado	0+500	0+510	20	M2	
Concreto Lanzado	0+500	0+510	5.27	M3	5 cm.
Revestimiento				ML	
Inyección				ML	

FORMULO	DE ACUERDO
_____	_____
Jefe de frente	Supervisor GAVM

Como podemos observar, la excavación está cobrada por metro lineal de túnel, el acarreo se cobró por ML de túnel - Km al tiradero, marcos por pieza, etc.

El avance mensual lo llevaba el residente de obra, en él se llevaban las cantidades de obra ejecutadas, acumuladas y - por ejecutar, con su respectivo precio e importe:

AVANCE DE OBRA						
Obra <u>34 GAVM 79</u>		Fecha <u>27 Mar 81</u>				
Frente <u>5</u>		Del <u>26/02</u> Al <u>25/03</u>				
CONCEPTO	U	Cant.	Acumulado	Falta.	P.U.	IMPORTE
Excavación	ML					
Acarreo	M-Km					
Marcos	Pza					
Anclas	Pza					
Malla lanzado	M <sup>2</sup>					
Concreto lanzado	M <sup>3</sup>					
Revest. Cubeta	ML	735	790	260	2,203.3	1,619,425.5
Revest. Bóveda	ML					
Inyección	ML					
AVANCE DEL FRENTE					<u>1,619,425.50</u>	

Ya con los resultados de avance de todos los frentes, se resumían y presentaban a GAVM en las siguientes formas por con cepto.







## 4.2 CONTROL DE COSTOS

Uno de los controles más importantes en una obra es el control de costos, el objetivo principal de éstos es saber -- con exactitud cuánto nos está costando producir, para comparar con lo avanzado y ver los resultados.

En una obra se manejan dos tipos de costos, los directos y los indirectos, en los primeros están incluidos todos aquellos que están relacionados con la producción de la obra; podemos resumirlos en siete:

### COSTOS DIRECTOS:

- Mano de obra
- Cargos fijos de equipo
- Consumos de equipo (Combustibles y lubric.)
- Mantenimiento de equipo y refacciones
- Materiales de producción (Cemento, varilla, explosivos, etc.
- Acarreos
- Arrendamiento de equipo

Por el contrario los costos indirectos son aquellos que son necesarios para controlar, supervisar, resguardar, instalar, transportar, movilizar, etc.

### COSTOS INDIRECTOS:

- Sueldos técnicos
- Sueldos administrativos

- Equipos de oficina
- Materiales de oficina
- Fletes
- Vehículos
- Gastos de instalaciones
- Campamentos, talleres, almacenes, etc.
- Indirectos de oficina cental
- Etc.

Llevando un perfecto control de los costos indirectos, - podemos reducirlos y evitar posibles fugas.

En el túnel el control de estos costos lo llevó el jefe-administrativo con la supervisión y el asesoramiento del superintendente de obra, dicho costo se llevó en la siguiente-- forma:

## COSTO MENSUAL DE OBRA

OBRA 34-6AVM-79FECHA 27/02/81MES MARZO

	1a.sem.	2a.sem.	3a.sem.	4a.sem.	TOTAL
M. de O. C.F. Equipo Consumos Mant. refacc. Materiales Acarreos Arrendamiento					
COSTOS DIRECTOS DEL MES					
S. técnicos S. Admón. Equipo oficina Vehículos Fletes Gastos inst. Camp.taller, etc. Teléfono, luz Ind.of.matriz Otros					
COSTOS INDIRECTOS DEL MES					
FORMULO			REVISO		
_____ Jefe administrativo			_____ Superintendente gral.		

Una vez teniendo los avances y costos de cada mes, se ha

ce el estado de resultados que es la comparación del costo --  
 contra el avance para determinar utilidad o pérdida:

ESTADO DE RESULTADOS					
				OBRA _____	
				MES _____	
	MES ANTERIOR	ACUM.	MES ACTUAL	ACUM.	ACLARACIONES
AVANCE O INGRESOS	9'529	58'521	11'021	69'542	
COSTOS DIRECTOS	5'295	32'518	5'345	37'863	
COSTOS INDIRECTOS	4'109	20'784	4'284	25'068	
PASIVOS	230	245	0		
OTROS	—	—		245	<i>Pago de Pasivos</i>
RESULTADOS (U ó P)	- 105	+4'974	+ 1'392	+6'366	

OBSERVACIONES: \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

### 4.3 CONTROL DE RESISTENCIA

El control de resistencia se refiere a las pruebas de laboratorio para las resistencias del concreto. Para tener un perfecto control del concreto se instaló un laboratorio de campo, con todo lo necesario para ejecutar pruebas al mismo, así aseguramos que la calidad de la obra fuera buena. El segundo objetivo de estos controles fue el proporcionar datos a la residencia de GAVM y evitar malas interpretaciones.

El control se llevó tanto para concreto lanzado como para el de revestimiento del túnel. Para el caso de concreto lanzado se realizaban pruebas por cada 50 m<sup>3</sup> colocados; las pruebas consistían en colocar una artesa de madera con las dimensiones que muestra la figura:

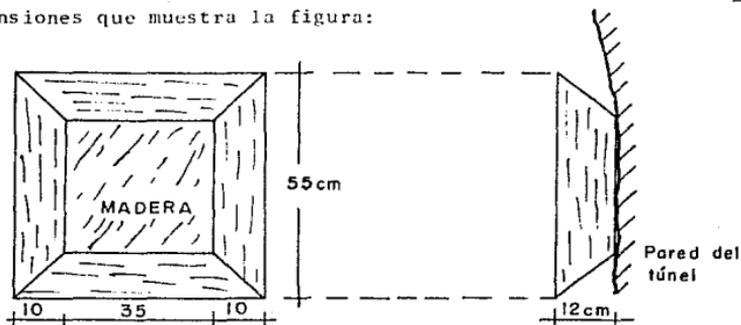


Fig. 104.- Artesa para muestras de concreto lanzado.

La artesa se mantenía firmemente sujeta a una de las paredes del túnel, de manera que al lanzar sobre ella no se mueva, se lanza normal sobre la pared y a las 12 hr de lanzado se desprende la muestra y se traslada al laboratorio. Una vez en el laboratorio la muestra se sumerge en agua ( $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) para su curado. A una edad mínima de 70 hr se extraen dos co

razones de 3"  $\phi$  y se ensayan a compresión a las 72 hr. El resto de muestra se ensaya a los 28 días de edad, también mediante corazones. Existieron casos especiales donde se sacaban -- muestras en forma de cubo de 5 cm de lado, que se ensayaban a las 8 hr, estos casos se dieron en el principio de la excavación para observar la resistencia del concreto a edades tempranas y compararlas con las especificaciones.

Las especificaciones de GAVM para concreto lanzado son -- las siguientes:

Edad	Resistencia a compresión (f'c)
8 hr	60 Kg/cm <sup>2</sup> (Cubo de 5 cm)
24 hr	90 " (Cilindro de 3" $\phi$ )
3 días	120 " "
7 días	150 " "
28 días	200 " "

El control de resistencias se llevó a cabo en la siguiente forma:

OBRA: \_\_\_\_\_

CONCRETO: Lanzado

Cil. No.	Fecha Lanzado	Fecha Prueba	Edad	Dimensiones	Area (cm <sup>2</sup> )	Carga (Kg)	Kg/cm <sup>2</sup>	F'c	† Resist.	Adi-tivo	Fte.	Del Cad	Al Cad	Observaciones
32	21/03/81	21/03/81	8 hr.	5 x 5 x 5 cm	25 cm <sup>2</sup>	127.5	65.1	200	37%	Sika	✓			

Para el colado de cubeta y bóveda se llevaron a cabo las pruebas tradicionales para concreto a base de cilindros de 15 cm  $\phi$  y 30 cm de alto, las especificaciones de GAVM para este concreto son las siguientes:

Edad	Resistencia (f'c)
7 días	105 Kg/cm <sup>2</sup>
14 días	165 Kg/cm <sup>2</sup>
28 días	250 Kg/cm <sup>2</sup>

Para verificar que se cumplieran dichas resistencias se hacían pruebas diariamente, y los resultados se vaciaban en las siguientes formas:

OBRA: \_\_\_\_\_

TRAMO: \_\_\_\_\_

Cil. No.	Fecha Colado	Fecha Prueba	Edad días	Rev. (cm)	Carga (Kg)	Area (cm <sup>2</sup> )	Kg/cm <sup>2</sup>	F'c	% Resist.	Aditivo	Elm. Colado	Del Cad	Al Cad	Vol. Colado	Observaciones
17	8-4-32	15-4	7	18	2,000	17.9	117.3	250	46.9	FEST.	BOVEDA				

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

En la actualidad existen pocas obras de gran magnitud como la que estudiamos, todas ellas cumplen con un objetivo de igual o mayor magnitud que su tamaño, el objetivo que cumple el TUNEL RAMAL NORTE es una de las necesidades básicas de la gran metrópoli en que vivimos: CONDUCIR AGUA para el consumo de sus habitantes.

El motivo por el cual escogí esta obra para estudiar su planeación y construcción, es porque considero fue un gran reto para la ingeniería mexicana, que debe servir de experiencia para quien tenga la necesidad de ejecutar una obra similar, entendiendo por experiencia los resultados que se obtuvieron, para asimilarlos o cambiarlos.

Dentro del contenido del presente trabajo estudiamos una planeación de obra, su procedimiento constructivo y el control de la misma, cada uno de estos temas se desarrolló con todos los apoyos y bases posibles, pensando que basado en este estudio alguien pudiera planear una obra subterránea; cada una de las gráficas y tablas de las que se sacaron resultados son estudiadas y propuestas por los libros que se mencionan en la bibliografía. En lo particular cada hoja de este trabajo la escribí pensando que pueda servir de conocimiento para alumnos de la universidad que se interesen por este tipo de obras.

Hoy en día la planeación de una obra juega un papel muy importante para el éxito o fracaso de una compañía constructora, esto es debido a que los contratos de obra se obtienen por concursos donde, la mayoría de las veces, le adjudican el contrato al proponente más barato; es por ello que todas las obras que se van a ejecutar están sacrificadas en sus precios unitarios. A consecuencia de lo anterior, cuando se va a ejecutar una obra debemos planearla paso a paso, en lo que se refiere a métodos constructivos, programación de tiempos, finan

ciamientos, equipo, gastos en general, etc. Una vez decidido lo anterior debemos escoger el personal para su ejecución, -- con la seguridad que será capaz de sacar adelante la misma. - El personal encargado de la obra siempre debe perseguir mejores rendimientos, cuidar la seguridad, verificar los métodos constructivos, calificar el terreno y proponer métodos de ataque, etc.

Cuando se va a elegir un método constructivo, se deben estudiar todas las posibles alternativas, observar sus ventajas y desventajas, el conocimiento de los métodos, aplicaciones en el país, etc. No siempre la alternativa a escoger será la más económica, sino la que se apegue más a las condiciones particulares de cada empresa.

Para la planeación de la obra en estudio mi opinión particular es que en un principio cuando se decidieron los métodos, fue acertado el rezagar con locomotora y vía, pero consi-dero que el cambiar el sistema para el revestimiento no debió hacerse ya que la vía fue una inversión que no se recuperó; - la solución que yo propongo para el atraso de obra, en este caso, es haber fabricado una cimbra telescópica que se moviera sobre la vía y comprar carros moran.

Un aspecto muy importante en la ejecución de obras es la maquinaria, para su selección influyen factores variables que se mencionan dentro del estudio, puntos muy importantes que pocas veces se toman en cuenta. También dentro de la maquinaria debemos cuidar su mantenimiento, ya que de él depende el buen funcionamiento de la misma.

Durante el funcionamiento de las obras, los costos que tenemos tanto directos como indirectos, deben ser los mínimos posibles sin descuidar el avance de la misma, debemos revisar constantemente y obtener mensualmente el estado de resultados

que es el parámetro del mal o buen funcionamiento.

Como último punto diremos que siempre que ejecutamos un trabajo debemos estar conscientes de la importancia del mismo, debemos cuidar su calidad, tratar de cumplir con los tiempos de ejecución y recuperar tiempos perdidos, tratar que las --- obras salgan lo más baratas posibles. Todo lo anterior lo -- fundamento en que somos mexicanos y si estamos haciendo por - nosotros mismos hay que hacerlo bien, con responsabilidad.

## BIBLIOGRAFIA

- \* Manual sobre el Cálculo de Precios Unitarios de Construcción  
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
- \* Técnica Sueca de Voladuras  
RUNE GUSTAFSSON
- \* Seminario de Construcción de Túneles  
ESIA - ICA
- \* Uso de los Explosivos en México  
ATLAS DE MEXICO, S.A.
- \* Tesis Profesional "Túneles Construcción Costos"  
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
- \* Apuntes Personales del Ing. Cornelio Sánchez Ramos  
Superintendente General del Túnel Ramal Norte
- \* Folleto Informativo sobre Locomotoras  
BLACO INC.
- \* Folleto Informativo Rezagadoras neumáticas  
EIMCO INC.
- \* Apuntes del Curso de Voladura de Rocas  
ARNE SAMUELSON
- \* Folleto Informativo Perforadoras de Pierna  
ATLAS COPCO

\* Mecánica de Suelos II  
Rico Rodríguez - Juárez Badillo

\* Precios Unitarios del Contrato con GAVM