

15  
2 g



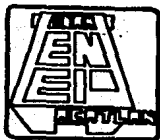
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"**

**"ESTUDIOS GEOFISICOS, GEOTECNICOS  
Y PROYECTO DEL TUNEL CARRETERO  
LA VENTA"**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
MIGUEL ROJO JIMENEZ**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Sta. Cruz Acatlán, Edo. Méx.

1989



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

Indice:

INTRODUCCION 6

Cap. I ANTECEDENTES DEL PROYECTO 9

    I.1 Localización

    I.2 Clima

    I.3 Topografía

Cap. II ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOPISICOS 16

    II.1 Geología regional

    II.2 Fisiografía

    II.3 Estudio geoelectrico

    II.4 Estudio geosismico

Cap. III ESTUDIOS GEOTECNICOS 28

    III.1 Métodos de exploración y muestreo utilizados

    III.2 Localización de los sondeos y su profundidad

    III.3 Cortes litológicos de los sondeos

    III.4 Perfil geológico

    III.5 Propiedades mecánicas de las formaciones rocosas

Cap. IV REVISION, ANALISIS Y DISCUSION DEL PROYECTO 67

    IV.1 Alternativas de sección geométrica

    IV.2 Proceso constructivo

    IV.3 Sistema provisional de soporte

    IV.4 Soporte o revestimiento definitivo

    IV.5 Instrumentación

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 174

BIBLIOGRAFIA 177

## I N T R O D U C C I O N

Para satisfacer las necesidades de una ó varias ciudades en cuanto a comunicación, vivienda y transporte, entre otras, ha sido necesario diseñar y construir una gran variedad de obras civiles, dentro de las cuales se encuentran los túneles.

Los túneles han sido utilizados para conducir agua (residual ó potable), en vasos para ferrocarril, en algunas líneas del tren metropolitano y en carreteras orincipalmente.

En el caso de las carreteras, los túneles orincipal y generalmente se construyen debido a que en zonas montañosas resulta más económico efectuar una excavación subterránea que cortar y remover grandes volúmenes de tierra.

De lo anterior se observa la importancia que tiene la construcción de un túnel, en el proyecto de una carretera; en el caso que nos ocupa, de la nueva carretera México-Toluca, debido a la topografía montañosa se consiieró conveniente construir un par de túneles carreteros, paralelos, a la altura del Km 26.0 del antiguo trazo, los cuales en conjunto fueron denominados como túnel "La Venta".

En los proyectos de túneles y obras subterráneas se han desarrollado varios métodos de diseño y técnicas de construcción de acuerdo a las necesidades de estas obras y a las características de los terrenos donie se construyen. Para lograr la máxima eficiencia al realizar el diseño y la construcción de

un túnel es necesario contar con la mayor cantidad de información posible de recabar, al respecto de las necesidades que generan el diseño, proyecto y construcción de la obra.

Al respecto se estableció en el presente trabajo como objetivo el analizar y revisar los estudios geofísicos y geotécnicos realizados, así como discutir los alcances y alternativas de solución consideradas para el proyecto del túnel, definir su proceso constructivo y diseñar los ademes provisionales y definitivos que requirieron; pretendiendo con ello presentar la secuencia de ejecución del proyecto y diseño de un túnel carretero.

En este trabajo, en el primer capítulo se presentan los antecedentes del proyecto, tales como localización de la obra, clima y topografía de la zona donde se encuentra, como se verá más adelante estos factores influyen en cierta medida en el proyecto del túnel.

El segundo y tercer capítulo se refieren a los estudios de exploración geotécnica indirecta y directa respectivamente, que se realizaron para estudiar y fundamentar el proyecto del túnel carretero "La Venta". Tales estudios son muy importantes en la realización de una obra subterránea, debido a que proporcionan información del tipo y características estructurales de los materiales que existen a lo largo del trazo del túnel además de sus propiedades físicas y mecánicas.

En el cuarto capítulo se analizan las diferentes alternativas de solución que se consideraron para el diseño y construcción de este túnel. De las diferentes alternativas se eligió la que se consideró más apropiada de acuerdo a factores estructurales y de construcción.

Con objeto de estimar la necesidad de un soporte temporal así como de sus características, en este trabajo se realiza un diseño de soporte temporal, el cual se compara con el adoptado para la construcción del túnel "La Venta"; es importante mencionar que debido a la falta de precisión de algunos datos de las propiedades mecánicas de los materiales en que se excavó el túnel así como a algunas simplificaciones de tipo estructural, la comparación efectuada resulta aproximada.

La instrumentación de un túnel es importante, pues proporciona información del comportamiento estructural de la excavación, en el túnel "La Venta" se diseñó e implementó un programa de instrumentación, cuyos resultados, así como su análisis y comparación se presentan en el cuarto capítulo.

C A P I T U L O I

ANTECEDENTES DEL PROYECTO

La información de los Estudios Geofísicos, Geotécnicos e Instrumentación fué recabada en la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

En la construcción de la nueva carretera México-Toluca aproximadamente a la altura del kilómetro 26 de la actual carretera del mismo nombre, se tuvo la necesidad de construir dos túneles paralelos, debido a el trazo de la nueva carretera y la topografía del terreno, los dos túneles tienen una longitud de 350 m. cada uno, donde su trazo en el cuerpo derecho tiene una pendiente longitudinal de 3.0 % y de 3.5 % en el cuerpo izquierdo. Ambos cuerpos tienen un grado de curvatura de 3° 15'.

Los dos túneles darán paso a los dos sentidos de circulación que tiene esta vía.



### I.1 Localización

La zona de la carretera en estudio, se localiza a la altura del kilómetro 26 de la actual carretera México-Toluca y queda entre los cadenamientos 7+620 al 8+000 del trazo de la nueva carretera, correspondiendo al tramo La Marquesa-La Venta, subtramo Las Cruces-La Venta (de estación 5+443.019 a 8+912.492 con origen en La Marquesa Edo. de México.)

Esta zona se localiza al Poniente de la ciudad de México, aproximadamente entre las coordenadas:

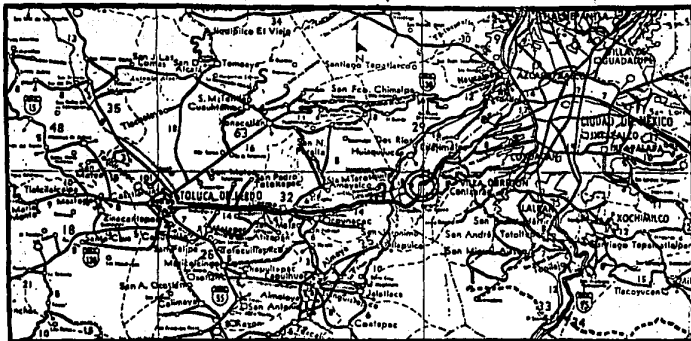
2,135,500 a 2,136,000 UTM


y

466,300 a 466,300 UTM

entre los poblados Las Maromas y El Cerro Colorado en la delegación Guajimalpa D.F. , en la fig. I-1 se muestra la localización de esta zona en la región, donde el acceso se realizó por la carretera existente.

Observando esta localización y vías de acceso, se puede decir que para la ejecución de la obra, los problemas que se tuvieron para manejo de materiales y equipo no fueron tan difíciles de resolver.



		ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES MEXICANOS "INGENIERIA CIVIL"	
<b>U N A M</b>	<b>FESIS PROFESIONAL</b>		Locación Regional
	TÍTULO "LA TESTA"		de la zona del Tínel
	PLANO 1-1		SEÑAL ROJO AMERES TIRACION-2
	E.E.C. SIN		

## I.2 Clima

Las características ambientales de la zona en estudio, de acuerdo con los datos al respecto observados en la estación meteorológica más próxima, con un clima semejante, es la de La Marquesa, donde se han registrado precipitaciones medias anuales de 1362 mm (1961-1982) y temperaturas medias anuales de 10.05° C.

Los meses con menores precipitaciones son los comprendidos entre Noviembre y Marzo, mientras que las temperaturas medias mensuales inferiores a 10°C, se presentan entre Octubre y Febrero. El clima de esta zona se puede definir como super húmedo y semi frío.

De acuerdo con los datos de precipitación pluvial y a lo observado durante la ejecución de la obra, se tuvieron incrementos en las filtraciones de agua, de cierta magnitud que no causaron serios problemas en la construcción del túnel durante los meses de Abril a Septiembre.

## I.3 Topografía

En la zona donde se encuentra el túnel La Venta y específicamente entre los kilometrajes 8+000 al 7+585 del trazo de la nueva carretera México-Toluca (trazo La Marquesa-La Venta), la superficie del terreno es montañosa, con algunas depresiones (barrancas pequeñas).

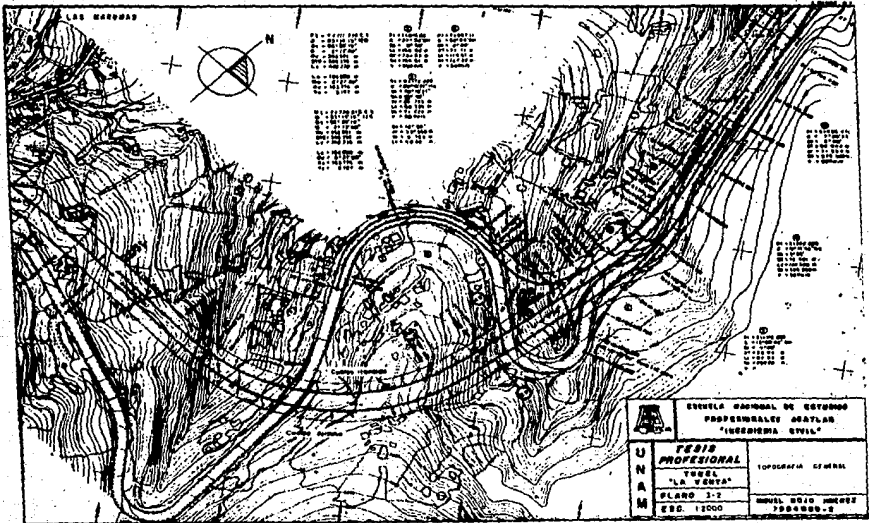
Si el recorrido del tramo donde se encuentra el túnel se realiza en dirección a Toluca, antes de llegar a la entrada del túnel, en el Km 8+060 el trazo de la nueva carretera cruza una pequeña barranca de profundidad promedio de 30.0 m, parte de la depresión antes mencionada fué rellena con el terraplen del nuevo trazo.


A la salida del túnel en el Km 7+560, existe otra depresión hacia el lado norte de la carretera, cuya profundidad promedio es de 32.0 m; en la fig. I-2 se muestra la topografía de la zona.

La construcción del túnel surgió de la necesidad de cruzar una loma con el trazo de la nueva carretera, dicha elevación se encuentra entre los cadenamientos 7+980 al 7+580 del trazo antes citado.

Las pendientes naturales del terreno en el área del túnel indican que el escurrimiento del agua en época de lluvias es hacia afuera de dicha área, por lo que no se tuvieron serios problemas en el control del agua producto del escurrimiento en el periodo de construcción, también durante la operación del túnel se ha observado que no existen problemas para el manejo del agua proveniente de la precipitación pluvial.

Como en este caso el terreno es una elevación se dedujo en forma preliminar que los materiales del subsuelo eran rocas, además la vegetación en la superficie consiste en pastos por lo que no se consideró que hubiese estratos de suelo de gran espesor.



	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES DE ATLAS "INGENIERIA CIVIL"	
	<b>UNIVERSIDAD PROFESIONAL</b>	TOPOGRAFIA GENERAL
	TUNEL "LA CUESTA"	
	PLANO 1:2	MONIL BUJO MURCIA 1988000-2

C A P I T U L O   I I

ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOPISICOS

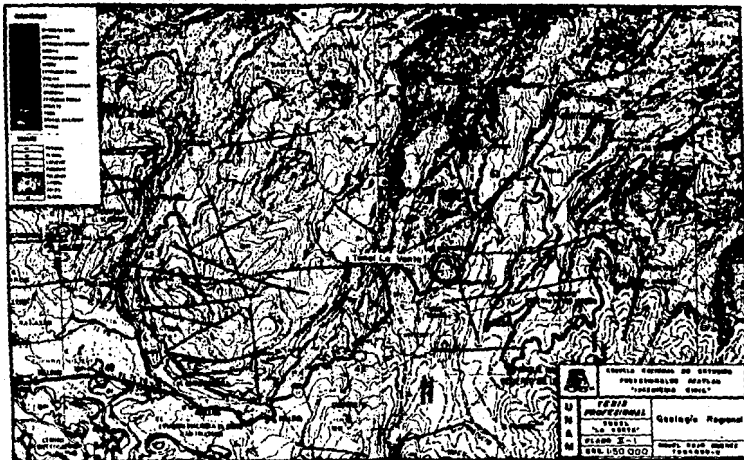
La realización de investigaciones geológicas y geofísicas es muy importante para el proyecto y construcción de túneles, ya que mediante estos estudios se puede definir con cierta precisión a los materiales en que se va a trabajar, lo cual nos permitirá determinar el sistema de soporte requerido y el proceso constructivo a utilizar, por lo tanto si se cuenta con esta información, se tomarán mejores decisiones al respecto, con lo que se tendrá un mejor diseño y una construcción más económica.

## II.1 Geología regional

La secuencia litológica de la región donde se encuentra el túnel se describe a continuación:

Rocas Andesíticas (formación Las Cruces) el nombre se debe a una serie de lavas y brechas que afloran entre el Valle de Lerma y el Valle de México. En la zona del túnel es posible observar esta formación en los cortes realizados para la construcción de la antigua carretera México-Toluca, donde la roca se presenta muy intemperizada.

Fuera de la zona del túnel, en los cortes de la antigua carretera se observan afloramientos de brechas que presentan intercalaciones de coladas de lavas andesíticas, mismas que presentan un bajo grado de intemperismo. Estas rocas se consideran del Terciario medio. Ver fig. II-1 donde se presenta el fragmento de la carta geológica donde se localiza la zona del túnel.





#### Depositos Clásticos continentales (formación tarango)

Fuera del área en estudio, hacia el Valle de México se encuentran depósitos clásticos continentales, constituidos por conglomerados con matriz arenosa, arenas y tobas arenosas; estos depósitos sobreyacen a la formación Las Cruces y se consideran del Terciario inferior.

#### Depósitos Limo-Arcillosos (formación Tacubaya).

Sobreyaciendo discordantemente tanto a las rocas ande--  
síticas como a los depósitos clásticos, se encuentran Limos  
arcillosos de color café rojizo, correlacionables con la for--  
mación Tacubaya.

En la zona del túnel estos depósitos afloran constitu--  
yendo una capa superficial de espesor limitado, estos materia--  
les se consideran del Cuaternario.

## II.2 Fisiografía

La área en estudio se encuentra en la provincia fisio--  
gráfica denominada Eje Neo-Volcanico, que atraviesa la repu--  
blica Mexicana de Oeste a Este. Los rasgos fisiográficos que  
dominan en la región han sido formados por los agentes del  
vulcanismo modificados sucesivamente por la erosión.

El drenaje paralelo se dirige hacia el Valle de México.

La información anterior permitió tener una idea de los materiales que era muy probable encontrar en la zona del túnel así, como el origen de estos y algunas de sus características; lo anterior también permitió decidir sobre los tipos de exploración directa e indirecta que convenía realizar, para el estudio de los túneles.

### II.3 Estudio Geoelectrico

Como método de exploración indirecta se realizó un estudio geofísico de resistividad.

El objetivo de dicho estudio consistió en definir las características del subsuelo que atravesó la excavación del túnel, por métodos indirectos. Este estudio consistió en la realización de 18 Sondeos Eléctricos Verticales (SEV), con una abertura máxima entre electrodos de corriente AB= 300 m. Se empleo el método de resistividad en su modalidad de Sondeos Eléctricos Verticales, mediante el arreglo electrodico Schlumberger, el cual se muestra en la fig. II-2

#### II.3.1 Equipo empleado

Para la realización del estudio geoelectrico se empleo el siguiente equipo:

- a) Transmisor TSQ-2E marca Scintrex
- b) Receptor marca Fluke

## DISPOSITIVO SCHLUMBERGER

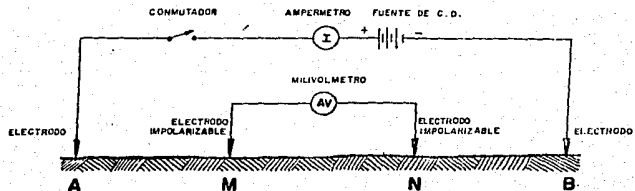


FIGURA — 11-2

- c) Eliminador de potencial marca EC5A-1A
- i) Electrodoos no polarizables EC5A-SP
- e) Electrodoos de corriente de acero
- f) Carretes y cables

En los electrodoos impolarizables se utilizó solución de sulfato de cobre. Los resultados del estudio geoelectrico, se muestran en el plano II-3 .

### II.3.2 Descripción de la resistividad aparente

a) Cuerpo Izquierdo: La sección de resistividad aparente presenta valores que van de 70 a 500 ohm-m, localizandose los más altos en la superficie.

Entre los SEV 15I y 14I las curvas de isoresistividad presentaron una interfase o cambio abrupto causado por un posible contacto lateral.

b) Cuerpo Derecho: En esta sección las resistividades van de 70 a 300 ohm-m, con un contacto o interfase entre los SEV 6D y 5D.

### II.3.3 Interpretación Geoelectrica

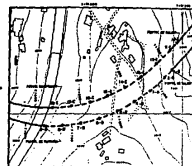
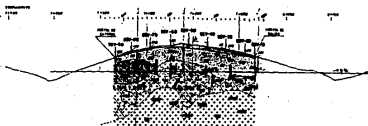
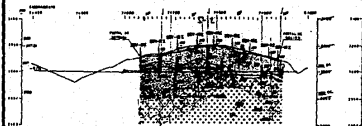
Con base en la interpretación de los SEV se formaron ios secciones, una en cada eje del túnel, las cuales se describen a continuación.

**CUERPO IZQUIERDO**

**CUERPO DERECHO**

**SECCION GEOELECTRICA**

**SECCION GEOELECTRICA**



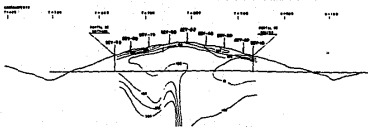
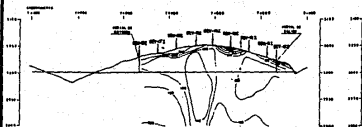
LOCALIZACION DE LOS ELECTRODOS

**POSIBLE LITOLOGIA:**

1	tierra seca
2	tierra húmeda
3	tierra húmeda con gran cantidad de agua
4	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal
5	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal, y gran cantidad de arcilla
6	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal, y gran cantidad de arcilla y sal
7	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal
8	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal
9	tierra húmeda con gran cantidad de agua y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal, y gran cantidad de arcilla y sal

**SECCION DE ISO-RESISTIVIDAD APARENTE**

**SECCION DE ISO-RESISTIVIDAD APARENTE**



**RECOMENDACIONES:**  
 1. Mantener el terreno húmedo y libre de obstáculos.  
 2. Evitar el contacto de los electrodos con el terreno.  
 3. Evitar el contacto de los electrodos con el terreno.  
 4. Evitar el contacto de los electrodos con el terreno.  
 5. Evitar el contacto de los electrodos con el terreno.

**ESQUEMA NACIONAL DE TITULOS PROFESIONALES DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS**

**TERCER PROFESIONAL**  
**TERCER**  
**"LA VERDE"**  
**PLANO 2-3**  
**ESCALA 1:1000**  
**FECHA 1980**

ESCALA 1:1000

a) Interpretación geoelectrica del cuerpo izquierdo.

Como primera capa geoelectrica se detecto la formacion U1 constituida por suelos con espesores de hasta 6.0 m con resistividades que van de 90 a 570 ohm-m.

La siguiente capa geoelectrica que se encuentra es la formacion U2 constituida por tobas con resistividades que oscilan entre 42 ohm-m a 160 ohm-m con espesores de hasta 40.0 m.

Entre los SEV 18I y 15I se detectó la formacion U3 constituida por los boleos empacados en tobas con espesores supuestos, hasta de 50 m ya que en esta seccion no fué posible detectar la base de esta unidad, las resistividades de este paquete geoelectrico van de 210 ohm-m a 290 ohm-m.

Subyaciendo a las tobas, entre los SEV 15I y 13I se detectó la formacion U4' con resistividades entre 8 ohm-m y 88 ohm-m constituida por una andesita fracturada y alterada con un alto contenido arcilloso, en contacto lateral con una andesita fracturada y alterada, que es la formacion U4 con valores de resistividad entre 180 ohm-m y 300 ohm-m y un espesor máximo de 50 m.

Subyaciendo a la formacion U3 bajo los SEV 18I y 14I se detectó a la formacion U4 con una resistividad de 480 ohm-m . El basamento geoelectrico esta constituido por la formacion U5 compuesto por andesita sana y alterada con resistividades calculadas hasta de 1250 ohm-m.

b) Interpretación geoelectrica del cuerpo derecho

La formacion U1 constituida por suelos presenta resis-

tividades entre 65 y 840 ohm-m con un espesor promedio de 8.0 m.

Las tobas de la formación U2 tienen un espesor máximo de 50.0 m con resistividades entre 48 y 120 ohm-m. Entre los SEV 9D y 7D se detectó la formación U3 constituida por boleos grandes con resistividades entre 150 y 200 ohm-m.

La formación U4 en esta sección presenta resistividades que van de 200 a 480 ohm-m con un espesor máximo de 70 m, se detectó bajo el SEV 9D.

Entre los SEV 5D y 4D se detectó, bajo las tobas de la formación U2 a la formación U4' constituida por la andesita fracturada y alterada con un alto contenido de arcillas y resistividades de 53 a 70 ohm-m.

El basamento geoelectrico esta constituido por la andesita sana y fracturada con resistividades calculadas de 1000 ohm-m.

#### II.4 Estudio Geosísmico

Como la estratigrafía en la zona del túnel fué muy evidente, debido a los cortes en la antigua carretera, se decidió no efectuar un estudio geosísmico de refracción, por considerar que la variación de los materiales era pequeña.

En caso de haberse efectuado un estudio geosísmico, los objetivos de éste serían los mismos que los del estudio geoelectrico, y los resultados también nos proporcionarían tipos de formaciones y sus espesores.

Con base en las observaciones geológicas y sobre todo geofísicas se determinó que no existen plegamientos en la zona explorada, la estratigrafía es en capas onduladas siguiendo la conformación de la superficie del terreno, no se detectó la existencia de fallas geológicas ni oquedades, las cuales hubiesen presentado problemas, tanto para el diseño del soporte temporal y definitivo como en la construcción del túnel. De acuerdo con el estudio geoelectrico se determinó que la excavación del túnel cruzaría la siguiente estratigrafía.

#### Cuerpo Izquierdo

Formación	Cadenamientos
U3.- Boleos de andesita empacados en tobas.	Del 7+640 al 7+780
U4.- Andesita fracturada y alterada con alto contenido de arcillas.	Del 7+780 al 7+840
U2.- Tobas de grano fino con algunos horizontes brechoideos.	Del 7+840 al 7+940



## Cuerpo Derecho

Formación	Cadenamientos
U3.- Boleos de andesita empacados en tobas.	Del 7+640 al 7+720
U4.- Andesita fracturada y alterada.	Del 7+720 al 7+780
U4'.- Andesita fracturada y alterada con alto contenido de arcilla.	Del 7+780 al 7+844
U2.- Tobs de grano fino con algunos horizontes brechoides.	Del 7+844 al 7+940

Como se puede observar la formación U5, constituida por andesita sana poco fracturada, no sería interesada por la excavación del túnel.

Debido a que existió variación en los materiales a lo largo del túnel, el proceso constructivo debió ser adaptable a dichos cambios, así como el sistema de soporte temporal.

Se recomendó correlacionar la información del estudio geoelectrico con la información obtenida en la exploración directa, otra recomendación fué efectuar los sondeos de exploración directa a la altura del SEV 141 ó 7D, donde se pudo muestrear la mayoría de los materiales existentes.

Otra recomendación que se hizo fué la de tener especial cuidado durante la excavación en la formación U3 debido a la posible caída de grandes boleos empacados en tobas.

**C A P I T U L O   I I I**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS**

Como parte de los estudios, que para definir las características geométricas, procedimiento constructivo y sistemas de ademe provisional y definitivo de los túneles La Venta, se programó la realización de siete sondeos de muestreo directo.

El objetivo de este trabajo consistió en lo siguiente:

- a) Efectuar siete sondeos de muestreo directo.
- b) Realizar la clasificación geológica de las muestras obtenidas y obtención del perfil geológico de cada sondeo.
- c) Elaboración de un perfil geológico donde se indiquen las formaciones geológicas que se verían interesadas por la construcción de los túneles.

### III.1 Métodos de Exploración y Muestreo utilizados.

En atención a las características geológicas de las formaciones que afloran en el área o se perciben en la zona, donde existen limos arcillosos de color café rojizo a gris, pasando por amarillento, así como brechas y rocas andesíticas muy intemperizadas, los sondeos S-1, S-2 y S-3 se realizaron con una perforadora de tipo hidráulico, en este caso se usó una LONGYEAR 24 y como muestreador se usó un barril tipo DENISON, en los materiales limo-arcillosos y gravas, y un barril tipo NXL de diamante, en el caso de boleas, brechas y rocas andesíticas.

Los sondeos S-5 y S-7 fueron ejecutados con una máquina ACKER 34 y los sondeos S-4 y S-6 se realizaron con la perforadora hidráulica antes citada. Cuando el material explorado lo permitió se obtuvo el registro acusado por la prueba de Penetración Estándar, lo que ocurrió en materiales producto de alteración de depósitos.

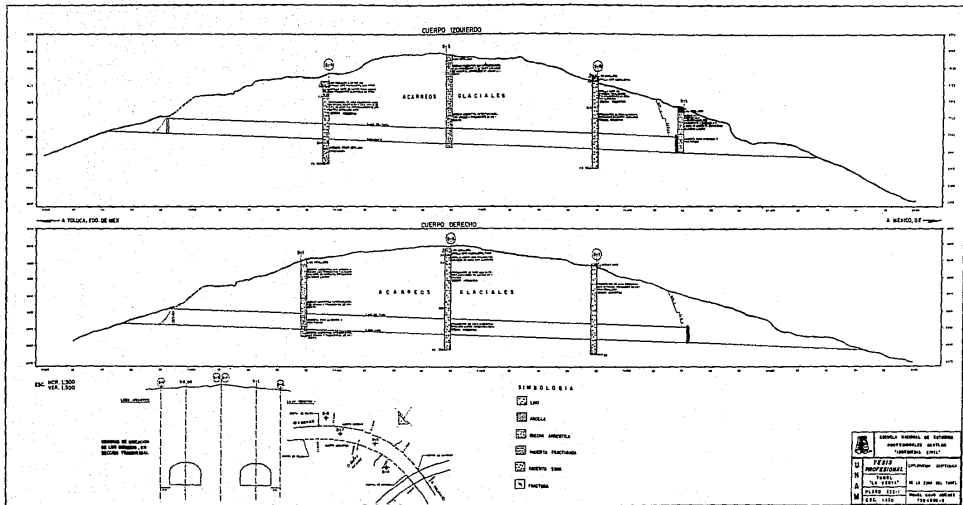
### III.2 Localización y profundidad de los sondeos.

Los sondeos quedaron localizados de la siguiente forma:

Sondeo	Profundidad	Localización <sup>(1)</sup>	Cuerpo
S-1	46.00 m	7+680	Derecho
S-2	55.00 m	7+780	Izquierdo
S-3	25.00 m	7+940	Izquierdo
S-4	48.50 m	7+693	Izquierdo
S-5	59.50 m	7+780	Sección Central
S-6	55.00 m	7+660	Derecho
S-7	54.00 m	7+880	Sección Central

La localización de los sondeos se muestra en el plano No. III-1.

1.- La localización esta referida al tramo Las Cruces-La Venta de estación Km 5+443.019 a Km 8+912.49.



### III.3 Cortes litológicos de los sondeos.

Con el fin de conocer las características litológicas de los materiales que se encontraron en los sondeos efectuados a lo largo de ambos cuerpos y la sección central, se elaboraron los cortes litológicos de los mismos, a continuación en los siguientes cuadros se describen los tipos de materiales encontrados en cada sondeo.

## Cuadro No. 1

## TUNEL LA VENTA

Sondeo No. 1

Localización: Km 7+680, Cuerpo Derecho

Autobista México-Toluca, Tramo La Marquessa-La Venta

Subtramo Las Cruces-La Venta

## P R O F U N D I D A D

## L I T O L O G I A

0.00 - 4.40

Limo arcilloso color café amarillento. Entre 3.30 y 4.40 Boleos de andesita.

4.40 - 30.60

Brecha andesítica intemperizada fragmentos de roca en matriz limosa y arenosa; la coloración es café rojiza.

30.60 - 34.40

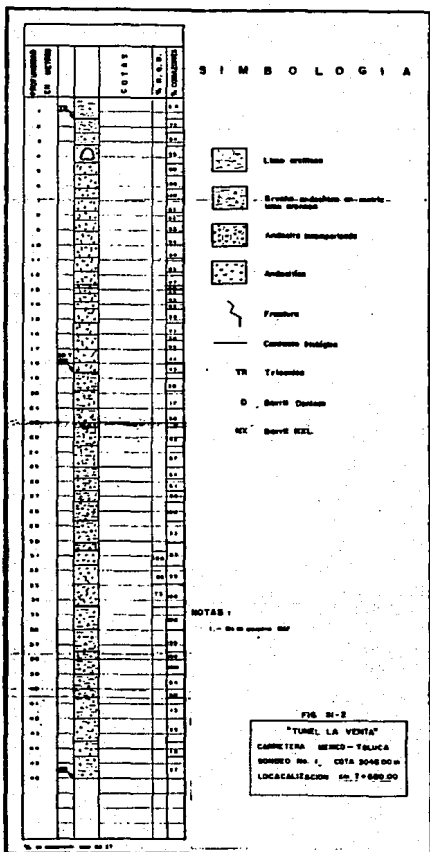
Andesita. Se observan fracturas a 32.90, 33.50 y 34.00. La coloración varía entre gris y café rojizo.

34.40 - 46.00

Brecha andesítica de color café rojizo, la matriz es arenosa y limosa.

El perfil litológico del sondeo No. 1 se muestra en la fig.

III-2.





## Cuadro No. 2

## TUNEL LA VENTA

## Sondeo No. 2

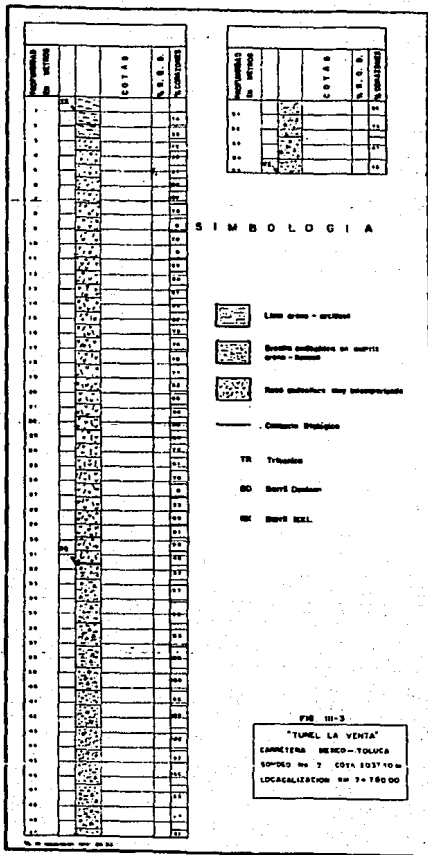
Localización: Km 7+780, Cuervo Izquierdo

Autopista México-Toluca, Tramo La Marquesa-La Venta.

Subtramo Las Cruces-La Venta

PROFUNDIDAD	LITOLOGIA
0.00 - 2.80	Limo arcilloso café rojizo.
2.80 - 31.60	Rocas anesíticas muy intemperizadas (lavas, y brechas, arcilla, limo, arena y fragmentos de roca)
31.60 - 55.00	Brecha anesítica intemperizada.

El corte litológico del sondeo No. 2 se muestra en la fig. III-3.



## Cuadro No. 3

## TUNEL LA VENTA

Sondeo No. 3

Localización: Km 7+940, Cuerpo Izquierdo

Autovista México-Toluca; Tramo La Marquesa-La Venta

Subtramo Las Cruces-La Venta

## P R O F U N D I D A D

## L I T O L O G I A

0.00 - 4.60

Limo arcilloso color café rojizo.

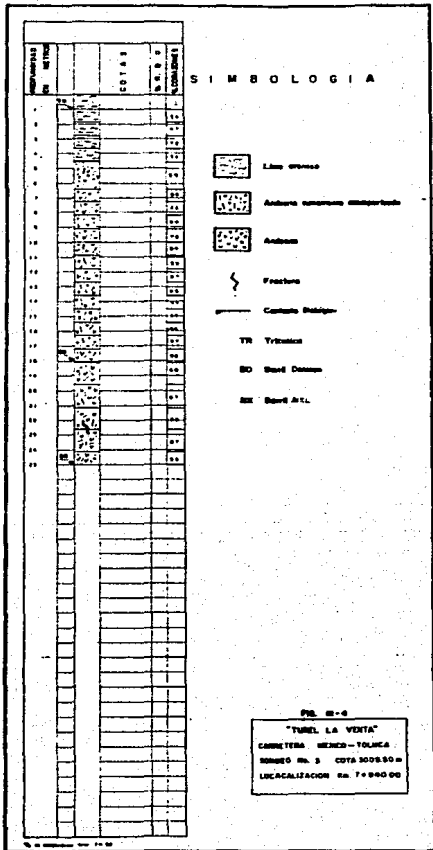
4.60 - 18.10

Rocas andesíticas sumamente  
intemperizadas color gris  
(arena limosa).

18.10 - 25.00

Andesita de color café rojizo  
intemperizada.  
Fractura entre 22.40 y 22.60.

El corte litológico del sondeo No. 3 se muestra en la fig.  
III-4.



## Cuadro No. 4

## TUNEL LA VENTA

## Sondeo No. 4

Localización: Km 7+693, Cuerpo Izquierdo  
Autopista México-Toluca; Tramo La Marquesa-La Venta  
Subtramo Las Cruces-La Venta

## P R O F U N D I D A D

## L I T O L O G I A

0.00 - 8.60

Limo arcilloso café oscuro y arcilla amarillenta muy firme.

8.60 - 36.20

Fragmentos de roca andesítica, poco alterada color rosa y gris hasta de 1.0 m de diámetro con matriz arcillosa café (Brecha andesítica).

36.20 - 48.50

Andesita color rosa muy fracturada.

El corte litológico del sondeo No. 4 se muestra en la fig III-5.



## Cuadro No. 5

## TUNEL LA VENTA

## Sondeo No. 5

Localización: Km 7-780, Sección Central  
 Autonista México-Toluca, Tramo La Marquesa-La Venta  
 Subtramo Las Cruces-La Venta

PROFUNDIDAD	LITOLOGIA
0.00 - 2.90	Limo arcilloso café rojizo y arcilla café amarillenta y firme.
2.90 - 7.50	Arcilla limosa con fragmentos aislados de roca muy alterada (Brecha andesítica).
35.00 - 59.50	Fragmentos de roca andesítica sana, con matriz cementada dura Brecha andesítica menos alterada.

El corte litológico del sondeo No. 5 se muestra en la fig. III-6.





## Cuadro No. 6

## TUNEL LA VENTA

Sondeo No. 6

Localización: Km 7+880, Cuerpo Derecho

Autopista México-Toluca, Tramo La Marquesa-La Venta

Subtramo Las Cruces-La Venta

## P R O F U N D I D A D

## L I T O L O G I A

0.00 - 4.00

Limo arcilloso café y arcilla  
café amarillenta.

4.00 - 12.00

Arcilla café de diversas tonali-  
dades con fragmentos de roca muy  
alterada (Brecha andesítica).

12.00 - 55.00

Fragmentos de roca alterada em-  
pacados en matriz arcillosa.  
(Brecha andesítica).

El corte litológico del sondeo No. 6 se muestra en la fig.  
III-7.

TITULO <u>CAJILLA DE BARRAS</u> <u>COMPUTERIZACION DE BARRAS</u> Nombre <u>DR. DANIEL SERRAS</u> Fecha _____		FOL. 31-7
ELABORADO EN LINDO BARRILADO CAJE BARRILLA CAJE AMBILLENTO BARRILLA CAJE EN DIVERSOS TONALIDADES CON FRAGMENTOS DE BARRAS MUY ALTERNADA BARRILLA AMBILLENTO FRAGMENTOS DE BARRA ALTA BARRA EMPACADOS EN BARRAS BARRILLOSA BARRILLA AMBILLENTO	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100
VTA. DEL BARRILLO DE BARRA		100% BARRILLOSA, 75% BARRILLOSA, 50% BARRILLOSA, 25% BARRILLOSA, 0% BARRILLOSA
100% BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA		100% BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA <input type="checkbox"/> BARRILLOSA

## Cuadro No. 7

## T U N E L   L A   V E N T A

Sondeo No. 7

Localización: Km 7+880, Sección Central

Autopista México-Toluca, Tramo La Marquesa-La Venta

Subtramo Las Cruces-La Venta

## P R O F U N D I D A D

## L I T O L O G Í A

0.00 - 1.0

Arcilla café

1.00 - 54.00

Fragmentos de roca andesítica  
muy alterada empacados en matriz  
arcillosa y limosa (Brecha ande-  
sítica).

El corte litológico del sondeo No. 7 se muestra en la fig.  
III-8.

CANTON <u>JINJA BA SANTA</u> PROVINCIA <u>CAHABAMA</u> DISTRITO <u>EL CANTON</u> FECHA <u>2</u> DE <u>AGOSTO</u> DE <u>1952</u>		FOLIO <u>10</u>
EXAMINACION		EN COMERCIO, N.º DE REG. N.º
ARCILLA CASI FRAGMENTOS DE BOLSA ANONDI- TICA MUY ALTERADA EMPACA- DOS EN MATERIA ARCILLOSA ORICHA ARGENTINA		
"SE" "SE" "SE" "SE" "SE"		"SE" "SE" "SE" "SE" "SE"
OBSERVACIONES		OBSERVACIONES

### III.4 Perfil Geológico

Tomando en consideración los resultados de los sondeos de exploración, así como los datos obtenidos en los sondeos de resistividad eléctrica y los datos de geología superficial obtenidos durante una visita de inspección en el campo, se elaboró un perfil geológico de los túneles, donde se anotaron los siete sondeos efectuados, en los dos ejes de los túneles y la sección central.

El análisis del perfil geológico indicó la presencia en la superficie de una capa de limos arcillosos de color café rojizo cuyo espesor varía entre tres y ocho metros máximo; esta capa es correlacionable con la que en los sondeos eléctricos resultó tener resistividades comprendidas entre 90 y 570 ohm-m.

Subyacente a esta capa, se encontraron lavas y brechas andesíticas sumamente intemperizadas que se presentan como limos arenosos y arcillosos con fragmentos de roca, esta capa se encontró en el sondeo S-2 hasta los 31.60 m de profundidad, mientras que en los sondeos S-1 y S-3 se encontró hasta 30.60 m y 18.10 respectivamente. Así mismo este material se localizó en los sondeos S-4, S-5, S-6 y S-7 hasta los 32.60, 35.00, 55.00 y 54.00 m de profundidad respectivamente.

En el sondeo S-1 los fragmentos de roca contenidos en estos materiales obligaron a la utilización de broca NXL para su perforación.

En los sondeos S-2 y S-3 la roca intemperizada se atravesó con barril Denison.

Debido al intemperismo de estos materiales, no fué posible diferenciar la brechas de las lavas andesíticas. Estas rocas se pueden correlacionar con los materiales que presentan resistividades eléctricas comprendidas entre 42 y 160 ohm-m.

Subyaciendo a los materiales intemperizados se encontró en los sondeos S-1 y S-2 una brecha andesítica con matriz arenosa intemperizada, que presentó en el sondeo S-1 la intercalación de una colada de lava de 3.0 m. de espesor, mientras que en el sondeo S-3 se encontró una andesita intemperizada.

No se consideró que la colada de lava observada en el sondeo S-1 tuviese mucha extensión, ya que a lo largo de la carretera a Toluca se observaron condiciones similares es decir brechas andesíticas con intercalaciones de pequeñas coladas de lava.

Las brechas andesíticas presentaron una matriz arenosa y limosa, aunque dentro de la masa rocosa se podrían encontrar pequeñas zonas de materiales sueltos. Las andesitas del sondeo S-3 se presentaron intemperizadas por lo que se pueden disgregar fácilmente.

Las brechas y las lavas andesíticas se pueden correlacionar con las rocas que presentan resistividades entre 53 y 600 ohm-m.

Los sondeos de exploración indicaron que después de una capa de materiales limo arcillosos de 3.0 a 8.0 m. de espesor existen rocas andesíticas sumamente intemperizadas que

se encontraron a la entrada y salida del túnel.

El túnel en general se excavaría en materiales constituidos por brechas y lavas andesíticas intemperizadas.

Debido a que en las brechas y lavas andesíticas no se presentaron fenómenos de fracturamiento considerables y a que la matriz de las brechas tiene cementante, no se consideró que se presentarían problemas de caídos en el túnel, pero de manera preliminar se recomendó utilizar, como soporte provisional, concreto lanzado, ya que con este tipo de ademe se protege a los materiales del intemperismo, con lo que se evita la alteración de las propiedades físicas y mecánicas de los mismos.

El ademe metálico con retaque de madera era probable utilizarlo únicamente en caso de encontrar, dentro de la masa rocosa, partes con materiales sueltos que sin embargo se consideraron esporádicos.

Se recomendó que durante la excavación del túnel al emplear explosivos, utilizar cargas controladas con el fin de evitar daños a algunas construcciones que se encuentran en la superficie.

El perfil elaborado con los sondeos es el que corresponde al plano III - 1.

Durante la excavación de los túneles, se realizó un registro de los materiales encontrados durante la construcción de los dos cuerpos, de tal manera que los materiales excavados fueron los siguientes:

CUERPO DERECHO

<u>Cadenamiento</u>	<u>Material en que fué excavado el túnel</u>
7 + 596 a 7 + 640	Brecha andesítica intemperizada
7 + 640 a 7 + 740	Brecha andesítica intemperizada con intercalaciones de coladas de lava
7 + 740 a 7 + 845	Brecha andesítica intemperizada
7 + 845 a 7 + 945	Andesita fracturada poco intemperizada



## CUERPO IZQUIERDO

<u>Cadenamiento</u>	<u>Material en que fué excavado el túnel</u>
7+591 a 7+640	Brecha andesítica intemperizada
7+640 a 7+745	Brecha andesítica con intercalaciones de coladas de lava
7+745 a 7+846	Brecha andesítica intemperizada
7+846 a 7+935	Andesita fracturada poco intemperizada

En terminos generales, se observa que los túneles fueron excavados en los materiales que se habian supuesto con base en los estudios geofísicos y de exploración directa, las variaciones que existen son mínimas, es decir que consisten no tanto en el tipo de material encontrado sino a la longitud en que fueron encontrados a lo largo de la excavación.

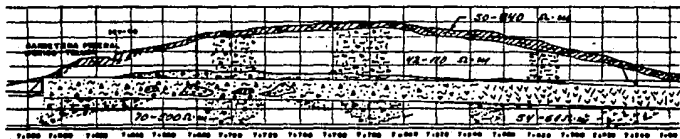
Con base en la información anterior se elaboró un perfil geológico de los materiales excavados a lo largo de los dos cuernos del túnel, este perfil se muestra en la fig. III-9.

El hecho de que a través de una exploración bien programada y realizada se obtengan datos muy fieles de las formaciones litológicas y materiales de la zona, en la cual se pretende construir una obra civil nos será de mucha utilidad para llevar a cabo de una forma correcta las etapas de proyecto, diseño y construcción de la obra, lo cual se verá reflejado en un menor costo y tiempo de ejecución de la misma.

### CUERPO IZQUIERDO



### CUERPO DERECHO



#### SIMBOLOGIA



LIMO ARCILLOSO



BRECHA ANDESITICA CON  
INTERCALACIONES DE CO-  
LADAS DE LAVA



BRECHA ANDESITICA  
INTERPERIZADA



ANDESITA FRACTURADA  
POCO INTERPERIZADA



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES ACATLAN  
"INGENIERIA CIVIL"

U  
N  
A  
M

TESIS  
PROFESIONAL

TUBEL  
"LA VENTA"

PLANO III-B  
ESC. SN

PERFIL GEOLOGICO  
DE LOS MATERIALES  
EXCAVADOS

INGENIERO ROJO JUAREZ  
7804080-2

### III.5 Propiedades mecánicas de las formaciones rocosas.

Para diseñar los sistemas de soporte tanto provisional como definitivo y elegir el proceso constructivo del túnel, fué necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales en los que se realizaría la excavación del mismo, tales propiedades son: La cohesión, resistencia a la compresión simple, ángulo de fricción interna, el peso volumétrico, índice de calidad de roca (RQD), porosidad e índice de absorción, principalmente.

Estos datos fueron necesarios para predecir ó suponer un cierto comportamiento de las formaciones rocosas bajo cierta magnitud de esfuerzos, para conocer estos parametros fué necesario hacer pruebas de laboratorio y observaciones de campo.

En el proyecto del túnel La Venta se realizaron pruebas de compresión simple y compresión triaxial principalmente, en las muestras obtenidas en los sondeos de exploración directa S-1, S-2 y S-3, los resultados de mayor interes son los de las muestras obtenidas a la profundidad en la que se ubicó la excavación del túnel, así como a una altura aproximada de 15.0 m arriba de la clave y dos metros hacia abajo a partir de la rasante.

Los resultados de las muestras del sondeo S-1 se muestran en la tabla III-10.

En los datos de resistencia a la compresión simple se observó un valor máximo de 904.0 kg/cm<sup>2</sup> y un mínimo de 29.9 kg/cm<sup>2</sup>, el valor máximo corresponde a un material de boleó de roca andesítica, la obtención de la muestra es casi superficial por lo cual no se verá afectado por la excavación. El valor mínimo si se encuentra dentro de la zona de influencia de la excavación considerada preliminarmente, por lo tanto debe tomarse en cuenta este dato, el material ensayado corresponde a una brecha andesítica en matriz limo-arenosa intemperizada.

Por lo que se refiere a los materiales que se consideraron dentro de la zona de excavación, estos presentan en sus resultados cambios bruscos en su resistencia, en los valores se observa un mínimo de 40.2 kg/cm<sup>2</sup>, a la profundidad de 37.4 m. el material ensayado es brecha andesítica, el valor máximo es de 543.4 kg/cm<sup>2</sup> a la profundidad de 32.90 m. este material corresponde a una andesita fracturada, la profundidad anterior esta cerca de la clave del túnel, es decir queda dentro de la excavación.

Las pruebas de índice de absorción en los materiales de la zona de excavación presentan valores de 6.18%, 7.02% y 6.51% los cuales se consideraron bajos.

En las muestras del sondeo S-2 se obtuvieron los resultados que se observan en la tabla III-11.

Los resultados son de muestras consideradas dentro de la zona de influencia de la excavación así como en el interior de esta. El valor máximo observado es de 144.70 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 45.0 m, el material es brecha andesítica, la

muestra se considere dentro de la zona de excavación, es importante observar que de esa misma muestra (la longitud del material recuperado fué de 1.50 m según el registro del sondeo) se realizó otra prueba de compresión simple cuyo resultado fué de  $30.1 \text{ kg/cm}^2$ , esto nos representa un cambio grande en esta propiedad de los materiales por excavar, por lo que se tuvo cierto cuidado en los valores elegidos como representativos de las propiedades de los materiales.

El valor más bajo presentado en estas muestras es de  $5.6 \text{ kg/cm}^2$  y  $6.6 \text{ kg/cm}^2$ , el primero es de una brecha volcánica andesítica a una profundidad de 35.70 m, la cual se considera dentro de la zona de influencia arriba de la clave del túnel, el segundo valor corresponde al mismo material, la profundidad de obtención de la muestra es de 52.5 m, misma que se considera próxima a la rasante del túnel. La variación de los demás valores de resistencia a la compresión simple es menor según se observa en la tabla.

El índice de absorción de la brecha andesítica dentro de la zona de excavación aumento con respecto a la muestra del sondeo S-1, los valores observados son 8.77% a una profundidad de 41.20 m considerada como la de la clave del túnel, 14.24% a una profundidad de 51.0 m, estos datos se tomaron en cuenta para el control del agua de filtración durante el proceso constructivo.

La tabla III-12 muestra los resultados de las muestras del sondeo S-3, las pruebas solo se realizaron en las muestras consideradas en la profundidad de la zona de excavación el

valor máximo es de 487.3 kg/cm<sup>2</sup> en la profundidad 22.60 m y se vuelve a tener una variación grande en la misma muestra al practicar otra prueba y obtener un resultado de 21.30 kg/cm<sup>2</sup> el material corresponde a una brecha andesítica intemperizada.

El valor menor es de 18.30 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 19.10 m el material es andesita fracturada de color gris. Los valores en general presentan otra vez gran variación.

El índice de absorción es menor en la roca andesita fracturada, los valores son 9.25 % y 4.03 % lo que representa menor alteración con respecto a la brecha andesítica.

Con las gráficas de esfuerzo deformación de cada prueba se pudo estimar el módulo de elasticidad (E) de los materiales, este dato es importante para el diseño del revestimiento definitivo.

El peso volumétrico también se obtuvo en cada muestra este parámetro es importante para el cálculo de presiones de los materiales sobre el sistema de soporte.

El parámetro índice de calidad de roca (RQD) se tomó en cuenta para elegir de una forma cualitativa el tipo de soporte provisional requerido y el proceso constructivo a emplear.

De los resultados de la penetración de los sondeos S-4, S-5, S-6, y S-7 se determinó un ángulo de fricción interna promedio de 35°.

Las tablas III-13, III-14 y III-15 presentan resultados de pruebas de compresión tiraxial, practicadas en materiales superficiales, ubicados en los portales Este (México) y Oeste (Toluca), para determinar sus propiedades mecánicas con objeto de definir los cortes de los taludes de dichos portales.

Los materiales son principalmente limos arcillosos de plasticidad variable, presentan mediano contenido de agua el cual en promedio es de 45 % pero existen valores más pequeños, el valor de la cohesión se consideró regular ya que se observan variaciones importantes en las distintas muestras ensayadas.

Es importante que el contenido de agua sea bajo pues esto nos indica que el material tendría una mejor resistencia a esfuerzo cortante, lo cual contribuye a la estabilidad de los taludes.

De acuerdo al índice de calidad de roca (RQD) promedio observado en los tres primeros sondeos que es de 64.37 %, 55.5 % y 69.37 % respectivamente, los materiales en que se excavaría el túnel se consideraron como Rocas estratificadas y fracturadas de mala calidad, debido a que el RQD de estas no superó el 75 % esto mismo nos indica que se requería soporte provisional sistemático. De lo anterior se observa que es recomendable para estimar las presiones sobre el soporte provisional y el diseño del mismo, emplear métodos que tomen en cuenta el efecto de arco en suelos ya que este se presenta en materiales como en los que se excavaría el túnel.

Respecto a la resistencia a la compresión simple en los materiales en los que se excavaría el túnel, es baja al obtener el promedio de las muestras de los primeros tres sondeos a la profundidad de la zona de influencia de la excavación.

La cohesión se calculó por medio del círculo de Mohr como la mitad de la resistencia a la compresión simple.

Para efectos de completar este trabajo se determinaron valores de los parámetros empleados en el diseño del soporte provisional y definitivo, tomando en cuenta los datos observados en cada sondeo y haciendo un promedio de los tres primeros sondeos en algunos casos, pues en los otros cuatro sondeos de exploración directa no se realizaron pruebas de laboratorio, solamente se realizó en algunos estratos la prueba de penetración estándar.

Los valores de las propiedades empleadas en el diseño se muestran a continuación:

Material	Brecha volcánica andesítica
Peso volumétrico natural	2000 kg/cm <sup>2</sup>
Índice de calidad de roca	61.3 %
Ángulo de fricción interna	35 °
Resistencia a la compresión simple	19.0 kg/cm <sup>2</sup>
Cohesión	2.8 kg/cm <sup>2</sup>
Índice de absorción	10.0 %
Módulo de elasticidad	11 410 kg/cm <sup>2</sup>



Se consideró que el material predominante a lo largo del túnel es la Brecha Volcánica andesítica, el peso volumétrico natural se obtuvo de hacer un promedio de los materiales en cada sondeo y posteriormente haciendo otro promedio de los tres primeros sondeos.

Para la resistencia a la compresión simple se tomó un valor entre el rango observado en los resultados de las pruebas de cada sondeo, también se eligió haciendo una comparación con los valores presentados por este mismo material en túneles excavados para conducción de agua potable, los cuales se encuentran en la región cerca de la zona del túnel La Venta.

El valor de la cohesión es el más bajo observado a partir de la mitad del valor de la resistencia a la compresión simple y como no se determinó en base a una prueba de compresión triaxial este valor se usó muy poco y casi no se tomó en cuenta para planteamientos del diseño del soporte temporal debido a su dudosa obtención.

El ángulo de fricción interna se obtuvo de los sondeos S-4, S-5, S-6 y S-7 a partir de la prueba de penetración estandar y haciendo un promedio similar para obtener el peso volumétrico.

Tabla III-10 Propiedades de los materiales pertenecientes al sondeo No 1

Descripción	Prof. (m)	$\gamma_{nat}$ (kg/m <sup>3</sup> )	H.Q.D. (%)	$\eta$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Fragmento de andesita dura color gris poco fracturada	3.30 4.40	2 660	100	904.0	452.0	32 280
Brecha arcillosa cementada, Brecha andesítica gruesa.	25.70 26.50	2 320	24.6	340.5	170.25	14 117
Brecha volcánica andesítica, color café	27.30 28.60	1 970	81.6	29.90	14.95	996.66
Brecha volcánica andesítica café claro	30.10 31.60	2 640 2 620	82.1	291.7 640.1	145.85 320.05	19 166 35 150
Andesita gris fracturada.	31.60 32.90	2 480	88.6	379.3	189.65	21 176
Andesita gris fracturada	32.90 34.40	2 520	82.7	543.4	271.7	31 515
Andesita gris fracturada	34.40 35.90	2 184	82.7	70.4	35.20	12 222

Continuación de la tabla III-10

Descripción	Prof. (m)	$\gamma_{nat.}$ (kg/m <sup>3</sup> )	R.Q.D (%)	q (kg/cm <sup>2</sup> )	a (kg/cm <sup>2</sup> )	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Andesita gris fractu- rada y brecha volcáni- ca andesítica	35.90 37.40	2 426	54.1	517.30 130.30	258.65 65.15	42 916 2 443
Toba brechoide volca- nica cementada	37.40 38.0	1 884	18.3	40.2	20.10	6 818
Toba brechoide volca- nica cementada	38.0 39.0	2 481	29.0	462.3	251.15	20 000

Tabla III-11 Propiedades de los materiales pertenecientes al sondéo No. 2

Descripción	Prof. (m)	$\gamma_{nat}$ . ( $kg/m^3$ )	R.Q.D (%)	q ( $kg/cm^2$ )	c ( $kg/cm^2$ )	R ( $kg/cm^2$ )
Brecha volcanica andesitica cementada	34.20 35.70	1 351	74.1	13.5	6.75	1 041
Brecha volcanica an- desitica fracturada	35.70 37.20	1671 1580	78.1	5.6 34.0	2.8 17.0	500 338
Brecha volcanica ce- mentada	37.20 38.70	1 286 1 124	42.6	7.0 18.2	3.5 6.1	2 666 823
Brecha volcanica an- desitica cementada	38.70 40.20	1 999	80.1	80.2	40.1	13 333
Brecha volcanica an- desitica cementada	40.20 41.20	1 821	61.2	44.1	22.05	6 538
Brecha volcanica an- desitica	41.20 42.70	2 233	46.0	104.8	52.4	16 666
Brecha volcanica an- desitica cementada	42.70 44.20	1 848	68.7	47.0	23.5	2 812
Brecha volcanica an- desitica cementada	44.20 45.0	2 084	47.8	53.6	26.8	10 947
Brecha volcanica an- desitica	45.0 46.50	2 267 2 001	51.3	144.7 11.1	72.35 25.55	7 567 6 666

Continuación de la tabla III-11

Descripción	Prof. (m)	$\gamma_{nat}$ ( $kg/m^3$ )	R.Q.D (%)	$q$ ( $kg/cm^2$ )	$o$ ( $kg/cm^2$ )	$E$ ( $kg/cm^2$ )
Grava de andesita colr gris	51.00	1 282	74.8	5.9	2.95	383
	52.50	1 499		11.9	5.95	2 692
		1 496		17.8	8.90	1 692
Andesita gris y brecha andesítica	52.5	1 510	25.8	6.6	3.3	277
	54.00					

Tabla III-12 Propiedades de los materiales pertenecientes al sondeo No. 3

Descripción	Prof. (m)	$\gamma_{nat.}$ (kg/m <sup>3</sup> )	R.Q.D (%)	q (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Andesita gris fracturada	19.60	1 682	45.7	18.3	9.15	2 285
	21.10	1 594		22.7	11.35	3 384
Andesita fracturada	21.10	1 704	73.5	27.0	13.5	3 714
	22.60					
Brecha volcanica andesítica	22.60	2 208	66.1	21.3	10.65	5 714
	24.10	2 455		487.3	243.65	38 000
Andesita gris poco fracturada	24.10	2 211	92.2	137.2	68.6	14 444
	25.00	2 211		242.2	121.1	25 882

Tabla III-13 Propiedades de los materiales del portal Toluca sometidos a pruebas triaxiales rápidas-consolidadas.

Ensayo	Cuerpo	$\gamma_{nat.}$ ( $t/m^3$ )	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	q (%)	$\beta$ (°)	c ( $t/m^2$ )	Clasif. SUCS
1	Derecho	1.69	35	47	27	20	0.0	27	6.6	CL-ML
2	Isquierdo	1.59	38	48	31	17	13.8	24	26.0	SM
3	Isquierdo	1.50	65	65	39	26	0.0	23	20.5	MH
4	Derecho	1.31	54	69	36	33	0.0	21	9.6	MH
5	Derecho	1.6	49	52	31	21	1.7	15	39.0	SM

Tabla III-14 Propiedades de los materiales de los portales México y Toluca sometidos a pruebas triaxiales rápidas

Ensayo	Portal	Cuerpo	$\gamma_{nat.}$ ( $t/m^3$ )	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	q (%)	$\beta$ (°)	c ( $t/m^2$ )	Clasif. SUCS
1	Toluca	Derecho	1.92	26	39	23	16	36	40.0	25	GC
2	México	Derecho	1.79	31	37	23	14	13.2	8.0	8.2	SC
3	México	Isquierdo	1.37	80	83	38	45	---	16	2.2	MH
4	México	Isquierdo	1.66	43	45	28	17	1.7	13.5	1.9	ML
5	México	Isquierdo	1.56	39	49	26	23	0.8	20.0	3.3	OL
6	México	Derecho	---	34	32	39	23	1.2	---	---	SM

Tabla III-15 Propiedades de los materiales de los portales México y Toluca sometidos a pruebas triaxiales rápidas-consolidadas.

Ensayo	Cuerpo	$\gamma_{nat.}$ ( $t/m^3$ )	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G (%)	$\phi$ (°)	c ( $t/m^2$ )	Clasif. SUUS
1	Isquierdo	1.37	79	83	38	45	---	10	5.0	MH
2	Isquierdo	1.63	42	48	27	21	1.8	27	0.7	CL-ML
3	Isquierdo	1.41	28	49	27	22	0.0	32	1.4	CL

Observación: Todos los materiales pertenecen al portal México

Simbología:  $\gamma_{nat.}$  = Peso volumétrico natural ( $t/m^3$ )

w = Contenido de agua (%)

LL = Límite líquido (%)

LP = Límite Plástico (%)

IP = Índice Plástico (%)

$\phi$  = Angulo de fricción interna (°)

c = Cohesión ( $t/m^2$ )

G = Grado de saturación (%)

Clasificación del sistema S.U.C.S.



C A P I T U L O   I V

REVISION, ANALISIS Y DISCUSION DEL PROYECTO

#### IV.1 Alternativas de sección geométrica.

La sección transversal de los túneles carreteros esta condicionada por el cajon de circulación, la zona peatonal y las instalaciones correspondientes al túnel, tal como se muestra en la fig. IV-1

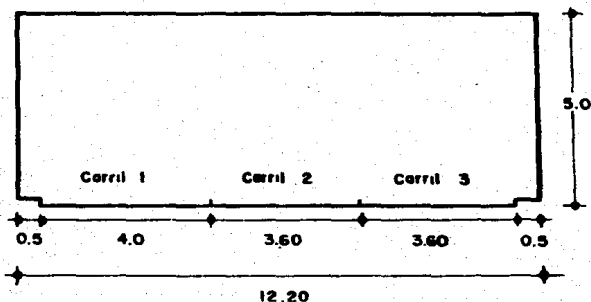
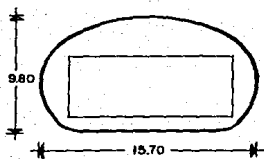


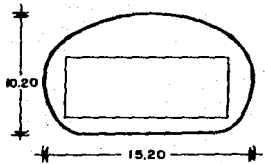
Fig. IV-1 Esc. 1:100 Acot. ms.

Para definir que tipo de sección geométrica se emplearía en los túneles La Venta, se analizaron cuatro alternativas de solución cuya geometría se muestra en la fig. IV-2, las cuatro secciones mostradas cubrían las dimensiones mínimas requeridas, citadas anteriormente.



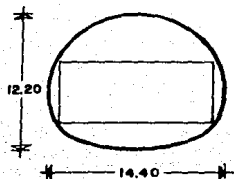
Area: 142.61 m<sup>2</sup>

Sección A



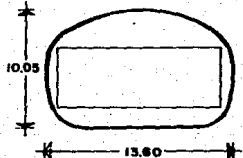
Area: 149.31 m<sup>2</sup>

Sección B



Area: 139.14 m<sup>2</sup>

Sección C



Area: 140.07 m<sup>2</sup>

Sección D

Esc. 1:250

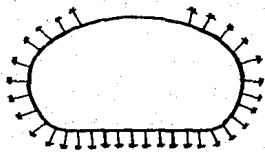
Fig. IV-2 Alternativas de sección geométrica

A cada sección se asignó un modelo de análisis, estos se muestran en la fig IV-3.

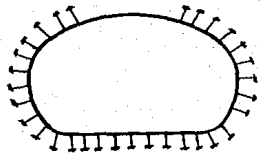
Al respecto se uso un modelo plano formado por elementos unidos entre si por nudos. Los elementos que forman el revestimiento son de tipo viga con tres grados de libertad por nudo, el suelo que interactúa en el túnel se simuló con el mismo tipo de elementos conectados al revestimiento por medio de articulaciones, a su momento de inercia se fijo un valor pequeño de tal manera que simulará los esfuerzos cortantes entre la roca y el revestimiento. Las propiedades elásticas fueron determinadas a partir de la solución de Mindlin para una fuerza horizontal aplicada a un medio elástico.

El análisis estructural se realizó mediante un programa de computadora de manera iterativa, revisando en cada iteración que el estado de esfuerzos normales y cortantes sea admisible en el terreno. Se revisó que ningún resorte trabaje a tensión y que los esfuerzos controlados por el parametro "EI" de los resortes no excedan el valor admisible de las formaciones rocosas.

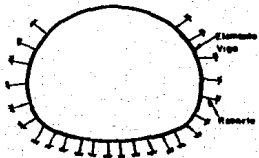
Debido a la incertidumbre que se tenía respecto a las propiedades mecánicas representativas de las formaciones rocosas, como a la posición de la carga sobre el sistema de soporte, para cada sección se realizaron cálculos haciendo variar estos parametros, es decir con simetría y asimetría tanto de carga como del módulo de elasticidad del terreno, para simular el cambio de propiedades del mismo.



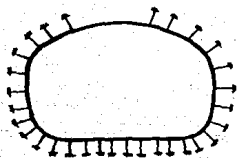
Sección A



Sección B



Sección C



Sección D

Fig. IV-3 Modelos de análisis estructural

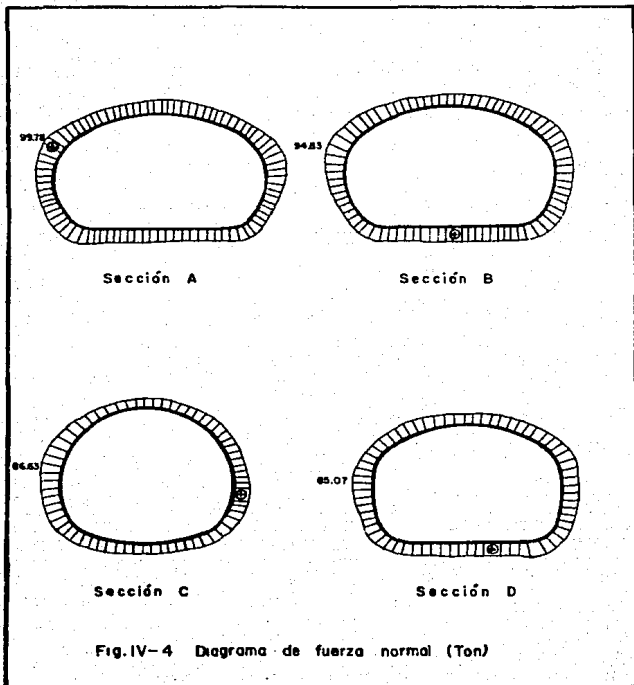
Los resultados de los elementos mecánicos de mayor magnitud, de cada sección analizada, se muestran en la fig. IV-4 y IV-5 y en la tabla IV-6 se resumen estos resultados de acuerdo a la combinación de carga y módulo de elasticidad. Revisando los resultados, en cada caso y en cada sección, se observó que en la sección "C" la magnitud de los elementos mecánicos (fuerza normal y momento flexionante) es menor que en las otras tres secciones, por lo tanto es la de mayor estabilidad estructural. De lo anterior se deduce que es una ventaja tener pequeños valores de los elementos mecánicos, pues el soporte sobre todo el definitivo no sería tan robusto.

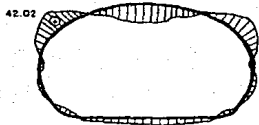
Otro factor importante en la elección de la sección geométrica, es el área de excavación que tiene cada una de éstas, en la fig. IV-2 se puede ver que la sección "C" presenta la menor área de excavación, lo cual reduce el costo de la construcción del túnel.

Por las ventajas que presenta la sección "C", las cuales son:

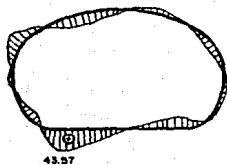
- a) Mayor estabilidad estructural
- b) Favorece la formación del arco de autoaporte del terreno
- c) Tiene menor área de excavación
- d) Evita la concentración de esfuerzos en las esquinas (ya que éstas no existen)

esta sección fue elegida para ser utilizada en los dos cuerpos del túnel "La Venta.

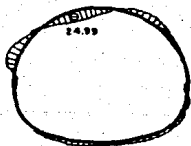




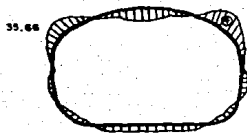
Sección A



Sección B



Sección C



Sección D

Fig. IV-5 Diagrama de momento flexionante (Ton-m)



**Tabla IV-6 Resultados de los análisis estructurales de las cuatro secciones geométricas propuestas (elementos mecánicos de mayor magnitud)**

Elemento mecánico	Sección A	Sección B	Sección C	Sección D	Condición de carga
Momento flexionante	42.02				Simetría en carga y en tipo de suelo
Fuerza normal	99.78				Simetría en carga y en tipo de suelo
Momento flexionante		43.57			Asimetría en carga y en tipo de suelo
Fuerza normal		94.78			Simetría en carga y asimetría en tipo de suelo
Momento flexionante			24.99		Asimetría en carga y asimetría en tipo de suelo
Fuerza normal			86.63		Simetría en carga y asimetría en tipo de suelo
Momento flexionante				35.66	Simetría en carga y simetría en tipo de suelo
Fuerza normal				85.07	Simetría en carga y asimetría en tipo de suelo

Momento flexionante (Ton-m)

Fuerza normal (Ton)

E E



Simetría en carga

Simetría en tipo de suelo

E 0.5E



Simetría en carga

Asimetría en tipo de suelo

E E



Asimetría en carga

Simetría en tipo de suelo

E 0.5E



Asimetría en carga

Asimetría en tipo de suelo

$$E = 10\ 000\ \text{t/m}^2$$

$$w = 10\ \text{t/m}$$

Variantes de la posición de la carga y tipo de suelo

## IV.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

### IV.2.1 Elección del método empleado.

En el proceso constructivo cualesquiera que este sea, se busca llegar a una combinación óptima entre los elementos de soporte y el procedimiento de excavación, para lograr rapidez, seguridad y economía en la obra.

En general se puede hablar de la existencia de procesos constructivos rígidos y flexibles, dentro de los primeros se encuentran principalmente la excavación por medio de "escudos" y la excavación con "moles" ó "topos", estos procedimientos se denominan rígidos debido a que no permiten cambios sustanciales tanto en equipo de excavación como en el sistema de soporte que se este empleando. En los procedimientos flexibles cuyo principal método es el llamado convencional, si se pueden hacer los cambios antes citados si las condiciones del terreno que se esta excavando lo requieren.

Los principales factores que intervienen en la determinación del proceso constructivo a emplear son los siguientes, en los cuales se hace una referencia con respecto al túnel "La Venta".

- a) Condiciones del material en que se excavará el túnel (suelo ó roca).

La exploración geológica constituye la base que sustentará la ingeniería necesaria para diseñar el proceso constructivo. Esta exploración debe identificar con seguridad suelos,

rocas, accidentes geológicos, zonas de intemperización, la cantidad de agua subterránea, así como la presencia de frentes mixtos (suelo y roca) en la zona del túnel, con el objeto de suponer un comportamiento probable del material en que se excavará éste. De lo anterior se puede decir que si se tiene una visión clara y profunda del material por excavar, así como de sus propiedades mecánicas, las cuales muestran un comportamiento uniforme, se esta en posibilidad de emplear un método constructivo rígido, pues no se esperan cambios de material ni del comportamiento de éste, que pudieran generar cambios de equipo de excavación o de sistema de soporte.

En el caso del túnel "La Venta", el factor de condiciones del material presentó una variación de estos y de sus propiedades mecánicas, por lo que resultó necesario el empleo de un método constructivo que fuese adaptable a tales condiciones, por lo tanto el método convencional, con equipo y explosivos fué apropiado para su construcción.

#### b) Presencia de agua

La presencia de agua ocasiona diversos problemas en las excavaciones subterráneas, como pueden ser: baja resistencia del material excavado, avances lentos, la barrenación en roca se complica, se presenta inestabilidad en el frente.

Con un método constructivo flexible y adaptable a condiciones variables del material se pueden atacar y corregir los problemas antes mencionados.

En el túnel "La Venta" se previó la presencia de agua debido a filtraciones de la superficie, la cual podía generar algunos de los problemas anteriores. Empleando el método constructivo convencional estos problemas se resolverían cierta facilidad.

#### c) Frentes Mixtos

Con cierta frecuencia en la excavación de túneles se presentan frentes constituidos por roca y suelo, estas condiciones son muy desfavorables, pues el material no se comporta como suelo ni como roca, lo anterior ocasiona que los procedimientos de excavación y sistemas de soporte deban tener suficiente flexibilidad para poder trabajar con eficiencia bajo la condición de cambio de materiales.

En el túnel "La Venta", el material está constituido principalmente por brecha volcánica andesítica, la cual se puede excavar con equipo neumático, pero también se encontró la presencia de coladas de lava y andesita fracturada; tales materiales requerían del uso de explosivos para ser excavados.

#### d) Geometría del túnel

La forma y tamaño de la sección geométrica de un túnel son determinantes al estudiar la estabilidad de la excavación ya que entre más grande es un túnel, las cargas que actúan sobre el ademe son mayores. Así entre mayor sea la sección de un túnel se requirieran más etapas de excavación, es decir no se podrá excavar la sección completa, sino por etapas.

La curvatura de un túnel también influye en el empleo

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

de cierto equipo, ya que puede no ser posible el uso de un escudo excavador porque la curvatura no le permite hacer una perforación eficiente.

La longitud del túnel puede ser definitiva para la selección del procedimiento constructivo, pues entre más corto sea un túnel es más conveniente usar métodos constructivos que no requieran grandes inversiones en equipo especial.

En el túnel La Venta se tiene cierta curvatura ( $3^{\circ}15'$ ) es un túnel de sección geométrica grande y además es corto (350 m , comparado con los túneles del metro de la ciudad de México excavados con escudos que tienen hasta 8000 m de longitud ). Por lo anterior se observó que el método constructivo convencional era adecuado, porque se adapta al hecho de que el túnel por ser de sección grande se excavaría en etapas, con cierta curvatura, debido a el trazo del camino del que forma parte, y además se emplearía equipo manual y mecánico de uso común en la construcción pesada, el cual podría ser utilizado en otras obras.

#### e) Profundidad del túnel.

Debido a la profundidad del túnel, se complican todas las operaciones constructivas, tales como rezaga, bajada de personal y materiales, bombeo etc., lo que eleva el costo de la obra.

En el túnel La Venta el cubrimiento máximo es de 40.0 m (altura entre la clave y la superficie), pero se tenía cierta facilidad para hacer portales de acceso, por los cuales podía realizarse la excavación, la rezaga podía realizarse con camiones de volteo normales.

f) Restricciones.

En zonas urbanas se presentan restricciones tales como espacio disponible en la vecindad de la obra para instalaciones y equipo, el uso de explosivos y la intensidad del ruido.

En el túnel La Venta era posible el uso de explosivos ya que no se encuentra dentro de una zona urbana, aunque existen algunas edificaciones cerca de la obra. También se contaba con espacio en la zona de los portales para almacenar equipo y materiales.

g) Personal, Equipo y Material disponible

La disponibilidad de personal especializado en el uso de cierto equipo y la disponibilidad de materiales, son determinantes en la selección del método constructivo a utilizar.

En el túnel La Venta si se empleaba el método constructivo convencional, en nuestro país es factible contar con personal y equipo para efectuar las actividades de este procedimiento.

Del análisis de los factores anteriores se determinó que era apropiado utilizar el método constructivo convencional pues es aceptable y compatible con el sistema de soporte que se colocaría.

#### IV.2.2 Especificaciones de construcción.

##### Excavación.

##### a) Excavación de túnel piloto.

Debido a la incertidumbre sobre el tipo de material y su comportamiento se debe excavar un túnel piloto al inicio de la excavación de ambos cuernos, con una longitud de 20.0 m .

El ariete de ésta excavación consiste en marcos de madera apoyados contra las paredes de la excavación. La distancia entre marcos es de 1.5 m. La distancia del soporte al frente de excavación debe ser de 2.5 m como máximo.

##### b) Excavación a media sección y banqueo.

La sección del túnel se debe excavar en dos etapas, es decir primero la media sección, dejando un banco, el cual se excavará posteriormente hasta completar la sección. La excavación se debe efectuar con equipo ó explosivos, dependiendo del material que se excave.

##### Ademe

El soporte primario consiste en la colocación de concreto lanzado, anclas de fricción y marcos de concreto lanzado (costillas).



a) Concreto lanzado.

El concreto lanzado se debe colocar con un espesor de 15 cm cubriendo toda la superficie excavada, su resistencia es de  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ . Antes de aplicar el concreto lanzado se coloca una malla electrosoldada del tipo 4/4-10/10 cubriendo toda la superficie, su traspase es de tres espacios (cuadros).

La distancia máxima del revestimiento de concreto lanzado y el frente de excavación, en general es de:

- 1.- Durante la excavación de la media sección 2.0 m.
- 2.- Durante la segunda etapa (banqueo) 5.0 m.

b) Anclas de fricción.

Las anclas de fricción se colocan de acuerdo a la disposición indicada en el plano IV-7.

Las anclas de fricción consisten en varillas de una vultgada de diámetro (1"), de acero  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ , su longitud es de 5.0 m. A cada ancla se coloca una placa y una tuerca en el extremo expuesto, para sellar el barreno en que ha quedado colocada, posteriormente se llena completamente el barreno con mortero cemento-arena en proporción 1:2.

La distancia máxima entre las anclas de fricción y el frente de excavación es la siguiente:

- 1.- Durante la excavación de la media sección 6.0 m.
- 2.- Durante la excavación de la segunda etapa (banqueo) puede ser variable de acuerdo a las condiciones de

deformación del material excavado, pero no mayor de 15.0 m.

c) Marcos de concreto lanzado.

Los marcos de concreto lanzado tienen una sección trapezoidal e incluyen seis varillas de una pulgada de diámetro, (la sección y armado se muestran en el plano IV-7).

El espaciamiento entre marcos es de 1.2 m medidos centro a centro sin que éste sea mayor de 1.5 m.

La distancia máxima entre el frente de excavación y los marcos de concreto lanzado es la siguiente:

- 1.- Durante la excavación de la media sección 2.0 m.
- 2.- Durante la excavación de la segunda etapa (banqueo) 5.0 m.

d) Manejo del agua de filtración.

Para controlar el agua proveniente de filtraciones de la superficie se instalan drenes de 0.25 m de diámetro y 1.5 m de longitud, en los sitios donde se presentan las filtraciones.

El agua debe ser canalizada a un cárcamo para su posterior desalojo por medio de bombeo.

e) Soporte definitivo.

El soporte definitivo consiste en concreto reforzado colado en sitio, sus dimensiones y armado se muestran en el plano IV-26, se emplea concreto de  $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$  y acero de  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ . La construcción del soporte se realiza en dos etapas, las cuales son: primero la construcción de las zapatas laterales y segundo la construcción de las paredes y la clave para completar la sección, la cimbra debe ser metálica.

IV.2.3 Descripción del procedimiento convencional utilizado.

Excavación inicial con túnel piloto.

Debido a que en la etapa inicial de excavación del túnel se tenía incertidumbre sobre el tipo de material y su comportamiento mecánico al ser excavado, se excavó un túnel piloto de 32.0 m de longitud en el cuerpo derecho y de 45.0 m en el cuerpo izquierdo. El procedimiento de construcción de este túnel tiene un ciclo que contempla las etapas de excavación, carga y acarreo de rezaga, colocación de ademe y colocación de instalaciones.

a) Excavación

La excavación se realizó con rompedoras neumáticas manuales, con un avance promedio de 6.0 m por día.

b) Carga y acarreo de rezaga.

El material excavado fué cargado con palas y acarreado en carretillas hasta la salida del túnel.

c) Colocación del ademe

El ademe del túnel piloto consistió en durmientes de 6"/6"/2.5 m y polines de 4".4".2.5 m con los cuales se formaron marcos acuañados entre si y contra el terreno, este ademe se colocó una vez que el frente estaba limpio y se tenía una distancia de 3.0 m entre el ademe y el frente de excavación.

d) Colocación de instalaciones.

En el caso del túnel piloto eran unicamente de energía eléctrica para el alumbrado y de aire comprimido para las rompedoras neumáticas.

**Excavación a media sección y banqueo.**

Como el túnel La Venta es de una sección geométrica grande no era posible excavar la sección completa, porque se presentarían problemas de estabilidad del terreno, por lo tanto se excavó en dos etapas, como se indica en la fig. IV-7.

A continuación se describe el procedimiento convencional de construcción utilizado. Este método, empleando explosivos y equipo tiene varias actividades que constituyen un ciclo de la manera siguiente:

- 1.- Barreración y limpieza de las perforaciones.
- 2.- Carga del frente y conexión eléctrica.
- 3.- Retiro de equipo, personal y voladura.
- 4.- Ventilación
- 5.- Rezaga.
- 6.- Colocación de ademe.
- 7.- Colocación de instalaciones.

## 1.- Barrenación y limpieza de las perforaciones.

La barrenación consistió en hacer las perforaciones de acuerdo a un diagrama establecido, con el objeto de excavar el material con la acción de la explosión. En la media sección se realizó la barrenación horizontal y en el banqueo generalmente se hizo en forma vertical.

La barrenación pudo efectuarse desde plataformas ó jumbos móviles, donde se apoyan perforadoras de pierna de funcionamiento neumático ó brazos hidráulicos con perforadoras hidráulicas.

Una vez terminada la barrenación de todas las perforaciones, se procedió a la limpieza de todas y cada una de estas, para evitar que fragmentos de material impidieran la colocación correcta de los explosivos.

## 2.- Carga del frente y conexión eléctrica.

Esta actividad requiere de mucho cuidado debido al manejo de explosivos, por lo tanto se requiere que el personal sea capacitado. Los explosivos en el mercado se presentan en forma de cartuchos, lo que facilita su colocación en cada barrenamiento, así mismo los diámetros de los cartuchos como de los barrenamientos es variable dependiendo del volumen por excavar y la resistencia de la roca.

Una vez que todos los barrenamientos estaban limpios se procedía a la carga de estos, que es la colocación de los explosivos en su interior.

Debido a su mayor seguridad en el manejo, actualmente

se usan para la detonación estopines eléctricos. Cargaio totalmente el frente de acuerdo a los datos del diagrama se procedía a la conexión de las guías de los estopines en series paralelas, para ser probadas mediante un galvanómetro ó bien un ohmetro, una vez que se verificó su correcta conexión eran conectados a la línea de disparo.

### 3.- Retiro de equipo, personal y voladura.

Parte de esta actividad se traslapa con la anterior, debido a que el equipo de perforación ya sea plataformas ó jumbos se podían retirar cuando ya no era necesario su uso para la carga.

La voladura se llevaba a cabo mediante maquinas explosoras y líneas de corriente, localizadas a una distancia que podía ser de 100.0 m.

### 4.- Ventilación

Aunque durante todo el ciclo de construcción se encuentran funcionando los ventiladores, es necesario cuantificar el tiempo que tarda en desplazar los gases de la voladura.

En el túnel La Venta podía hacerse la ventilación por medio de la inyección de aire fresco a través de la tubería de ventilación que se instaló desde el portal de acceso hasta la distancia más cercana posible al frente de excavación.

Con este método se mantenía aire fresco en el frente que es donde trabaja el 90% del personal. Después de cada tronada debían transcurrir por lo menos 10 min., para que al-

güien pudiera acercarse al frente, pues es el tiempo mínimo en que el equipo de ventilación remueve la mayor parte de las sustancias tóxicas suspendidas en el aire producto de la voladura.

#### 5.- Rezaga (carga y acarreo).

La rezaga consiste en cargar el material producto de la voladura al equipo de acarreo y transportarlo al lugar que ha sido asignado.

Antes de iniciar las operaciones de rezaga era recomendable amacizar la clave y las paredes, esto es desprender todos los fragmentos que quedan inestables por efectos de la tronaja.

Para realizar la rezaga existen varias combinaciones de equipo de carga y acarreo, según sean las condiciones de: distancia de acarreo, espacio de maniobra en el interior del túnel, profundidad del túnel, etc.

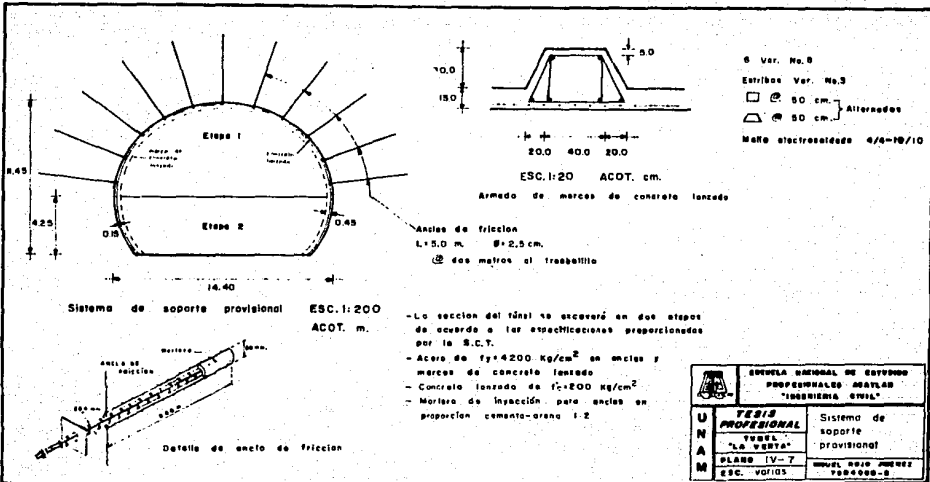
En el túnel La Venta era posible realizar la carga del material excavado, ya sea de la media sección o del banqueo con cargadores frontales de neumáticos o sobre orugas, el acarreo se podía realizar con camiones de volteo (8.0 m<sup>3</sup>), cargados en el interior del túnel con el equipo de carga antes citado, pues se contaba con espacio suficiente para estas maniobras. Una vez cargado el material se llevaba al tiro indicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

#### 6.- Colocación de anclaje.

Una vez que se ha realizado una ventilación satisfactoria después de la tronada, sobre todo en el frente de excavación, se procedía a colocar el soporte provisional, el cual consiste en una combinación de concreto lanzado, anclas de fricción y marcos de concreto lanzado (costillas), lo anterior se hacía de la siguiente manera:

- a) Primero se realizaba el amacice del terreno excavado.
- b) Posteriormente se colocaba la malla electrosoldada cubriendo toda la superficie excavada.
- c) El paso siguiente era armar los marcos de concreto lanzado.
- d) Posteriormente al armado de los marcos de concreto lanzado, se procedía a colocar una capa uniforme de concreto lanzado, de 15 cm. de espesor, cubriendo toda la superficie descubierta por la excavación, enseguida se completaban los marcos de concreto lanzado que tenían peralte de 45 cm incluidos los 15 cm. de la primera capa.
- e) Por último se colocaban las anclas de fricción en la zona donde no hay marcos de concreto lanzado, la disposición de las anclas se realizó de acuerdo al plano IV-7 .





## 7.- Colocación de instalaciones

En el interior del túnel era necesario fijar los conductos y cables de las siguientes instalaciones: Ventilación, aire comprimido, agua y energía eléctrica.

La ubicación de estas líneas era conveniente hacerlas en la clave, en el caso de la ventilación, y sobre los muros, a una altura promedio de 1.5 m, para los conductos de agua y aire comprimido; todo esto con el fin de que no estorbaran en las maniobras del interior del túnel y que a su vez fuesen accesibles.

Las instalaciones de ventilación se llevaban a una distancia no mayor de 15.0 m. El aire comprimido se llevaba hasta el frente de excavación, para su utilización, en barrenación, lanzamiento de concreto y colocación de anclas. La energía eléctrica era de mucha importancia pues el túnel y sobre todo el frente de excavación requerían de alumbrado apropiado para tener buena visibilidad al realizar todas las actividades del ciclo.

### Manejo del agua de filtración.

Quando se presentaron filtraciones, estas fueron canalizadas hacia un carcamo por medio de drenes, del tipo indicado en el plano IV-7, posteriormente el agua era desalojada del túnel por medio de bombeo. Cabe señalar que se tuvo un bajo volumen de agua de filtración, durante la construcción de ambos cuernos del túnel.

### SopORTE definitivo.

El proceso constructivo del revestimiento definitivo de concreto hidráulico colado en sitio, fué de la siguiente manera: Armado, cimbrado y colado de la zapata (en ambos lados de la sección), armado de paredes y clave, colocación de cimbra metálica, colocación de concreto, descimbrado y desplazamiento de la cimbra circular.

#### a) Construcción de la zapata.

La construcción de la zapata en ambos lados de la sección del túnel se inició realizando su armado conforme al plano IV-26, posteriormente se colocó la cimbra metálica en la zapata en ambos lados, en tramos de 9.0 m. . Una vez que la cimbra estaba lista se procedía a la colocación del concreto por medio de canalón (gravedad), ya fraguado el concreto (12 horas después) se corría la cimbra hacia adelante, para construir el siguiente tramo.

#### b) Armado de paredes y clave.

Posteriormente al retiro de la cimbra de la zapata, se realizaba la colocación del acero de refuerzo de las paredes y la clave, en el tipo, cantidad y disposición especificadas en el plano IV-26.

#### c) Colocación de la cimbra metálica.

Una vez que el acero de refuerzo se había colocado totalmente, se procedía a la colocación de la cimbra metálica de sección circular, cuyo tramo era de 9.0 m. de longitud;

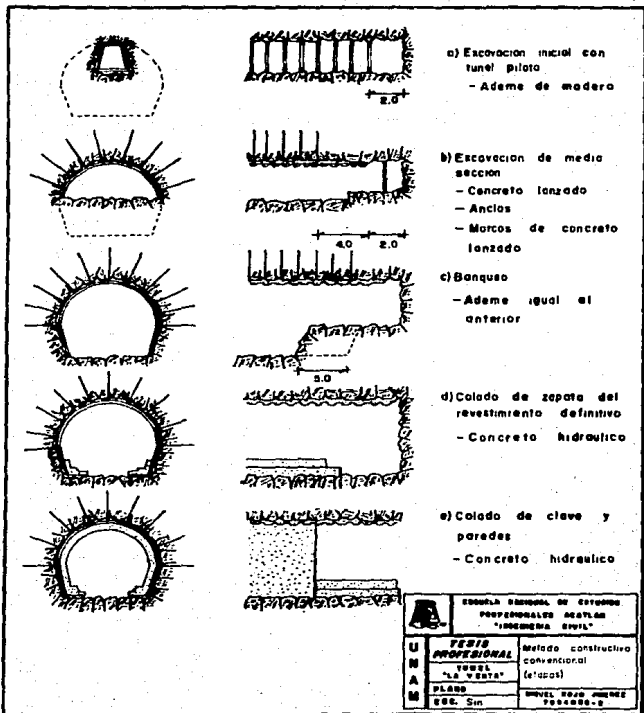
esta cimbra estaba montada sobre rieles para su fácil desplazamiento. La cimbra era asegurada con pernos metálicos.


d) Colocación de concreto.

Cuando la cimbra estaba correctamente colocada, se realizaba la colocación del concreto hidráulico ( $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ ), por medio de bomba estacionaria y con tubería de 6" de diámetro. Para lograr la colocación correcta y evitar oquedades se empleaban vibradores de placa montados en la cimbra tanto en los costados como en la clave.

e) Descimbrado y desplazamiento de la cimbra.

La cimbra metálica se podía mover hacia adelante una vez que el concreto fraguaba, lo que era 12 horas después del colado. Cabe mencionar que el siguiente tramo de túnel de 9.0 m de longitud, debía estar listo en cuanto a la colocación de acero de refuerzo.



 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS PROFESIONALES DE CHILE "INGENIERIA CIVIL"		
<b>U N A M</b>	<b>FESES PROFESIONAL</b>	Método constructivo convencional (etapas)
	TUNEL "LA VENTA"	
	PLANO	SIVEL 1000 00000 FOOTING - 2
	E.S.C. Sin	

### IV.3 Sistema provisional de soporte.

Para determinar el tipo y dimensiones del soporte provisional que requería el túnel La Venta, era necesario identificar los tipos de materiales y conocer sus propiedades mecánicas y físicas, pues de estos datos depende tal determinación.

El sistema de soporte temporal era necesario debido que el material en que se excavaría el túnel es roca estratificada de mala calidad, de acuerdo al RQD (Índice de Calidad de Roca) que presentó y a la variación de los tipos de materiales.

Con objeto de hacer una revisión del sistema de soporte provisional y de sus características (materiales y dimensiones) se procedió a lo siguiente:

#### IV.3.1 Determinación cualitativa del soporte provisional.

Se emplearán dos métodos de selección de tipo de soporte provisional de manera cualitativa, estos son: El método de índice de calidad de roca (RQD) y el método de Barton.

#### IV.3.2 Determinación de las presiones actuantes en el soporte provisional.

Se calcularán las presiones sobre el soporte con métodos empíricos, los cuales son: método de Terzaghi, Bierbaumer y Protodyakonov, para verificar los valores considerados.

IV.3.3 Diseño del sistema de soporte provisional.  
Con los valores de las presiones actuantes se revisó y analizó el patron de anclaje por medio del método de Roguinsky, así como el arco de concreto lanzado utilizado.

IV.3.1 Determinación cualitativa del soporte provisional.

1.- Método del Índice de Calidad de Roca.

De acuerdo al valor promedio del índice de calidad de roca que presentó el material en la zona de excavación del túnel, esta queda clasificada como roca regular (50% RQD 75).

Empleando la tabla IV-9 , en la cual se recomienda el tipo de soporte provisional a utilizar, de acuerdo a seis categorías de roca, clasificadas por su valor de RQD, se debe hacer uso del siguiente sistema de soporte:

Método de excavación	Marcos Metálicos	Anclas	Concreto Lanzado
Convencional	Marcos ligeros o medianos con 1.2 a 1.5 m de separación. Carga de roca de (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m de separación centro a centro.	10 cm ó mas en la clave y en las paredes.

B= ancho ó diámetro del túnel.

TABLA IV-9 Recomendaciones para los sistemas de soporte para túneles en roca (6 a 12 m de diámetro)

Calidad de la roca	Método constructivo	Sistema de soporte		
		Marcos metálicos <sup>a</sup>	Anclas <sup>b</sup>	Concreto lanzado
Excelente <sup>1</sup> RQD > 90	A. Perforadora integral	Ninguno o ligero. Carga de roca (0 a 0.2) B	Ninguno	Ninguno o aplicación local
	B. Convencional	Ninguno o ligero. Carga de roca (0 a 0.3) E	Ninguno	Ninguno o aplicación local. 5 a 7.5 cm
Buena <sup>2</sup> 75 < RQD < 90	A. Perforadora integral	Ocasionalmente marcos ligeros colocados entre 1.5 y 2.0 m. Carga de roca (0 a 0.4) B	Ocasionalmente anclas separadas a 1.5 a 2.0 m. centro a centro	Aplicación local ocasional 5 a 7.5 cm
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 a 2.0 m. Carga de roca (0.5 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.5 a 2.0 m centro a centro	Aplicación local ocasional. 5 a 7.5 cm
Regular <sup>3</sup> 50 < RQD < 75	A. Perforadora integral	Marcos ligeros o mediano colocados a 1.5 a 2.0 m centro a centro. Carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 2.0 m. centro a centro	5 a 10 cm en la clave
	B. Convencional	Marcos ligeros a mediano a 1.5 m centro a centro. Carga de roca (0.6 a 1.3) B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m. centro a centro	10 cm o más en la clave y en las paredes
Mala <sup>4</sup> 25 < RQD < 50	A. Perforadora integral	Marcos circulares mediano o pesados separados entre 0.90 y 1.2 m. Carga de roca (1.0 a 1.6) B	Plantilla de anclas de 0.5 a 1.5 m. centro a centro	10 a 15 cm en la clave y paredes, combinado con anclas
	B. Convencional	Marcos medianos o pesados colocados entre 0.6 y 1.2 m. centro a centro. Carga de roca (1.9 a 2.6) E	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m. centro a centro	15 cm o más en la clave y paredes, combinado con anclas
Muy mala <sup>5</sup> RQD < 25	A. Perforadora	Marcos circulares mediano o pesados colocados a 0.6 m. centro a centro. Carga de roca (1.6 a 2.2) B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m	15 cm o más en toda la sección, combinado con marcos medianos
	B. Convencional	Marcos circulares pesados a 0.6 m. centro a centro. Carga de roca (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.9 m. centro a centro	15 cm. o más en toda la sección combinado con marcos medianos o pesados
Muy mala (roca que fluye o expansivo)	A. Perforadora integral	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m. centro a centro. Carga de roca < 75 r	Plantillas de 0.6 a 0.9 m. centro a centro	15 cm o más combinado con marcos pesados
	B. Convencional	Marcos circulares muy pesados a 0.6 m. centro a centro. Carga de roca < 75 r	Plantillas de 0.4 a 0.6 m centro a centro	15 cm o más combinado con marcos pesados

- NOTAS: <sup>1</sup> En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo para poder depender de la geometría de las fracturas, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.  
<sup>2</sup> El rangos de máxera usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25 por ciento en roca muy mala y 100 por ciento en roca muy mala.  
<sup>3</sup> La necesidad de poner malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta 100 por ciento en roca muy mala.  
<sup>4</sup> B = ancho del túnel.



Como se puede observar este método nos proporciona una determinación del tipo de soporte provisional a emplear, de una manera mas bien cualitativa, es decir no se mencionan las dimensiones definitivas de los elementos del soporte y no se toman en cuenta para tal determinación datos de las propiedades como la resistencia a la compresión simple, ángulo de fricción interna y peso volumétrico.

De cualquier manera la recomendación anterior nos es útil para saber de que tipo puede ser el sistema provisional de soporte y nos da una idea aproximada de la cantidad a colocar.

## 2.- Método de Barton

Este método se basa en el índice de calidad Q el cual se determina por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

donde: RQD= Índice de calidad de roca.

J<sub>n</sub>= Número de familias de discontinuidades.

J<sub>r</sub>= Rugosidad

J<sub>w</sub>= Condición de flujo de agua

J<sub>a</sub>= Alteración y relleno de juntas

SRF= Condición de esfuerzo

Una vez determinado el índice de calidad "Q", se emplea

la tabla IV-10, que nos sirve para determinar la relación soporte-excavación.

Posteriormente se calcula el cociente de la relación soporte-excavación entre el diámetro ó altura de la excavación (este resultado se denomina Dimensión Equivalente).

Con el valor de la Dimensión Equivalente y el del índice de calidad "Q", se emplea la gráfica IV-11, donde en el eje de las abscisas se encuentran los valores de la dimensión equivalente y en el eje de las ordenadas los valores del índice de calidad "Q".

Una vez ubicados los valores antes mencionados, se localiza la intersección de estos dos valores y se observa el número que indica el espacio donde se encuentra dicha intersección.

El número encontrado se localiza en la tabla IV-12 en la cual se encuentran las recomendaciones para varios tipos de soporte.

A continuación se procedera a la aplicación del método de Barton.

#### A. Determinación del índice de calidad de roca.

RQD promedio en la zona del túnel en el sondeo S-1	59.25%
RQD promedio en la zona del túnel en el sondeo S-2	54.40%
RQD promedio en la zona del túnel en el sondeo S-3	69.38%
RQD promedio general: RQD=	61.37%

B. Determinación del factor  $J_n$  (número de familias de discontinuidades).

Según los estudios tanto geoelectrónicos como de exploración directa no se encontraron discontinuidades ni familias de estas. Para la característica anterior según el manual B-3-2 de la C.F.E (pag. 32) corresponde un valor promedio de:

$$J_n=0.75$$

Este valor es para roca masiva, sin ninguna ó pocas discontinuidades.

C. Determinación del factor  $J_r$  (rugosidad)

Como se observó en los sondeos de exploración directa, el túnel La Venta se excavaría en general en Brecha volcánica andesítica y andesita intemperizada, las cuales presentan rellenos limo-arenosos entre los fragmentos de roca.

Al material antes descrito según el manual B-3-2 de la Comisión Federal de Electricidad (pag. 33) le corresponde un valor de:

$$J_r=1.0$$

El valor anterior es para materiales en los que no existe contacto roca con roca en las juntas ó fracturas, debido a relleno de arcillas, limos, arenas ó gravas.

D. Determinación del factor  $J_a$  (alteración y relleno de juntas)

De acuerdo al manual B-3-2 de la C.F.E (pag. 34), al material descrito en el punto anterior le corresponde un valor de:

$J_a=4.0$

Este valor es para materiales donde no existe contacto roca con roca en las juntas, por existir relleno de partículas arenosas ó roca desintegrada sin arcilla.

E. Determinación del factor  $J_w$  (condición de flujo de agua)

En los sondeos de exploración directa se determinó que el túnel no se excavaría bajo el nivel freático, por lo tanto no se tendrían flujos de agua con gran presión, solo filtraciones provenientes de la superficie. Para la condición de flujo anterior, el manual B-3-2 de la C.F.E. asigna un valor de:

$J_w=1.0$

F. Determinación del factor SRF (condición de esfuerzo).

$SRF=5.0$

De acuerdo al manual B-3-2 de la C.F.E (pag. 36), el valor anterior corresponde a un material que presenta zonas de debilidad aisladas conteniendo limo ó roca desintegrada químicamente, a una profundidad de 50 m. ó menos.

## G. Determinación de la relación soporte excavación ESR

Empleando la tabla IV-10, se observa que las características de inciso E son las más apropiadas para el túnel carretero que se está analizando; Por lo tanto:

$$ESR=1.0$$

## H. Cálculo de la dimensión equivalente.

$$\text{Dimensión equivalente} = \frac{\text{Claro, diámetro ó altura}}{ESR}$$

$$\frac{14.40}{1.0} = 14.40 \quad \text{por lo tanto } DE = 14.40$$

## I. Cálculo del índice de calidad "Q".

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{sust.} \quad Q = \frac{61.37}{0.75} \cdot \frac{1.0}{4.0} \cdot \frac{1.0}{5.0} = 4.08$$

$$Q = 4.08$$

Usando la gráfica IV-11, se localiza el punto de intersección del valor "Q" (4.08) y el valor de la dimensión equivalente (14.40), esta intersección se encuentra dentro del espacio número 23.

El número 23 de la tabla IV-12, recomienda el siguiente soporte:

- Anclaje sistemático, sin tensión, con inyección y separación de 1.0 a 1.5 m.
- Colocación de concreto lanzado y malla reforzada con un espesor que puede ser de 5.0 a 10.0 cm.

Con la aplicación del método de Barton se obtuvo otra recomendación para el tipo de soporte provisional, la cual es un poco similar a la obtenida con el método de índice de calidad de roca (RQD), sin embargo la primera es más conservadora pues es un soporte más reforzado en anclas, como en el espesor del concreto lanzado y más aun menciona el empleo de marcos metálicos.

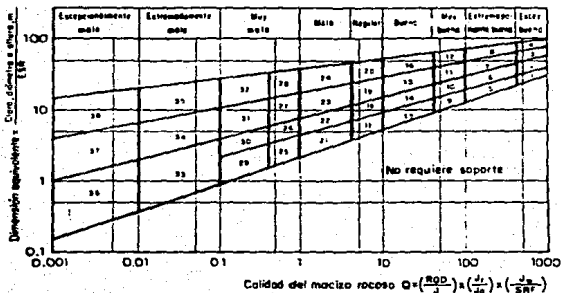
Debido a que el segundo método emplea un mayor número de factores que intervienen en la estabilidad de la excavación su recomendación es más aproximada.

Por lo anterior ya se tiene definido el tipo de soporte provisional ahora es necesario definir sus características de una forma más clara y precisa (materiales, dimensiones y disposición).

TABLA IV-10 Relación soporte-excavación (ESR) apropiada para diversas excavaciones subterráneas

Tipo de excavación	ESR	Nº de casos
A. Excavaciones internas horizontales etc...	2-3	(2)
B. Paredes verticales: a) sección circular b) sección rectangular o cuadrada	2-5	(4)
C. Excavaciones internas perimetrales, túneles para interconectores, túneles para cables (cables) túneles puentes, derivaciones y túneles para grandes construcciones, etc...	2-6	(8)
D. Alcantarales, sistemas de tratamiento de aguas, carreteras subterráneas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc. (severos estibados)	1-3	(25)
E. Caisnes de máquinas, lavaderos grandes y tanques fermentadores, portales, tuberías, cámaras para defensa civil, etc...	3-8	(10)
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, edificios, etc...	0-8	(2)

Gráfica IV-11



Categorías de soporte en función del parámetro Q

TABLA IV-12 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1)

Categoría de soporte	Q	Espesor (cm) mínimos			ρ (g/cm³) (norma)	Clase (MPa)	Tipo de soporte
		h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	h <sub>3</sub> (m)			
17	10-4	≥ 30 ≥ 19,5 = 10 = 10	- - - -	- - ≥ 6 m = 6 m	1.8	3.5-9	ab(1a) B(1a) 1-1.5 m B(1a) 1-1.5 m = S 2-2 cm = S 2-2 cm
18	10-4	≥ 5 = 5 ≥ 5 ≥ 5	- - - -	≥ 30 m = 10 m ≥ 19 m = 18 m	1.8	7-15	B(1a) 1-1.5 cm = cm B(1a) 1-1.5 m = cm B(1a) 1-1.5 m = S 2-2 cm B(1a) 1-1.5 cm = S 2-2 cm
19	10-4	-	-	≥ 20 m = 20 m	1.0	12-29	B(1a) 1-2 m = S(m) 10-15 cm B(1a) 1-1.5 m = S(m) 5-10 cm
20*	10-4	-	-	≥ 25 m = 25 m	1.0	20-52	B(1a) 1-2 m = S(m) 20-25 cm B(1a) 1-2 m = S(m) 10-20 cm
21	4-1	≥ 12.5 = 12.5 =	≥ 0.75 = 0.75 =	- - -	1.5	7.5-6.5	B(1a) 1 m = S 2-2 cm S 2.5-5 cm B(1a) 1 m
22	4-1	≥ 10, = 30 ≥ 10 = 30 =	≥ 1.0 = 1.0 = 1.0 =	- - - -	1.5	6.5-11.5	B(1a) 1 m = cm S 2.5-7.5 m B(1a) 1 m = S(m) 2.5-5 cm
23	4-1	≥ 30 =	- =	≥ 15 m = 15 m	1.8	8-20	B(1a) 1 m B(1a) 1-1.5 m = S(m) 10-15 cm B(1a) 1-1.5 m = S(m) 5-10 m
24*	4-1	-	-	≥ 30 m = 30 m	1.5	16-21	B(1a) 1-1.5 m = S(m) 15-30 cm B(1a) 1-1.5 m = S(m) 10-15 cm

\* Estimación del soporte mucho peor al autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

(g) = con tensión (segunda del tipo de cancha en rocas comprimidas, inspección después del tiempo en vez de mala calidad)

S = concreto laminado

(ar) = anillo reforzado

(cm) = anillo de cadena (chain link mesh)

ZZ = concreto colado

(ar) = acero reforzado

El espaciamiento entre anillos está dado en metros (m). El espesor de concreto laminado o cadena se da en centímetros (cm)



#### IV.3.2 Determinación de las presiones actuantes sobre el soporte provisional.

Existen diferentes tipos de presiones que deben considerarse sobre los sistemas de ademe provisional, cada una de ellas esta provocada por diferentes fenómenos, estos son:

- 1.- Por aflojamiento debido a la excavación
- 2.- Por expansión del material
- 3.- Hidráulicas
- 4.- Tectónicas

Las presiones debidas al aflojamiento causado por la excavación (decompresión), son las más importantes para el caso del túnel La Venta, ya que las presiones por expansión del material no se acusan en las formaciones rocosas que atraviesa el túnel, debido a que no existe arcilla a la profundidad de la excavación.

Las presiones hidráulicas sobre el ademe se evitarían perforando barrenos para drenar la agua de filtración, con lo que su acción no será de consideración.

No existen indicaciones de la presencia de presiones tectónicas en la zona, por lo que se ha tomado un valor de cero para estas.

Los métodos para evaluar la presión provocada por el aflojamiento del material, tienen a determinar la altura del material aflojado sobre la clave de la excavación.

La altura de la masa rocosa aflojada depende esencialmente de las propiedades del material y las dimensiones de la excavación.

Revisión para determinar si los túneles se analizan en conjunto ó por separado.

En la fig. IV-13 se presenta un esquema de corte transversal a la altura del cadenamiento 7+780.0

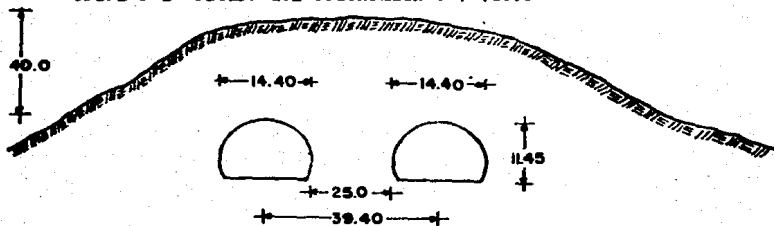


Fig. IV-13 Corte esquemático en el cadenamiento 7+780

Criterio de Terzaghi.

Si la distancia  $d < 1.3(b_1 + b_2)$  los túneles se analizan en conjunto

$d > 1.3(b_1 + b_2)$  los túneles se analizan por separado

Donde:  $d$  = Separación centro a centro de las dos excavaciones

$b$  = Ancho ó diámetro de las excavaciones.

Aplicando este criterio se observa lo siguiente:

$$d = 39.40 \text{ m}$$

$$1.3(b_1 + b_2)$$

$$1.3(14.40 + 14.40) = 37.44 \text{ m}$$

$$39.40 > 37.44 \text{ m}$$

Por lo tanto se analizará cada excavación por separado.

Criterio de Protodyakonov.

"Dos túneles se tomarán aislados si su separación es igual ó mayor a su diámetro, de lo contrario se analizarán en conjunto. En el caso del túnel La Venta se tiene lo siguiente:

$$d=25.0 \text{ m.} \quad \text{y} \quad b=14.40 \text{ m.}$$
$$25.0 > 14.40 \text{ m.}$$

Por lo tanto se analizará cada excavación por separado.

Las presiones se calcularán considerando la máxima altura de cubrimiento, la cual se encuentra aproximadamente en el cadenamiento 7+780.0, además esta localización coincide con la de los sondeos de exploración directa S-2 y S-5 por lo que se consideró que los materiales encontrados en los mismos son representativos de los que se encuentran en la zona del túnel.

A continuación se presenta en forma general la simbología empleada en los cálculos de las presiones.

- $b$  = Ancho ó diámetro del túnel ( m )
- $B$  = Ancho de la bóveda de aflojamiento ( m )
- $m$  = Altura del túnel ( m )
- $h$  = Altura de la bóveda de aflojamiento ( m )
- $H$  = Altura de cubrimiento ( m )
- $\phi$  = Angulo de fricción interna del material ( ° )
- $c$  = Cohesión del material (  $t/m^2$  )
- $q$  = Resistencia a la compresión simple (  $ton/m^2$  )
- $f$  = Factor de resistencia de la roca (de Protodyakonov)
- $\alpha$  = Factor de reducción de la altura  $H$  (de Bierbaumer)
- $\gamma$  = Peso volumétrico natural del material (  $t/m^3$  )
- $P_v$  = Presión vertical (  $t/m^2$  )
- $P_h$  = Presión horizontal (  $t/m^2$  )
- $P_f$  = Presión de fondo de la excavación (  $t/m^2$  )
- $E_a$  = Presión de tierra activa (  $t/m^2$  )
- $E_p$  = Presión de tierra pasiva (  $t/m^2$  )
- $N\phi$  = Coeficiente de reposo  $\tan^2(45 + \phi/2)$

A continuación se presenta un esquema general del efecto de arqueo del material.

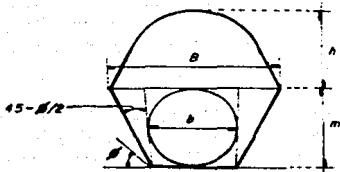


Fig. IV-14 Esquema del efecto de arqueado del material sobre una excavación de sección circular

Lista de valores de los elementos empleados en el cálculo de presiones:

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\beta = 35^\circ$$

$$b = 14.40 \text{ m}$$

$$m = 11.45 \text{ m}$$

$$N\phi = 3.69$$

$$q = 5.6 \text{ t/m}^2$$

$$c = 2.8 \text{ t/m}^2$$

$$H = 40.0 \text{ m}$$

Los valores de "c" y "q" son los más bajos observados en los resultados de las pruebas de compresión simple.

## Método de Terzaghi

Terzaghi analizó el equilibrio de una cuña de arqueo como la que se indica en la fig. IV-15 y encuentra que para suelos cohesivos-friccionantes, la presión vertical sobre la clave del túnel es:

$$P_v = \frac{B}{2} \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right) \left[ 1 - e^{-k \tan \phi \frac{2H}{B}} \right]$$

La presión en este caso, es función de la geometría del túnel, de las propiedades mecánicas del material en la zona del arqueo y de la profundidad a la que se encuentra el túnel.

Para el cálculo de la presión vertical en este caso, se emplea la tabla IV-16 en la que se asigna una determinada condición de carga para diferentes tipos de roca, lo anterior se realizó debido a que usando el valor de la cohesión que se tiene, se obtiene una presión muy pequeña que no corresponde a las condiciones del túnel. Por lo anterior, las presiones se calcularon de la siguiente forma:

$$P_v = 1.10 (B \cdot H) \gamma$$

$$P_h = \frac{(\gamma)(h+m/2)}{N_0}$$

$$h = P_v / \gamma$$

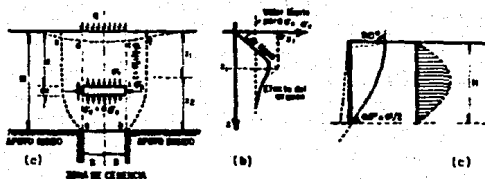
La presión horizontal se aplica a la mitad de la altura del túnel.

TABLA IV-16 Valores de carga de roca  $H_p$  para ademes de túneles a una profundidad mayor de 1.5 (B+H). Donde B es el ancho del túnel y H la altura

Tipo de roca	$H_p$ en m	Recomendaciones
Dura e intacta	0	Ademe ligero si existe alguna clase de desprendimiento
Dura estratificada o esquistosa	0 a 0.5B	Ademe ligero
Masiva fisurada moderadamente	0 a 0.25B	Ademe ligero. La carga puede variar de un punto a otro
Fracturada y fisurada moderadamente	0.25B a 0.35(B+H)	No existe carga lateral
Muy fracturada y fisurada	(0.35 a 1.10)(B+H)	Ninguna o pequeña carga lateral
Completamente fragmentada pero intacta químicamente	1.10(B+H)	Considerable carga lateral
Se estruye bajo carga	(1.10 a 2.10) (B + H) (2.10 a 4.50) (B + H)	Fuerte carga lateral. Se requieren troqueles
Expansiva	> 70 m, independiente de T valor de (B+H)	Se requieren ademes circulares

Fig IV-15

Los dos problemas más frecuentemente tratados por la teoría de atirque.



Formula	Sustitución	Resultado
$P_v = 1.10(B+H)\gamma$	$P_v = 1.10(14.40+11.45)2$	$P_v = 56.87 \text{ t/m}^2$
$h = P_v/\gamma$	$h = \frac{56.87}{2}$	$h = 28.43 \text{ m.}$
$P_h = \frac{(\gamma)(h+m/2)}{N\phi}$	$P_h = \frac{(2)(28.43+11.45/2)}{3.69}$	$P_h = 18.51 \text{ t/m}^2$

#### Método de Bierbaumer

Este método se ha desarrollado durante la construcción de los túneles alpinos. Según esta teoría la carga que actúa sobre el túnel corresponde al peso del material comprendido en el interior de una parábola de altura  $h = \alpha H$  (Ver fig. IV-17). El desarrollo matemático de la teoría tiene por objeto establecer el valor de  $\alpha$  a utilizar en cada caso.



Trás un desarrollo matemático que se omite por brevedad, Bierbaumer llega para  $\alpha$  a la siguiente expresión:

$$\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \tan^2(45^\circ - \phi/2) H}{b + 2m \tan(45^\circ - \phi/2)}$$

De tal manera que las presiones se calculan con las siguientes expresiones:

$$P_v = \gamma H \alpha \quad \text{si } h = \alpha H \quad P_v = \gamma h$$

$$P_{h1} = \frac{\gamma h}{N\phi} \quad \text{Presión horizontal a la altura de la clave}$$

$$P_{h2} = \frac{\gamma(h+m)}{N\beta} \quad \text{Presión horizontal a nivel del piso}$$

La presión horizontal se considera como una fracción de la presión vertical, dicha fracción corresponde al valor del coeficiente de empuje en reposo y su aplicación es a la mitad de la altura del túnel.

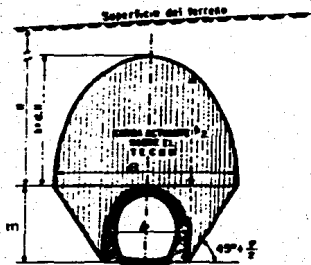


Fig. IV-17 Esquema de la carga actuante en la teoría de Bierbaumer (Ref. 3)

Aplicación del método de Bierbaumer.

$$\alpha = 1 - \frac{\tan \beta \tan^2(45 - \beta/2)H}{b + 2m \tan(45 - \beta/2)} \quad \alpha = 1 - \frac{\tan 35^\circ \tan^2(45 - 35/2)40}{14.40 + 2(11.45)(\tan 45 - 35/2)}$$

$$\alpha = 0.712$$

$$P_v = \gamma H \alpha$$

$$P_v = (2)(40)(0.712)$$

$$P_v = 56.96 \text{ t/m}^2$$

$$h = \alpha H$$

$$h = (0.712)(40)$$

$$h = 28.48 \text{ m.}$$

$$P_{h1} = \frac{\gamma h}{\mu \beta}$$

$$P_{h1} = \frac{(2)(28.48)}{3.69}$$

$$P_{h1} = 15.43 \text{ t/m}^2$$

$$P_{h2} = \frac{\gamma(h+m)}{\mu \beta}$$

$$P_{h2} = \frac{(2)(28.48 + 11.45)}{3.69}$$

$$P_{h2} = 21.64 \text{ t/m}^2$$

$P_h$  promedio =  $18.53 \text{ t/m}^2$  aplicada a la mitad de la altura del túnel.

#### Método de Protodyakonov

En esencia este método de evaluación se fundamenta también en las ideas de arqueo y ha sido desarrollado para materiales granulares, si bien su utilización se ha extendido a rocas y otros tipos de suelos con resultados buenos reportados por la práctica rusa, que es la que mayor uso ha hecho del método. Al desarrollar el método para materiales granulares Protodyakonov supuso que sobre la cavidad se desarrolla

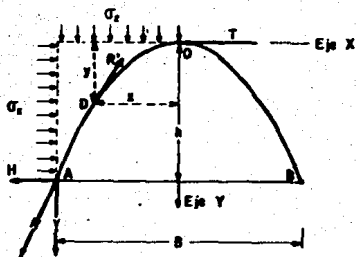


Fig. IV-18 Croquis explicativo para plantear el método de Pröschky-Schöner (Ref. 3).

un arco que puede considerarse triarticulado, cuyo equilibrio sólo puede garantizarse si los esfuerzos a lo largo de la línea AOB son de compresión y no hay esfuerzos de flexión (Ver fig. IV-18). En el desarrollo que de las ideas que fundamentan este procedimiento de evaluación se considera que la excavación de la galería produce un arqueo, de manera que el equilibrio de la masa que queda abajo del arco está asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la línea AOB.

El arco se considera una parábola. Resolviendo este sistema de fuerzas, es decir determinar las fuerzas actuantes y reaccionantes que mantienen en equilibrio el arco parabólico se llega a las siguientes expresiones:

$$Pv = \gamma h$$

$$h = \frac{B}{2f}$$

$$f = \frac{c}{q} + \tan \phi$$

$$B = b + 2m \tan(45 - \phi/2)$$

Para el cálculo de la presión horizontal se utilizan las mismas expresiones empleadas en el método de Bierbaumer.

Aplicación del método de Protodyakonov.

$$B = b + 2m \tan(45 - \phi/2)$$

$$B = 14.40 + (2)(11.45) \tan(45 - 35/2)$$

$$B = 26.32 \text{ m.}$$

$$f = \frac{c}{q} + \tan \phi$$

$$f = \frac{2.8}{5.6} + \tan 35^\circ$$

$$f = 1.2$$

$$b = \frac{B}{2f}$$

$$b = \frac{26.32}{1.2}$$

$$b = 10.96 \text{ m.}$$

$$F_v = \gamma h$$

$$F_v = (2)(10.96)$$

$$F_v = 21.92 \text{ t/m}^2$$

$$F_{h1} = \frac{\gamma h}{K_0}$$

$$F_{h1} = \frac{(2)(10.96)}{3.96}$$

$$F_{h1} = 5.94 \text{ t/m}^2$$

$$F_{h2} = \frac{\gamma(h+m)}{K_0}$$

$$F_{h2} = \frac{(10.96 + 11.45)(2)}{3.69}$$

$$F_{h2} = 12.14 \text{ t/m}^2$$

$F_h$  promedio =  $9.04 \text{ t/m}^2$  aplicada a la mitad de la altura del túnel.

### Presión de fondo (Método de Tsimbarievitch)

El problema de la presión de fondo, fué investigado teóricamente por Tsimbarievitch. El autor analiza el plano del fondo de un pozo excavado (excavación a cielo abierto), dicho plano es desplazado hacia arriba de la excavación, por la acción de la presión de tierra activa originada por la presión vertical aplicada en ambos lados de la excavación, (en este caso  $P_v = P_v + \gamma_m$ ). El desplazamiento es resistido por la presión de tierra pasiva la cual se genera en la masa de suelo bajo el fondo de la excavación. La presión de fondo será precisamente la diferencia de estas dos presiones (activa y pasiva).

En la fig. IV-19 se muestra el planteamiento para determinar la presión de fondo según Tsimbarievitch.

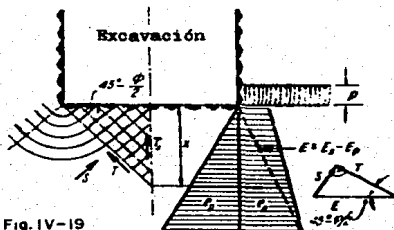


Fig. IV-19

Las presiones se obtienen con las siguientes expresiones:

$$E_a = (Pv + x\gamma) \tan^2(45^\circ - \beta/2) - 2c \tan(45^\circ - \beta/2) \quad \text{si } c=0$$

$$E_a = (Pv + x\gamma) \tan^2(45^\circ - \beta/2)$$

$$E_p = (x\gamma) \tan^2(45^\circ + \beta/2) + 2c \tan^2(45^\circ + \beta/2) \quad \text{si } c=0$$

$$E_p = (x\gamma) \tan^2(45^\circ + \beta/2)$$

A la profundidad "x" se considera que la presión pasiva es igual a la presión activa.

$$x = \frac{E_a \tan^2(45^\circ - \beta/2)}{\gamma [\tan^2(45^\circ + \beta/2) - \tan^2(45^\circ - \beta/2)]}$$

La presión de fondo se obtiene con la siguiente expresión, se considera aplicada al centro de la excavación y es hacia arriba.

$$T_o = 2E \frac{\sin^2(45^\circ - \beta/2)}{\cos \beta} \quad \text{donde } E = E_a - E_p, \quad T_o = P_f$$

Obtención de la presión de fondo:

$$Pv = \gamma x m$$

$$Pv = 57 + 2(11.45)$$

$$Pv = 80 \text{ t/m}^2$$

$$x = \frac{Pv \tan^2(45^\circ - \beta/2)}{\gamma [\tan^2(45^\circ + \beta/2) - \tan^2(45^\circ - \beta/2)]} \quad x = \frac{(80) (\tan^2(45^\circ - 35^\circ/2))}{(2) [\tan^2(45^\circ + 35^\circ/2) - \tan^2(45^\circ - 35^\circ/2)]}$$

$$x = 3.15 \text{ m.}$$

$$E_a = (Pv1 + \gamma x) \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$E_a = (80 + 2(3.15)) \tan^2(45^\circ - 35/2)$$

$$E_a = 23.3 \text{ t/m}^2$$

$$E_p = (\gamma' x) \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$E_p = 2(3.15) \tan^2(45^\circ + 35/2)$$

$$E_p = 23.24 \text{ t/m}^2$$

$$E = E_a - E_p$$

$$E = 23.3 - 23.24$$

$$E = 0.06 \text{ t/m}^2$$

$$T_o = 2E \frac{\sin^2(45^\circ - \phi/2)}{\cos \phi}$$

$$T_o = 2(0.06) \frac{\sin^2(45^\circ - 35/2)}{\cos 35^\circ}$$

$$T_o = 0.03 \text{ t/m}^2$$

Tabla IV-20 Presiones actuantes sobre el soporte provisional.

Método empleado	Altura de aflojamiento (m)	Pv (t/m <sup>2</sup> )	Ph (t/m <sup>2</sup> )	Pf (t/m <sup>2</sup> )
Terzaghi	28.43	56.87	18.51	----
Bierbaumer	28.48	56.96	18.53	----
Protodyakonov	10.96	21.92	9.04	----
Tsimbarievitch	----	----	----	0.03

Observando los valores de las presiones obtenidas, (Ver tabla IV-20) los de mayor magnitud son los que se obtuvieron con los métodos de Terzaghi y Bierbaumer, así mismo se observa que son muy similares. Por lo tanto se eligieron estos valores para calcular la presión de fondo del túnel utilizando el método de Tsimbarievitch.

Cabe mencionar que en la evaluación de la presión lateral no se empleó la fórmula completa la cual es:

$$P_h = \frac{\gamma h}{N\sigma} - \frac{2c}{\sqrt{N\sigma}}$$

ya que se decidió manejar al material como puramente friccionante, por lo tanto la cohesión vale cero (c=0) y la fórmula queda como:

$$P_h = \frac{\gamma h}{N\sigma}$$

lo anterior debido a la falta de un valor apropiado de la cohesión del material, ya que no se realizaron pruebas triaxiales en los materiales de la zona de influencia de la excavación.



Para los cálculos de presión de fondo y el patrón de anclaje se redondeo el valor de la presión vertical de  $P_v = 56.96$  a  $P_v = 57 \text{ t/m}^2$  pues resulta más practico manejar este valor.

En la fig. IV-21 se muestran los valores elegidos de las presiones actuantes sobre el soporte provisional.

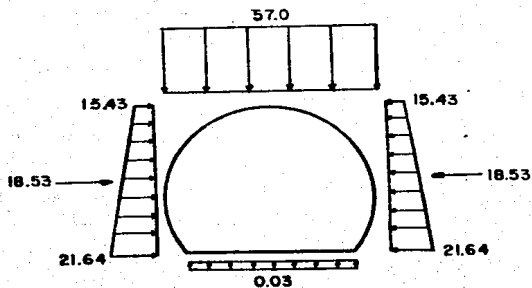


Fig. IV-21 Presiones actuantes (ton/m<sup>2</sup>)

## Simbología empleada en el diseño del patron de anclaje.

Simbolo	Observación	Unidad
fo	Flecha del arco $fo=r+hf+h/2$	m
Lo	Abertura del arco $Lo=2fo$	m
Pv	Presión vertical, en este caso $Pv=57 \cdot fh$	$t/m^2$ ó $kg/cm^2$
q	Resistencia a la compresión de la roca	$t/m^2$ ó $kg/cm^2$
Fs	Factor de seguridad $Fs=?$	-----
r	Radio de la excavación	m
h	Esnesor del arco de autoaporte	m
hf	Esnesor del material aflojado	m
$\gamma$	Peso volumétrico de la roca	$t/m^3$
n	Area tributaria de cada ancla (exagonal)	$m^2$
T	Resistencia de cada ancla $T=2/3 Py$	$t/m^2$ ó $kg/cm^2$
w	Peso del arco de autoaporte mas peso del material aflojado $w=\gamma(h+hf)$	ton
$\beta$	Angulo de fricción interna del material	°
s	Separación de las anclas	m
a	Dimensión de los lados de un exgono	m
La	Longitud de empotramiento de la ancla	m
PeVa	Perímetro de la varilla (ancla)	cm
$\alpha$	Factor de resistencia del mortero	$kg/cm^2$
D	Diámetro de la varilla (ancla)	cm
Vc	Resistencia al cortante del mortero	$kg/cm^2$
PeBa	Perímetro del barrenó donde se introduce la ancla	cm
Co	Resistencia al cortante de la roca que es $Co=2/3 c$	$kg/cm^2$
c	Cohesión de la roca	$kg/cm^2$
f'm	Resistencia a la compresión del mortero	$kg/cm^2$

Relación de valores de los elementos empleados en el diseño del patron de anclaje

$$q = 19 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o} \quad 190 \text{ t/m}^2$$

$$F_g = 2$$

$$r = 7.20 \text{ m}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad \text{o} \quad 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$D = 2.54 \text{ cm}$$

$$P_e V_a = 7.97 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del barreno} = 2 \frac{1}{8}'' \quad (\text{pulgadas})$$

$$P_e B_a = 16.96 \text{ cm}$$

$$f'_{cm} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4 \text{ 200 gk/cm}^2$$

### IV.3.3 Diseño del patron de anclaje

#### Método de Roguinsky

Este método de bases mecanicistas, considera la generación de un arco en la masa de roca que, trabajando a compresión, es el que soporta las presiones que se inducen alrededor de la excavación.

El material que se encuentra por debajo de este arco se afloja y deberá ser soportado por las anclas mismas o por cualquier otro elemento exterior que se coloque en la excavación con ese propósito.

La posición del arco de carga depende fundamentalmente de la geometría de la excavación y, en cierto grado, de las características de resistencia al esfuerzo cortante de la roca en que se forma, ya que en general, la fuerza de reacción en los apoyos no debe ser más inclinada que el ángulo de fricción de la roca. Una vez definida la posición de la parte inferior del arco de carga, su espesor puede definirse mediante la siguiente ecuación de equilibrio entre las presiones actuantes y la resistencia a compresión en el material que forma el arco:

$$\frac{P_v (L_o)^2}{8 f_o} = \frac{q h}{P_s 2}$$

donde:  $P_v$ = Presión vertical actuante en el arco.

$L_o$ = Abertura del arco

$f_o$ = Flecha del arco

donde:  $q$  = Resistencia a compresión simple de la roca  
 $F_s$  = Factor de seguridad

En la ecuación anterior está implícito que la distribución de esfuerzos de compresión en el arco es lineal, variando de cero en la parte inferior a un máximo en la parte superior, el cual no debe exceder la resistencia a compresión de la roca y debe incluir un factor de seguridad adecuado.

El peso de la roca aflojada bajo el arco puede entonces valorizarse, para determinar la capacidad de los elementos que habrán de soportarlo, y que normalmente pueden ser las anclas mismas, aunque su función primordial es facilitar el trabajo de conjunto de la roca en que se genera el arco de carga como mecanismo natural de soporte. En la fig. IV-21 se muestra el esquema del planteamiento anterior.

Breve descripción del procedimiento de cálculo:

- 1.- Proponer el empleo de determinada ancla, cuya capacidad esta en función de  $2/3$  del límite de fluencia de ésta.
- 2.- En la ecuación de equilibrio del arco parabólico cuya incógnita es "h" (espesor del arco de autosoporte), se supone una separación de anclas, con un espesor de material aflojado ( $h_f$ ) determinado por el ángulo  $45^\circ - \phi/2$ .

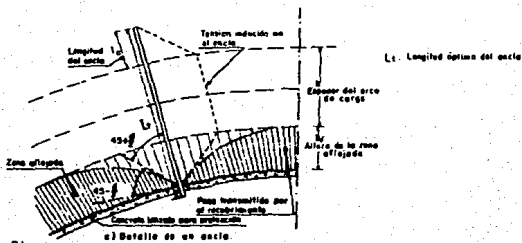
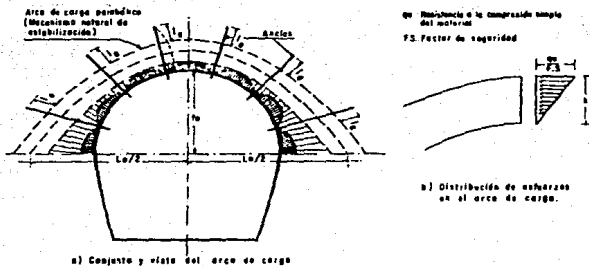


Fig. IV-21

Requisito para el diseño de longitudes de anclaje de fricción, colocadas en material que varie desde una alternancia a zonas compactas

- 3.- Con los valores iniciales supuestos, se realizan cálculos iterativos, en los cuales van variando los valores antes citados, hasta que se determina el espesor de la zona aflojada, el espesor del arco de autoaporte y la separación de las anclas.
- 4.- Se calcula la longitud de empotramiento ( $l_a$ ) de las anclas.
- 5.- Se determina la longitud óptima de la ancla, que es la longitud de empotramiento más el espesor del arco de autoaporte más el espesor del material aflojado, ( $l_a+h+h_f$ ).

#### Diseño del patron de anclaje:

- 1.- Resistencia de la varilla de 2.5 cm de diámetro.

Var. (cm)	Perímetro	Area ( $\text{cm}^2$ )	$F_y$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	2/3 de $F_y$	Resistencia	Diámetro del barrenado
2.5	7.97 cm	5.06	4200	2800	14 168 kg	2 1/8"

$$\text{Resistencia} = \frac{2}{3}(F_y)(\text{Area}) , \frac{2}{3}(4200)(5.06) = 14\ 168 \text{ kgs}$$

$$T = 14\ 168 \text{ kg } \hat{=} T = 14.168 \text{ ton}$$

2.- Aplicación de la formula de equilibrio, se supone una separación de dos metros, el ángulo  $\phi=35^\circ$ :

$$\frac{Pv}{8} \frac{(L_0)^2}{f_0} = \frac{q}{F_s} \frac{h}{2} \dots\dots\dots (1) \quad \text{como } L_0 = 2f_0$$

$$\frac{Pv}{8} \frac{4f_0^2}{f_0} = \frac{q}{F_s} \frac{h}{2} \dots\dots\dots (2) \quad \text{lo que se reduce a}$$

la siguiente expresión, tomando en cuenta que ya se tiene un factor de seguridad de 2 debido a que la reacción pasa al borde del núcleo central, del arco de autoaporte.

$$\frac{Pv f_0}{2} = \frac{q}{2} \frac{h}{2} \dots\dots\dots (3)$$

de la separación inicial supuesta de 2.0 m, tenemos que:



$$hf = s/2 (\tan 45^\circ - \phi/2)$$

$$hf = 2/2 (\tan 27.5^\circ) \quad hf = 0.52 \text{ m}$$

por lo tanto  $f_0 = r + hf + h/2 \quad f_0 = 7.20 + 0.52 + h/2 \quad f_0 = 7.72 + h/2$

sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación (3)

$$\frac{(57+2h)(7.72+h/2)}{2} = 190 \frac{h}{2} \quad \text{simplificando a}$$

$$(28.5+h)(7.72+h/2) = 95h \quad , \quad 220 - 87.28h + 0.5h^2 = 0$$

resolviendo la ecuación de segundo grado  $h = 2.54 \text{ m}$ .



A continuación se evalúa el peso "w" que es el que van a cargar las anclas.

$$w = \gamma(h+hf) \quad , \quad w = 2(2.54+0.52) \quad , \quad \underline{w = 6.12 \text{ ton/m}^2}$$

Se considera que cada ancla tiene una área tributaria la cual depende del peso "w" y de la resistencia "T" de la ancla, por lo tanto:

$$A = \frac{T \text{ (ton)}}{w \text{ (ton/m}^2)} \quad , \quad A = \frac{14.168}{6.12} \quad , \quad A = 2.31 \text{ m}^2$$

La área de las anclas colocadas al tresbolillo es exagonal por lo que:

$$A = \frac{(3)(a^2)(\sqrt{3})}{2} \quad \text{de donde} \quad a = \sqrt{\frac{(2)(A)}{(3)(\sqrt{3})}} \quad \text{sustituyendo}$$

$$a = \sqrt{\frac{(2)(2.31)}{(3)(\sqrt{3})}} \quad , \quad a = 0.94 \quad \text{la separación de las anclas}$$

se obtiene con la expresión:  $s = (2)(\sqrt{3})(a/2)$  sustituyendo

$$s = (2)(\sqrt{3})(0.94/2) \quad , \quad s = 1.62 \text{ m.} \quad \text{con esta nueva se--}$$

paración se vuelve a calcular hf :  $hf = (1.62/2)(\tan 27.5^\circ)$

$hf = 0.42 \text{ m.}$  , con este valor se vuelve a realizar todo el cálculo anterior, hasta que en la última iteración se observa que el valor de hf encontrado en este último cálculo es igual al valor de hf con el que se inicio dicho cálculo. Por brevedad, solo se presentan dos iteraciones, la primera que fué la anteriormente realizada y la última en la cual se obtiene el valor del espesor del arco de autosoporte (h), y el del

espesor de material aflojado ( $hf$ ), así como la separación definitiva de las anclas.

Ultima iteración con un valor de  $hf = 0.40$  m,

por lo tanto  $f_0 = 7.20 + 0.40 + h/2$  ,  $f_0 = 7.60 + h/2$  sustituyendo

en la ecuación (1) ,  $(28.5 + h)(7.60 + h/2) = 95h$  simplificando

$216.6 - 73.15 + 0.5h^2 = 0$  , resolviendo la ecuación de segundo

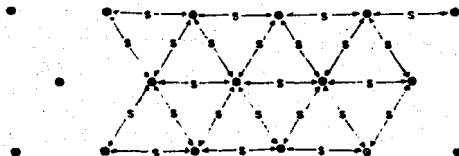
grado  $h = 3.03$  m. , se evalúa el peso  $w = (2)(3.03 + 0.40)$

$w = 6.86$  ton/m<sup>2</sup>, se calcula la área tributaria  $A = \frac{14.168}{6.86}$

$A = 2.06$  m<sup>2</sup> , obtención de "a"  $a = \sqrt{\frac{(2.06)(2)}{(3)(\sqrt{3})}}$  ,  $a = 0.89$

la separación definitiva es:  $s = (2)(\sqrt{3})(0.89/2)$  ,  $s = 1.54$  m.

La separación de las anclas debe ser a 1.54 m. al tresbolillo, como se muestra en el siguiente croquis.



$s = 1.50$  m

la separación "s" se puede relacionar a  $s = 1.50$  m

4.-Cálculo de la longitud de empotramiento ( $l_a$ ) de la ancla.

a) Obtención de " $l_a$ " en base a la capacidad entre la barra y el mortero, empleando las siguientes formulas:

$$l_a = \frac{T}{(P_e V_a)(\mu)} \quad \text{donde } \mu = \frac{4.5 \sqrt{f'_{cm}}}{D} \quad \text{sustituyendo}$$

$$\mu = \frac{(4.5)(\sqrt{150})}{2.54} = 21.69, \quad l_a = \frac{14\,168}{(7.97)(21.69)} \quad l_a = 81.95 \text{ cm}$$

b) Obtención de " $l_a$ " con base en la capacidad entre el mortero y la roca (considerando falla en el mortero), empleando las siguientes formulas:

$$l_a = \frac{T}{(V_c)(P_e B_a)} \quad \text{donde } V_c = 0.5 \sqrt{f'_{cm}} \quad \text{sustituyendo}$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{150} \quad V_c = 6.12, \quad l_a = \frac{14\,168}{(6.12)(16.96)} \quad l_a = 136 \text{ cm.}$$

el perímetro de un barreno de 2 1/8" es 16.96 cm.

c) Obtención de " $l_a$ " con base en la capacidad entre el mortero y la roca (considerando falla en la roca), empleando las siguientes formulas:

$$l_a = \frac{T}{(C_o)(P_e B_a)} \quad \text{donde } C_o = 2/3 (c) \quad \text{y } c = \text{cohesión}$$

de la roca. Sustituyendo  $C_o = (2/3)(9.5) \quad C_o = 6.3$

$$l_a = \frac{14\,168}{(6.3)(16.96)} \quad l_a = 133 \text{ cm.}$$

De los tres valores de "la" calculados se elige el mayor, que en este caso es  $la = 1.36 \text{ m}$ .

5.- Obtencion de la longitud optima de la ancla "Lt".

$$Lt = la + h + hf \quad \text{sustituyendo} \quad Lt = 1.36 + 3.03 + 0.40 \quad Lt = 4.79 \text{ m.}$$

El valor de 4.79 m se redondea a  $Lt = 5.0 \text{ m}$ .

El patron de anclaje diseñado queda de la siguiente forma:

- Anclas de 2.5 cm de diámetro (1")
- Longitud de las anclas igual a 5.0 m.
- Colocadas al tresbolillo con una separación de 1.50 m.

Para contrarrestar las presiones horizontales que actúan en la parte inferior del túnel (de la media sección hacia abajo) se hace un planteamiento de diseño de otro patrón de anclaje utilizando un promedio de presiones horizontales de la siguiente forma:

$$\frac{18.53 + 21.64}{2} = 20.08 \text{ ton/m}^2$$

valor que se puede redondear a 20.0 ton/m<sup>2</sup>

Se empleó el mismo método de Rouguinsky, simplemente se cambió la presión actuante, ya que la geometría del túnel no varía, se realizaron tres iteraciones suponiendo una separación inicial de 2.0 m, por brevedad a continuación se presenta la última iteración.

Última iteración con un valor de  $hf = 0.59 \text{ m}$

por lo tanto  $f_0 = 7.20 + 0.59 \cdot h/2$ ,  $f_0 = 7.79 \cdot h/2$  sustituyendo

en la ecuación (1),  $(10+h)(7.79 \cdot h/2) = 95h$  simplificando

$77.9 - 82.2h + 0.5h^2 = 0$ , resolviendo la ecuación de segundo

grado, tenemos que  $h = 0.96 \text{ m}$ , se evalúa el peso "w"

$w = (2)(0.96 + 0.59)$ ,  $w = 3.1 \text{ ton/m}^2$ , se calcula el área

tributaria  $A = \frac{14.168}{3.1}$ ,  $A = 4.57 \text{ m}^2$ , a continuación se

obtiene el valor de "a"

$a = \frac{(4.57)(2)}{(3)(\sqrt{3})}$  ,  $a = 1.32$  , la separación definitiva es  
 $s = (2)(\sqrt{3})(1.32/2)$  ,  $s = 2.28 \text{ m}$  , valor que se puede  
 redondear a  $s = 2.30 \text{ m}$  , del planteamiento de diseño anterior, el patron de anclaje lateral queda de la siguiente  
 forma:

- Anclas de 2.5 cm de diámetro (1")
- Longitud de las anclas igual a 3.0 m
- Colocadas al tresbolillo con una separación de 2.30 m

La longitud de las anclas laterales se obtuvo de la siguiente forma:  $L_t = L_a + h + h_f$  ,  $L_t = 1.36 + 0.96 + 0.59$

$L_t = 2.91 \text{ m}$  , valor que se redondea a  $3.0 \text{ m}$

Como en realidad al construir el túnel "La Venta" se colocó un patron de anclaje diferente al obtenido en el planteamiento de diseño de este trabajo y también se colocaron marcos de concreto lanzado (concreto reforzado), se procederá a analizar el marco antes mencionado, para posteriormente observar la capacidad resistente del soporte temporal constituido por las anclas de fricción y los marcos de concreto lanzado.

Respecto a la presión de fondo del túnel, ésta es tan pequeña que puede despreciarse o simplemente se contrarresta con las losas de concreto que constituyen la carpeta del pavimento del interior del túnel.

#### Analisis del marco de concreto lanzado.

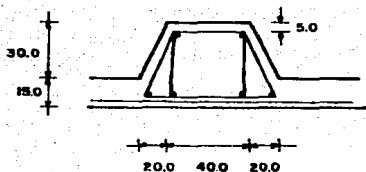
El marco de concreto lanzado, en realidad es un arco, que por las condiciones de apoyo que presentó se considera doblemente articulado, pues no se empotro al sistema tierra a una profundidad considerable, pero tampoco se dejó simplemente apoyado en el piso del túnel, sino que se excavó un pequeño dentellon de 0.40 m de profundidad en los apoyos para desplantar esta estructura.

Para fines de éste trabajo y haciendo una simplificación de la estructura se analizó un arco circular, es decir solamente se analiza de la media sección hacia arriba, además se considera que esta es la zona que mayor esfuerzos presenta un arco, según la literatura consultada.

Para determinar la resistencia del arco de concreto lanzado, primero se determinaron los elementos mecánicos que puede resistir la sección transversal de esta estructura la cual se comporta como una columna (trabajando a flexocompresión) una vez que se sabe cuanto momento flexionante y carga axial resiste la estructura, se aplican distintas cargas verticales uniformemente repartidas, hasta encontrar cual de estas cargas genera alguno de los elementos mecánicos que puede resistir la estructura.

Se parte de la fracción de carga que queda entre el arco y la excavación, que no se puede tomar en forma vertical por las anclas cuando ya da un patron de anclaje muy cerrado.





ESC. 1:20 ACOT. cm.

Armado de marcos de concreto lanzado

6 Var. No. 8

Estribas Var. No. 3

$\square$  @ 50 cm. } Alternados  
 $\triangle$  @ 50 cm. }

MeRe electrosoldada 4/4-10/10

Sección transversal del marco de concreto lanzado.

Determinación de la resistencia de la estructura.

$$\text{Area bruta de la sección } A_g = \frac{(B+b)(h)}{2}, \quad A_g = \frac{(80+40)(45)}{2}$$

$$A_g = 2700 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia } I = \frac{(h)^3(3b+B)}{12}, \quad I = \frac{(45)^3(3(40)+80)}{12}$$

$$I = 1518750 \text{ cm}^4$$

Area total de acero  $A_s = (6 \text{ Var.})(\text{área de una var.})$

$$A_s = (6)(5.07), \quad A_s = 30.42 \text{ cm}^2$$

Concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$f^*c = (0.80)(f'c) , f^*c = (0.80)(200) , f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = (0.85)(f^*c) , f''c = (0.85)(160) , f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte de la sección  $h = 45 \text{ cm}$

Peralte efectivo de la sección  $d = 40 \text{ cm}$

Para emplear las gráficas de diseño de elementos de concreto reforzado (teoría plástica), se realiza el cociente  $\frac{d}{h}$

$$\frac{d}{h} = , \frac{40}{45} = 0.88 \approx 0.90$$

con el valor de 0.90 se hace uso de la gráfica de la fig. IV-22

de tal manera tenemos que:  $p = \frac{As}{bh} . p = \frac{30.42}{(60)(45)} , p = 0.011$

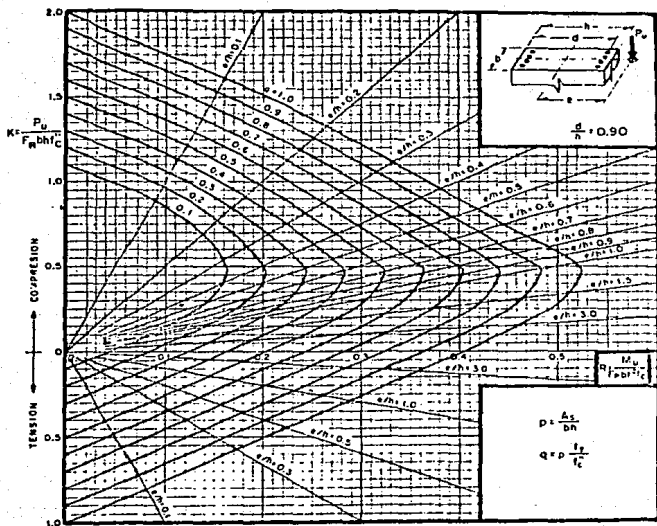
$$\text{ahora } q = \frac{fy}{f'c} (p) , q = \frac{4200}{136} (0.011) , q = 0.34$$

con el valor de  $q = 0.34$  se entra a la gráfica antes mencionada, para obtener los valores de  $K$  y  $R$ , los valores encontrados fueron:  $K = 0.575$  y  $R = 0.23$  para obtener la carga axial de diseño se emplea la fórmula:  $P_u = (K)(FR)(bh)(f''c)$

$$P_u = (0.575)(0.85)(60(45))(136) , P_u = 179.4 \text{ ton.}$$

para obtener el momento flexionante de diseño se emplea la fórmula:  $M_u = (R)(FR)(bh^2)(f''c)$ ,  $M_u = (0.23)(0.85)(60(45)^2)(136)$

$$M_u = 32.3 \text{ ton-m.}$$



$A_s$  = Area total de refuerzo

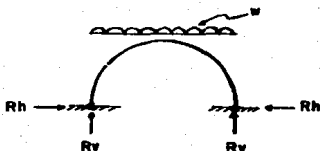
$f_c' = 0.85 f_c''$ ; si  $f_c'' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c' = (1.05 - \frac{f_c''}{1250}) f_c''$ ; si  $f_c'' > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de diseño

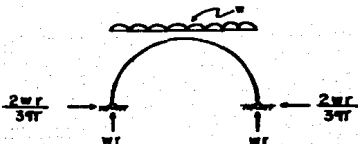
$P_u$  = Carga axial de diseño

Gráfica IV-22

Ahora que ya se conocen los elementos mecánicos que puede resistir el arco de concreto lanzado, se procede a aplicar cargas verticales uniformemente repartidas al arco semicircular, para determinar cual es la magnitud de la carga que genera alguno de los elementos mecánicos que puede resistir la estructura. En la siguiente figura se muestra el arco semicircular, así como las acciones y reacciones actuantes.



La solución de un arco doblemente articulado (hiperestático) se realiza a través del Teorema de trabajo virtual, es decir primero se determinan las reacciones verticales con las ecuaciones de la estática y posteriormente aplicando el Teorema de trabajo virtual se obtiene el valor de las reacciones horizontales, de tal manera que la estructura queda de la siguiente forma:



Las ecuaciones para determinar los elementos mecánicos a lo largo de la estructura, es decir de cero a ciento ochenta grados son las siguientes:

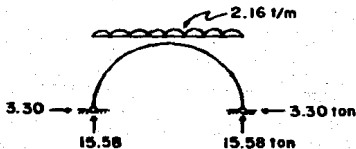
$$M = \frac{w r^2}{2} \text{sen}^2 \theta - \frac{2 w r^2}{3\pi} \text{sen} \theta$$

$$N = - \frac{2 w r}{3\pi} \text{sen} \theta - w r \text{cos}^2 \theta$$

$$V = \frac{2 w r}{3\pi} \text{cos} \theta - w r \text{cos} \theta \text{sen} \theta$$

Las ecuaciones corresponden a momento flexionante ( M ) fuerza normal ( N ) y fuerza cortante ( V ).

Después de aplicar varias cargas verticales uniformemente repartidas, se observa que la carga  $w = 2.165 \text{ t/m}$  genera un momento flexionante máximo en la clave del arco de  $M = 32.3 \text{ t-m}$  que es el mismo que resiste el arco de concreto lanzado. De tal manera las acciones y reacciones del arco quedan de la siguiente forma:



En la tabla IV-23 se presentan los valores de los elementos mecánicos a lo largo de la estructura.

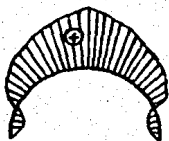
Tabla IV-23 valores de los elementos mecánicos del arco semicircular analizado.

$$w = 2.165 \text{ t/m}$$

$$y \quad r = 7.20 \text{ m}$$

$\theta$ ( $^\circ$ )	M (t-m)	N (ton)	V (ton)
0	0.0	-15.58	3.30
15	-2.40	-15.39	-0.70
30	2.12	-13.34	-3.88
45	11.21	-10.13	-5.45
60	21.41	-6.76	-5.09
75	29.35	-4.23	-3.04
90	<u>32.30</u>	-3.30	0.0
105	29.35	-4.23	3.04
120	21.46	-6.76	5.09
135	11.21	-10.13	5.45
150	2.12	-13.34	3.88
165	-2.4	-15.39	0.70
180	0.0	-15.58	-3.30

En las siguientes figuras se muestran los diagramas de los elementos mecánicos.



M (t-m)



V (ton)



N (ton)

Una vez que se sabe que la carga  $w$  actuante sobre el arco formado por las anclas y el arco de concreto lanzado, será el peso del material aflojado más el peso del espesor del arco natural de autoaporte de la roca considerando que este no se autoaporta.

Se tiene que:  $w = (h_0 + h) \gamma$  ,  $w = (0.40 + 3.03)(2)$

$w = 6.86 \text{ t/m}^2$  por lo tanto la carga  $w$  es de  $w = 6.86 \text{ t/m}$

que es una carga vertical uniformemente repartida en una franja de un metro de ancho. Esta carga es soportada por el patron de anclaje diseñado para la bóveda que consiste en anclas de 2.5 cm de diámetro, longitud de 5.0 m con una separación de 1.54 m colocadas al tresbolillo, pero como en el túnel La Venta se construyó un patron de anclaje diferente el cual consistió en anclas de 2.5 cm de diámetro, longitud de 5.0 m con una separación de 2.0 m colocadas al tresbolillo en toda la periferia de la excavación, se procederá hacer el siguiente analisis.

Si se recuerda las anclas con una separación de 2.0 m soportan una carga  $w = 6.12 \text{ t/m}^2$  (valor obtenido en la primera iteración del diseño del patron de anclaje para la bóveda).

Ahora bien se sabe que el arco de concreto lanzado soporta una carga vertical uniformemente repartida de  $w = 2.165 \text{ t/m}^2$  y que la separación máxima entre marcos es de 1.5 m , por lo

tanto  $w = \frac{2.165}{1.5}$  ,  $w = 1.44 \text{ t/m}$  carga que toman los arcos.

Entonces el sistema de soporte provisional construido resiste una carga vertical uniformemente repartida de

$$w = 6.12 + 1.44 \quad , \quad w = \underline{7.56 \text{ t/m}}$$

De lo anterior se tiene de carga actuante  $w = \underline{6.86 \text{ t/m}}$

y de carga resistente  $w = 7.56 \text{ t/m}$  por lo tanto

$$7.56 > 6.86$$

y el factor de seguridad adicional es  $F.S. = \frac{w \text{ resistente}}{w \text{ actuante}}$

$$F.S. = \frac{7.56}{6.86} \quad , \quad F.S. = 1.10 \quad \text{por lo tanto el conjunto de}$$

sistema provisional de soporte construido es estable.

Respecto a las cargas horizontales, se sabe que el patron de anclaje diseñado con anclas de 2.5 cm de diámetro,

longitud de 3.0 m y separación de 2.28 m soporta 3.10 t/m

y el patron de anclaje construido con anclas de 5.0 m de lon-

gitud, 2.5 cm de diámetro y separación de 2.0 m soporta 6.12 t/m

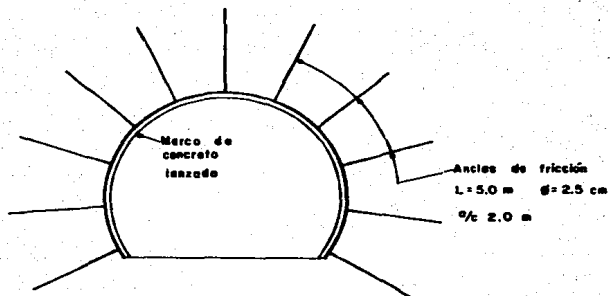
entonces  $F.S. = \frac{6.12}{3.10}$  ,  $F.S. = 1.97$  es evidente que las

paredes de la excavación son estables, En la fig. IV-24 se

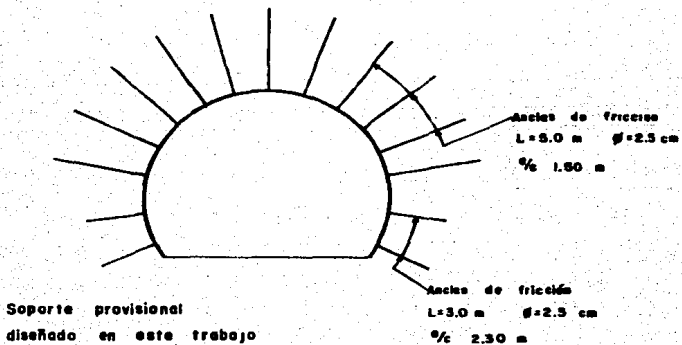
muestra de manera esquemática el soporte provisional diseñado



y el soporte provisional construido. Fig. IV-24



Soporte provisional construido



El factor de seguridad obtenido en los calculos anteriores es adicional, ya que para la determinación de cada elemento "h" del arco, diámetro del ancla, etc. ya se han tomado factores de seguridad en las resistencias consideradas como son; " $q_u$ " , " $f_y$ " , etc.

Con respecto a la capa de concreto lanzado de 15 cm de espesor, se le considera mas que como un elemento estructural, como un elemento que sirve para proteger del intemperismo al material excavado, para lograr mantener en mayor medida sus propiedades físicas y mecánicas originales, también sirve para transmitir el peso del material aflojado (entre arco y excavación) a las anclas y marcos, lo que contribuye a la estabilidad de la excavación y a que ésta se comporte estructuralmente lo mas aproximado a lo previsto.

#### IV.4 Soporte o revestimiento definitivo

El diseño del soporte definitivo del túnel La Venta se realizó considerando que a lo largo de la excavación se instalaría un soporte provisional que resistiría las cargas verticales y horizontales de una manera temporal, es decir durante el periodo de construcción, debido a las siguientes consideraciones:

- a) Se considera que en las anclas no se garantiza un perfecto recubrimiento de mortero, por lo que estas se corroen debido al contacto con el agua que se encuentra en el terreno, por lo tanto su durabilidad no será igual a la de una estructura de concreto hidráulico.
- b) En los marcos de concreto lanzado sucede algo similar, debido a que estos elementos no tienen un vibrado como el del concreto hidráulico. Además estas estructuras no cuentan con un apoyo perfectamente construido.
- c) El concreto lanzado no proporciona una superficie uniforme y adecuada en las paredes del túnel.

Por lo anterior, el revestimiento definitivo resistirá las cargas producidas por el material aflojado bajo el arco natural de autoapoye y el peso de dicho arco.

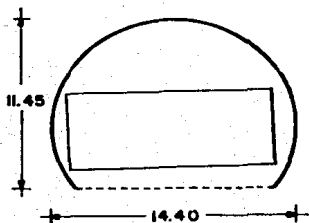
Se sabe que  $w = \gamma(h_0 + h)(1)$ ,  $w = 6.86 \text{ ton/m}$  que es una carga vertical uniformemente repartida aplicada en una franja

de un metro de ancho. Aplicando un factor de seguridad de 1.5  
 $w=(1.5)(6.86)$  ,  $w= 10.2$  , finalmente se tomó  $w= 10.0$  t/m

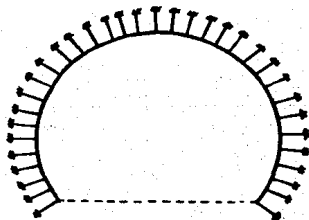
Tomando en cuenta la variación del tipo de materiales, el análisis se realizó de la misma forma utilizada para analizar las alternativas de sección geométrica, es decir con simetría y asimetría tanto de carga como del tipo de roca.

Se empleo un modelo de resortes igual al descrito en la selección de la sección geométrica, el cual toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

La sección geométrica "C" se analizó con dos variantes, una con losa inferior (Ver fig. IV-2 ) y otra sin losa inferior es decir sección abierta, finalmente se construyó en los dos cuerpos la sección abierta, su geometría y modelo de análisis se muestran a continuación.



Sección C (abierta)



Modelo de análisis

Los valores empleados en el análisis con el modelo de resortes fueron los siguientes:

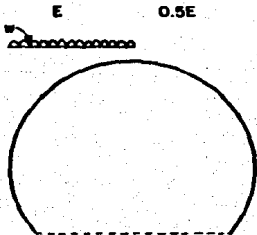
$$E = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 10.0 \text{ t/m}$$

$$I = 0.0001 \text{ m}^4$$

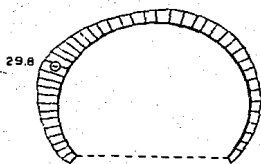
Como en el caso del análisis para seleccionar la sección geométrica, el análisis se realizó de manera iterativa (por medio de un programa de computadora), revisando que el estado de esfuerzos normales y cortantes fuera admisible en el terreno.

Se revisó que ningún resorte trabaje a tensión y que los esfuerzos cortantes controlados por el parámetro "EI" no excedan el admisible en el terreno. La combinación de carga más desfavorable para la estructura fue la de asimetría en carga y asimetría en tipo de roca. Esta condición de carga se muestra a continuación

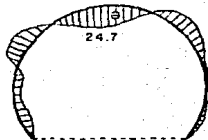


Condición de carga más desfavorable

Los valores de mayor magnitud de los elementos mecánicos obtenidos en el análisis fueron los siguientes: fuerza normal de 29.8 ton (a compresión) y momento flexionante de 24.7 t-m los diagramas de los elementos mecánicos se muestran a continuación.



Fuerza normal (ton)



Momento flexionante (ton-m)

Los valores anteriores se redondearon a 30.0 ton para la fuerza normal y 25.0 t-m para el momento flexionante.

Con los valores de los elementos mecánicos se procede al diseño del soporte definitivo, diseñándose como un elemento trabajando a flexocompresión.

El espesor (peralte) del soporte definitivo es de 60 cm se diseña una franja de un metro de ancho. El concreto hidráulico es de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  se consideró un recubrimiento de 8.0 cm, por lo tanto el peralte efectivo es de 52.0 cm, se empleó la teoría plástica en el diseño.

## Memoria de cálculo

## Constantes de cálculo

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 52 \text{ cm}$$

$$FR = 0.85$$

$$f^*c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = (0.80)(f^*c) \quad , \quad f^*c = (0.80)(250) \quad , \quad f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = (0.85)(f^*c) \quad , \quad f^*c = (0.85)(200) \quad , \quad f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pu = 30.0 \text{ ton.}$$

$$Mu = 25.0 \text{ t-m.}$$

## Operaciones:

$$\frac{d}{h} = 0.86 \quad 0.85 \quad , \quad \text{se emplea la gráfica de la fig IV-25}$$

$$R = \frac{Mu}{(FR)(b)(h^2)(f^*c)} \quad , \quad R = \frac{2\,500\,000}{(0.85)(100)(60)^2(170)}$$

$$R = 0.048$$

$$K = \frac{Pu}{(FR)(b)(h)(f^*c)} \quad , \quad K = \frac{30\,000}{(0.85)(100)(60)(170)}$$

$$K = 0.035$$

de la gráfica de la fig. IV-25 se obtiene que  $q$  es igual a  $q = 0.1$

$$f = (q) \frac{(f^*c)}{(fy)} , f = (0.1) \frac{(170)}{(4200)} , f = 0.004$$

$$As = (f)(b)(h) , As = (0.004)(100)(60) , A = 24 \text{ cm}^2$$

$$\frac{24 \text{ cm}^2}{2 \text{ lechos}} = 12 \text{ cm}^2 , \text{ la área de una varilla de } \phi 3/4''$$

$$\text{es de } 2.85 \text{ cm}^2 \text{ por lo tanto } \frac{12}{2.85} = 4.21 \text{ pzas.}$$

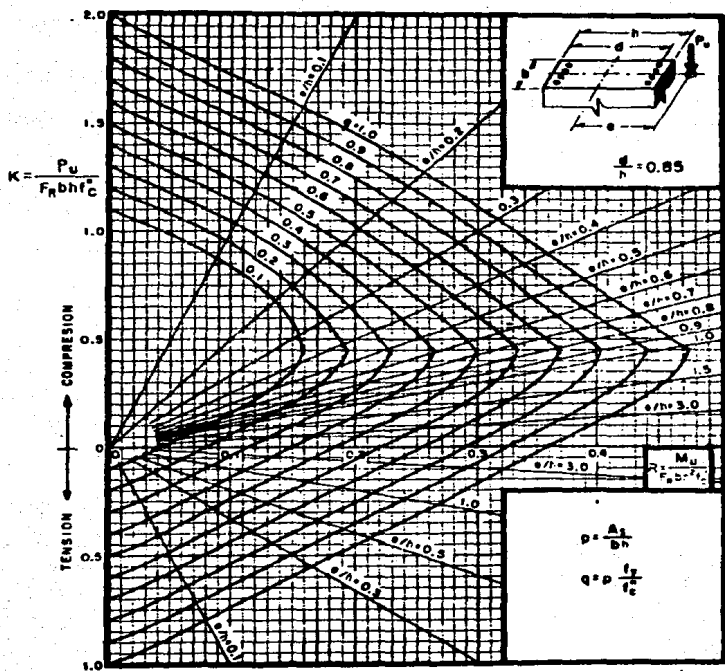
en una franja de un metro de ancho tenemos que

$$\frac{100}{4.21} = 23.75 \text{ cm} , \text{ varillas de } \phi 3/4 \text{ a/c } 20.0 \text{ cm}$$

en ambos lechos.

En la fig IV-26 se muestra la sección estructural.



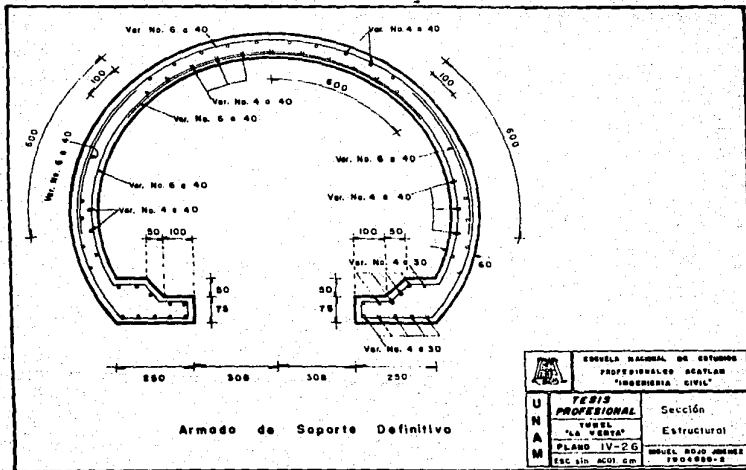


$A_s$  = Area total de refuerzo

$f_c' = 0.85 f_c$ ; si  $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c' = \left(1.05 - \frac{f_c'}{1250}\right) f_c$ ; si  $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de diseño

$P_u$  = Carga axial de diseño



#### IV.5 Instrumentación

Los objetivos de la instrumentación para el túnel La Venta se plantearon de la siguiente forma:

- Proporcionar los elementos que permitan garantizar la seguridad de la excavación, a través de la observación de su comportamiento.
- Favorecer la toma de decisiones respecto al tipo, profusión y resistencia del soporte temporal.
- Conocer la naturaleza y tratar de verificar la presión del terreno; en su caso determinar la extensión de la zona plástica.
- Obtener las bases para revisar el diseño del revestimiento definitivo respecto al comportamiento observado.

#### Mediciones de Convergencia.

Se denominan convergencias a los desplazamientos o corrimientos entre dos puntos de referencia en la superficie expuesta de un túnel hacia el interior del mismo.

Tales efectos ocurren por efecto de la descompresión en la periferia del túnel al removerse el núcleo de la roca ó suelo durante las operaciones de excavación.

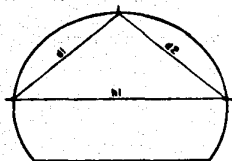
La instrumentación en cuanto convergencias se refiere consta de tres líneas que forman un triángulo, con una línea horizontal (h1) en la parte inferior de la media sección y dos líneas inclinadas (d1 y d2) unidas en un punto en la clave de la excavación.

El arreglo de instrumentación así como la localización de las estaciones de medición de convergencia se presentan en la fig. IV-27 (el número y letra, corresponden al cadenamiento y al cuerpo que pertenecen respectivamente).

Las mediciones de convergencia se podían realizar una vez que se había realizado la excavación de la primera etapa, tales mediciones consistían en medir el acortamiento o alargamiento de la distancia entre los puntos de referencia "tipo ancla" instalados en la superficie de la excavación, por medio de cinta de acero invar y un micrómetro el cual debía calibrarse antes de realizar las mediciones, debido a cambios de temperatura ambiental. El micrómetro debe ser capaz de medir desde una centésima de milímetro hasta varios centímetros.

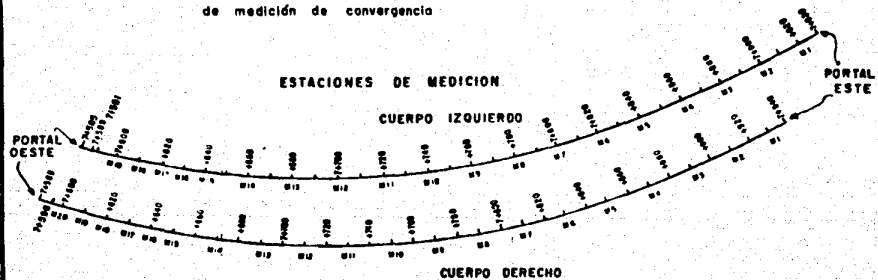
Los periodos de medición fueron los siguientes:

Distancia al frente de excavación con relación a la estación de que se trate.	0.0 a	30.0 a	70.0 a	130.0 a	más de 210.0 m
	30.0 m	70.0 m	130.0 m	210.0 m	
Periodo	a cada día	a cada 2 días	a cada 4 días	a cada 8 días	a cada 16 días



Disposición de las líneas  
de medición de convergencia

Fig. IV- 27



Los resultados de las mediciones de convergencia realizadas con cinta de acero invar y micrómetro son:

- La magnitud de los desplazamientos entre dos puntos de referencia que forman cada línea de medición.
- La velocidad de deformación.
- El tiempo de estabilización de las deformaciones.

Los resultados de convergencia obtenidos en el túnel La Venta se presentan en las tablas IV-28 y IV-29

A manera de ejemplo en la gráfica IV-30 se presentan las deformaciones registradas en la estación 723-D y en la fig. IV-31 tales deformaciones se presentan de forma esquemática en la sección del túnel.

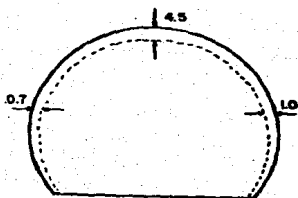


Fig. IV-31 Deformaciones de convergencia observadas en la estación 723 D (mm)

Es preciso señalar que las mediciones de convergencia se realizaron en los espacios entre los marcos de concreto lanzado, es decir donde se colocaban las anclas de fricción.

Así mismo las tablas IV-28 y IV-29 presentan los valores de la deformación máxima en cada estación de medición.

#### Mediciones de Extensometría.

Con el objeto de determinar las deformaciones del terreno circundante a una excavación subterránea, se realizaron mediciones de estas deformaciones, por medio de extensómetros de barra, de los cuales se pueden colocar varios dentro de un mismo barrenado, así mismo se pueden instalar desde la superficie en túneles de poca profundidad ó desde el interior del túnel.

Para los trabajos de extensometría del túnel La Venta, se instalaron 8 extensómetros, de los cuales cuatro se colocaron desde la superficie de la siguiente forma:

Cuerpo	Extensometro	Profundidad del barrenado	Long. de extensometro	Distancia Cade-excav. a namiento extensometro
Derecho	E-32	10.40 m	10.0 m	1.40 m 7+609
Derecho	E-34	7.40 m	7.0	4.40 m 7+680.7
Isquierdo	E-35	9.50 m	9.0	4.50 m 7+627.1
Isquierdo	E-36	12.50 m	12.0	1.50 m 7+626.5

Los cuatro extensómetros restantes se colocaron desde el interior del túnel en la siguiente forma:

Guerpo	Extensómetro
Derecho	660-D
Derecho	796-D
Isquierdo	640-I
Derecho	919-D

En las figs. IV-31 y IV-32 se presenta la forma de colocación de los extensómetros, tanto de los colocados desde la superficie, como los que se colocaron desde el interior del túnel.

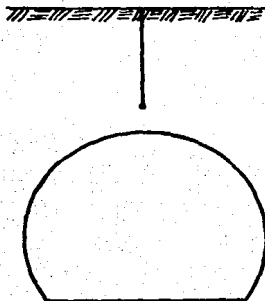


Fig. IV-31 Extensómetro colocado desde la superficie.

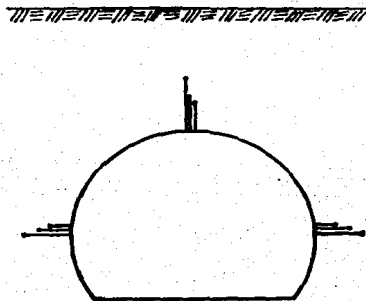


Fig. IV-32 Extensómetros colocados desde el interior del túnel.



Los resultados de las mediciones de los extensómetros instalados en el túnel La Venta se presentan en las tablas IV-33 y IV-34 y las gráficas IV-35 y IV-36 presentan las deformaciones en dos estaciones de extensometría diferentes.

Cálculo de las deformaciones del soporte temporal en la zona de anclas (espacio entre marcos).

Simbolos:  $A =$  área tributaria de la ancla ( $m^2$ )  
 $w =$  presión de terreno aflojado ( $t/m^2$ )  
 $P =$  carga que resiste una ancla (ton ó kgs.)  
 $L =$  longitud de la ancla (cm)  
 $E =$  módulo de elasticidad del acero de la ancla ( $kg/cm^2$ )  
 $\delta =$  deformación lineal debida a carga axial (cm)

Obtención de la deformación de una ancla de la bóveda (ancla de la clave).

Se sabe que:  $L = 500$  cm ,  $A_s = 5.06$  cm<sup>2</sup> (área de una varilla de  $\phi 1"$ ) ,  $E = 2\ 000\ 000$  kg/cm<sup>2</sup>

$P = (w)(A)$  ,  $P = (6.12)(2.31)$  ,  $P = 14.137$  ton

$$\delta = \frac{(P)(L)}{(A)(E)} \quad ; \quad \delta = \frac{(14\ 134)(500)}{(5.06)(2\ 000\ 000)} \quad ; \quad \delta = 0.698 \text{ cm} \approx 7.0 \text{ mm}$$

de lo anterior se observa que la deformación máxima esperada en la clave es de 7.0 mm.

Obtención de la deformación de una ancla lateral.

$$P = (w)(A) , P = (3.10)(2.31) , P = 7.161 \text{ ton}$$

$$f = \frac{(P)(L)}{(A)(E)} , f = \frac{(7.161)(500)}{(5.06)(2.000.000)} , f = 0.35 \text{ cm} \approx 3.5 \text{ mm}$$

por lo tanto la deformación esperada en cada pared del túnel sería de 3.5 mm.

Aplicando el teorema de Pitagoras  $c = \sqrt{a^2 + b^2}$  se tiene

$$c = \sqrt{3.5^2 + 7^2} , c = 7.82 \text{ mm}$$

De los resultados anteriores se observa que el acortamiento en la línea hl sería de (3.5+3.5) 7.0 mm y el acortamiento en las líneas inclinadas dl y d2 sería de 7.82 mm

Las deformaciones máximas observadas en el cuerpo derecho en las estaciones de convergencia fueron las siguientes:

$$hl = 12.51 \text{ mm} \quad dl = 7.88 \text{ mm} \quad d2 = 5.5 \text{ mm}$$

y la deformación promedio fue la siguiente:

$$hl = 3.05 \text{ mm} \quad dl = 2.41 \text{ mm} \quad d2 = 2.62 \text{ mm}$$

La deformación máxima observada en las líneas de convergencia colocadas en el cuerpo izquierdo fue la siguiente:

$$hl = 10.0 \text{ mm} \quad dl = 4.44 \text{ mm} \quad d2 = 4.44 \text{ mm}$$

La deformación promedio en las líneas de convergencia instaladas en el cuerpo izquierdo fueron:

$h_1 = 3.83 \text{ mm}$        $d_1 = 2.63 \text{ mm}$        $d_2 = 2.25 \text{ mm}$ .

En general las deformaciones reales de las líneas de convergencia instaladas en ambos cuerpos fueron menores a las esperadas, las deformaciones máximas pudieron deberse a la incorrecta colocación de las anclas de fricción ó el perno del punto de referencia sufrió alteraciones durante la excavación con explosivos.

Lo anterior nos indica que el soporte temporal fué adecuado, las anclas de fricción colocadas probablemente tenían una carga menor a la calculada, debido a que el material en que se excavó el túnel (predominó la brecha volcánica) se comporto estructuralmente de una mejor manera a la esperada.

La deformación real de los marcos de concreto lanzado no se midió durante la construcción del túnel, pero haciendo cálculos, teóricamente la magnitud de estas deformaciones sería de 0.06 mm debido al momento flexionante y de 0.07 mm debido a carga axial, como se observa estas deformaciones son muy pequeñas.

Del comportamiento observado en las deformaciones reales en ambos cuerpos del túnel La Venta, se pueden hacer los siguientes comentarios:

El sistema de soporte temporal proporcionaba la suficiente seguridad en cuanto a la estabilidad de la excavación.

Si bien podía estar en cierta forma sobrado estructuralmente el sistema de soporte temporal, esta diferencia no

debía ser considerable, por lo que no se realizaron modificaciones para reforzarlo y tampoco se hicieron cambios para permitir deformaciones hasta el límite tolerable.

Como las deformaciones reales fueron pequeñas así como la velocidad con que se produjeron estas, se observó que el soporte temporal era lo suficientemente flexible, para permitir la disipación de esfuerzos que actúan en el mismo soporte al producirse tales deformaciones.

Aunque la excavación se había estabilizado en cuanto a su deformabilidad, no se garantizaba que en el futuro ya no se produjeran deformaciones, o se generaran esfuerzos mayores a los previstos en el diseño, por lo que el revestimiento definitivo no varío en toda la longitud del túnel.

Tabla IV-28 Resultados de las mediciones de convergencia realizadas en el cuerpo derecho

Sección	Localización	Fecha de instalación	Fecha 1/a lectura	Vel. de deformación (mm/día)	Deformación máxima (mm)	Tiende a estabilizarse a
589 U	7+589.0	2-VI-86	3-VI-86	0.06	7.42 h1	60 días
596 U	7+596.0	9-VI-86	10-VI-86	0.09	12.51 h1	90 "
600 U	7+600.0	19-VI-86	20-VI-86	0.10	10.77 h1	65 "
614 D	7+614.0	12-VI-86	14-VI-86	0.07	5.30 d1	70 "
628 U	7+628.0	5-VIII-86	6-VIII-86	0.09	2.40 d1	30 "
646 U	7+646.0	1-IX-86	2-IX-86	0.20	3.23 d2	30 "
622 U	7+652.0	10-IX-86	11-IX-86	0.04	3.61 d2	50 "
660 D	7+660.0	9-X-86	10-X-86	0.05	-3.18 d1	40 "
683 U	7+683.0	17-XI-86	18-XI-86	0.05	2.30 d2	45 "
707 D	7+707.0	19-XII-86	20-XII-86	0.05	3.0 d2	60 "
723 U	7+723.0	7-I-87	8-I-87	0.07	4.95 d1	50 "
735 U	7+735.0	7-I-87	8-I-87	0.06	3.70 d2	40 "
745 U	7+745.0	26-XII-86	27-XII-87	0.05	1.90 d2	30 "
771 D	7+771.0	2-XII-86	3-XII-86	0.05	-2.25 h1	40 "
796 D	7+796.0	13-XI-86	14-XI-86	0.05	1.18 d1	30 "
826 D	7+826.0	24-IX-86	25-IX-86	0.05	1.96 d1	40 "
857 D	7+857.0	23-VIII-86	25-VIII-86	0.05	2.97 d1	60 "
872 D	7+872.0	7-VIII-86	8-VII-86	0.06	3.14 d1	50 "
887 D	7+887.0	23-VII-86	24-VII-86	0.05	2.70 d2	60 "
908 D	7+908.0	23-VII-86	24-VII-86	0.06	3.15 d1	50 "
932 D	7+932.0	28-V-86	29-V-86	0.05	4.0 d1	60 "

El símbolo negativo (-) significa alargamiento entre los puntos de referencia.

**Tabla IV-29 Resultados de las mediciones de convergencia realizadas en el cuerpo izquierdo**

Sección	Localización	Fecha de instalación	Fecha l/a lectura	Vel. de deformación (mm/día)	Deformación máxima (mm)	Tiende a estabilizarse a
596 I	7+596.0	9-IX-86	10-IX-86	0.05	3.49 hl	70 días
605 I	7+605.0	9-IX-86	11-IX-86	0.09	10.0 hl	80 "
613 I	7+613.0	18-X-86	20-X-86	0.27	2.93 hl	15 "
626 I	7+626.0	20-XI-86	21-XI-86	0.10	3.0 dl	30 "
640 I	7+640.0	13-XII-86	8-I-87	0.08	4.0 d2	40 "
660 I	7+660.0	28-I-87	29-I-87	0.20	3.80 dl	20 "
683 I	7+683.0	19-II-87	20-II-87	0.05	4.0 d2	60 "
707 I	7+707.0	7-III-87	9-II-87	0.05	4.0 hl	60 "
724 I	7+724.0	23-III-87	24-III-87	0.05	-6.0 hl	90 "
753 I	7+753.0	24-IV-87	25-IV-87	0.03	2.5 hl	50 "
780 I	7+780.0	2-IV-87	3-IV-87	0.04	-2.0 dl	50 "
800 I	7+800.0	22-III-87	24-III-87	0.04	-2.0 d2	50 "
817 I	7+817.0	14-III-87	16-III-87	0.09	-5.8 hl	60 "
837 I	7+837.0	2-III-87	4-III-87	0.06	3.8 hl	40 "
855 I	7+855.0	22-II-87	23-II-87	0.05	8.0 hl	60 "
888 I	7+888.0	28-I-87	30-I-87	0.06	4.0 hl	60 "
895 I	7+895.0	25-I-87	27-I-87	0.04	2.0 dl	40 "

Tabla IV-33 Resultados de las mediciones de extensometría realizadas en el cuerpo derecho

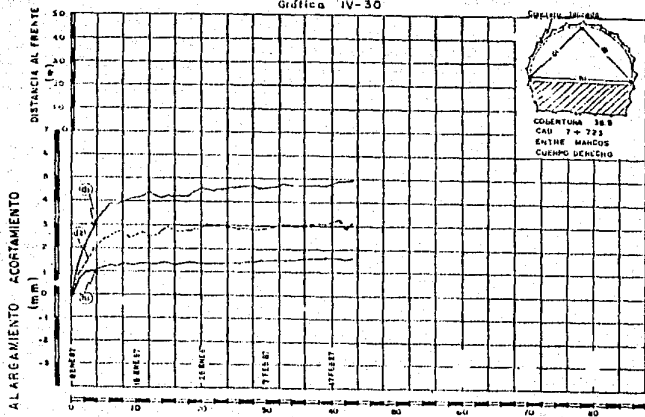
Sección	Localización	Fecha de instalación	Fecha 1/ª lectura	Vel. de deformación (mm/día)	Deformación máxima (mm)
E 32-D	7+609.0	21-III-86	22-III-86	0.05	1.22
E 34-U	7+608.0	21-III-86	22-III-86	0.05	3.18
A3 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.91
A2 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.37
A1 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	1.05
B3 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.92
B2 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.52
B1 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.61
O3 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.57
O2 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.70
O1 660-D	7+660.0	14-IX-86	2-X-86	0.05	0.46
A3 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	0.75
A2 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	1.48
A1 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	1.13
B3 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	0.03
B2 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	0.31
B1 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	0.21
O3 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	1.86
O2 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	0.96
O1 796-D	7+796.0	10-XI-86	11-XI-86	0.05	1.54
A3 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.21
A2 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	1.33
A1 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.11
B3 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.35
B2 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.36
B1 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.26
O3 919-U	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.32
O2 919-D	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.20
O1 919-D	7+919.0	16-IX-86	26-IX-86	0.05	0.23

Tabla IV-34 Resultados de las mediciones de extensometría realizadas en el cuerpo izquierdo

Sección	Localización	Fecha de instalación	Fecha l/a lectura	Velocidad de deformación (mm/día)	Deformación máxima (mm)
E 35-I	7+627.0	18-III-86	19-III-86	0.05	0.45
E 36-I	7+626.0	18-III-86	19-III-86	0.05	0.65
A3 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.37
A2 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.02
A1 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	1.46
B3 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.65
B2 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	1.0
B1 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	1.31
C3 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.77
C2 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.77
C1 640-I	7+640.0	13-XII-86	15-XII-86	0.05	0.23



Gráfica IV-30



CAMBIO DE LONGITUD EN LINEA DE MEDICION vs TIEMPO SECCION 723-D  
TUNEL LA VENTA

ALARGAMIENTO ACORTAMIENTO

(m.m)

DISTANCIA AL FRENTE

CAMBIO DE LONGITUD EN LINEA DE MEDICION VA TIEMPO SECCION 723-0  
TABEL LA VENTA

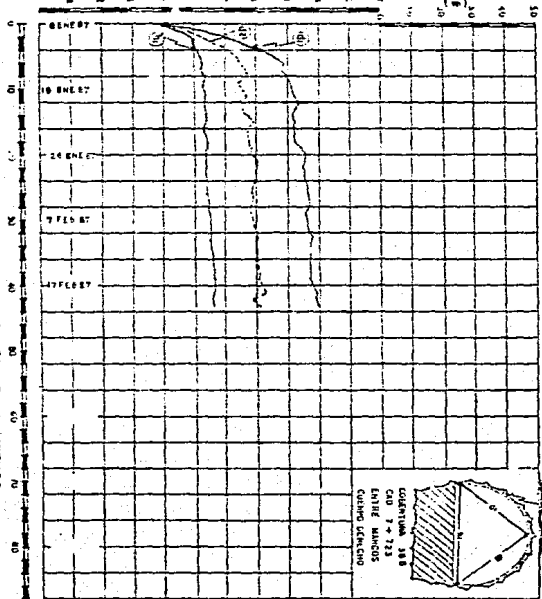
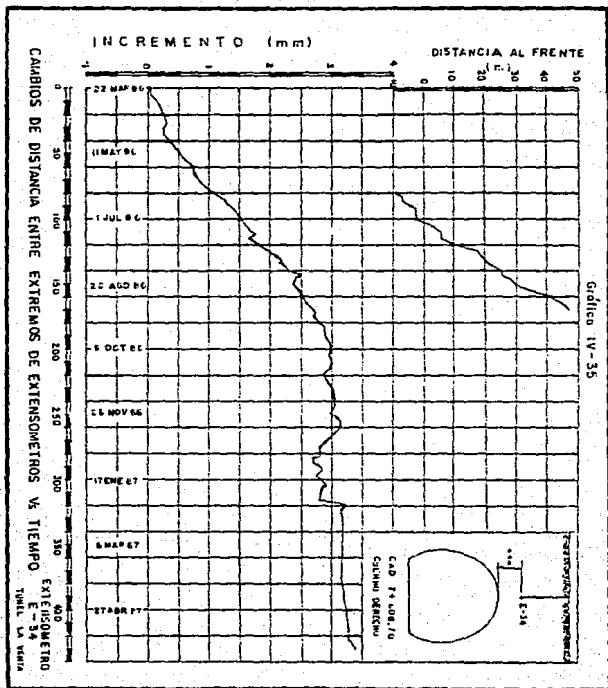
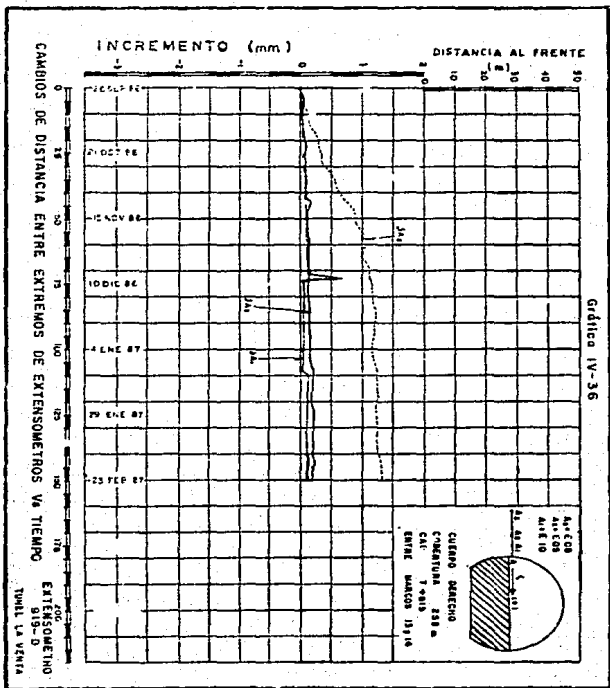


Gráfico IV-30





Gráfica IV-36

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los estudios de exploración, los análisis de estabilidad y los trabajos realizados durante la construcción del túnel carretero "La Venta", es posible establecer y proponer respectivamente las conclusiones y recomendaciones siguientes.

El estudio geológico regional en primera instancia y local en segunda, complementado con la exploración geofísica, para el proyecto de un túnel, deben ser bien planeados y realizados cuidadosamente, con el propósito de obtener información preliminar, lo más amplia y confiable posible, acerca de los materiales donde se va a realizar la obra, ya que el tipo de materiales y sus características es quizá la variable en torno a la cual giran las decisiones más importantes en este tipo de proyectos.

La información obtenida en los estudios de exploración geofísica debe servir de base para programar los trabajos de exploración directa y complementarse con sus resultados, con el objeto de confirmar todos los datos y aclarar dudas sobre los materiales en que se llevará a cabo la obra.

Al efectuar los sondeos de exploración directa para el proyecto de un túnel, se deberán tomar las máximas precauciones para obtener muestras representativas e inalteradas de las formaciones y sus materiales, que hay al nivel y a lo largo del túnel.

Así también se deben programar y realizar todas las pruebas de campo y laboratorio que sean necesarias, para determinar las propiedades físicas y mecánicas representativas de los materiales donde se construirá la obra, las cuales determinarán su estabilidad.

En la selección del procedimiento constructivo se deberán tomar en cuenta los materiales y sus características así como el tipo de ademe provisional y definitivo que se colocará, debido a que están interrelacionados, con el objeto de lograr mayor eficiencia al ejecutar la obra. En el caso del túnel "La Venta se considera que el método constructivo utilizado fué adecuado.

Para determinar los sistemas de soporte temporal y definitivo de un túnel, es necesario analizar varias alternativas de solución, para seleccionar la más conveniente desde el punto de vista seguridad, facilidad y compatibilidad con el proceso constructivo elegido y por lo tanto la más económica posible.

El diseño de los soportes, sobre todo el temporal, se someterá a prueba en cierta forma, al observar y analizar los resultados de la instrumentación colocada en el túnel, las mediciones de las deformaciones obtenidas mediante la instrumentación se deben realizar con la mayor precisión posible pues de su magnitud e interpretación podrán tomarse decisiones importantes con respecto al procedimiento constructivo ó a los sistemas de soporte.

En el caso del túnel "La Venta" se encontró que los resultados de la exploración geotécnica tanto la directa como la indirecta, en general fueron correctos ya que la variación de los materiales encontrados durante la excavación fué mínima con respecto a lo previsto a partir de los resultados de las exploraciones y pruebas realizadas.

Con respecto al sistema de soporte temporal se puede considerar que resulto un tanto sobrado ya que de acuerdo con las deformaciones observadas, reportadas por la instrumentación fueron inferiores a las máximas previstas, además de que se produjeron muy lentamente. Lo anterior probablemente se debio a que el material en que se excavó el túnel, se comportó estructuralmente mejor a lo esperado, también se considera que fué adecuado combinar los sistemas de anclaje con concreto lanzado y arcos constituidos por el mismo material.

Para lograr optimizar el sistema de soporte temporal, es necesario verificar los datos de proyecto empleados para su diseño, con la realización de pruebas "in situ" en los materiales que se encuentran durante la excavación, con el objeto de comprobar su comportamiento y propiedades representativas y en su caso realizar los ajustes que resulten necesarios. También es recomendable realizar mediciones y pruebas de extracción en las anclas que se estan colocando, para determinar la carga que resisten, así como observar el comportamiento de la roca y el mortero durante esta prueba; así como también medir las cargas sobre los marcos de concreto, y con ello verificar la magnitud de las presiones que toma en total y cada uno de los elementos del sistema provisional de ademe usado.

BIBLIOGRAFIA

- 1.-Rico Rodríguez A. y Del Castillo Hermilo, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, 1ª Ed., México, Ed. Limusa, 1977
- 2.-Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles Vol. B.3.2, 1ª Ed., México, 1979
- 3.-Szechy Karoly, The Art of Tunnelling, 2ª Ed., Hungría, Ed. Akademiai Kiado, 1973
- 4.-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Túneles en Suelos Blandos y Firmes, 1ª Ed., México, 1981
- 5.-Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, Los Túneles Carreteros, 1ª Ed., México, 1985
- 6.-Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, Curso Víctor Hardy, 1ª Ed., México, 1985
- 7.-González Cuevas O.M. y otros, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, 1ª Ed., México, Ed. Limusa, 1983
- 8.-Instituto de Ingeniería (UNAM), Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1ª Ed., México, 1977
- 9.-Consultoría Técnica S.C., Informe de los Sondeos de Muestreo Directo efectuados en el túnel La Venta, México, 1984
- 10.-Exploraciones Coordinadas S.A. de C.V., Estudio Geofísico de Resistividad del túnel La Venta de la Carretera México-Toluca, México, 1984
- 11.-Consultec S.C., Informes de Instrumentación del túnel La Venta, México, 1987
- 12.-Leet Don L. y Judson Sheldon, Fundamentos de Geología Física, Trad. Benavides García Luis, 1ª Ed., México, Ed. Limusa, 1968