



4920.
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROCESO CONSTRUCTIVO DEL
TUNEL "TIERRA COLORADA" DE
LA AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO**

TESIS PROFESIONAL

**CARLOS ESPINO DIMAS
HUMBERTO GARCIA SANTANA
JAVIER ANGEL LOPEZ RIVERA
ANTONIO LOZANO GOMEZ
FRANCISCO TRIPP FLORES**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Ciudad Universitaria 1990



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.

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TUNEL " TIERRA COLORADA "
AUTOPISTA MEXICO-ACAPULCO

INTRODUCCION 1

I. GENERALIDADES 5

I.1 Trazo

I.2 Localización

I.3 Justificación •

II. ESTUDIOS PRELIMINARES 22

II.1 Topografía

II.2 Geotecnia

II.3 Geohidrología

III. ESTRUCTURACION DEL TUNEL 56

III.1 Revestimiento provisional

III.2 Revestimiento definitivo

IV. METODOS DE EXCAVACION 117

IV.1 Alternativas

IV.2 Selección del método

IV.3 Voladuras

V.	PROCESO CONSTRUCTIVO	188
V.1	Descripción de actividades	
VI.	PROGRAMA DE OBRA	226
VI.1	Método de la Ruta Crítica (MRC)	
VI.2	Asignación de tiempos y recursos	
VI.3	Ruta Crítica y Programa de Obra	
	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	303
	BIBLIOGRAFIA	306

INTRODUCCION

Con la finalidad de reducir el tiempo de recorrido entre la Ciudad de México y el Puerto de Acapulco, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes proyectó la construcción de una autopista que tendrá una velocidad promedio de 110 Km/hr, uniendo a estas ciudades en un recorrido de 365 Km, cuyo tiempo medio de viaje será de tres horas y media. El proyecto contempla la construcción de puentes y túneles para lograr este objetivo; entre estas obras especiales se encuentra la construcción del túnel Tierra Colorada, siendo su proceso constructivo el tema de este trabajo.

Considerando el túnel como parte integral de la carretera, ya que la sección de ésta determina las dimensiones del túnel, en el capítulo primero se presenta una breve descripción del trazo y tipo de carretera, así como la justificación para la construcción del túnel.

Es indispensable para poder definir la geometría del túnel conocer las características topográficas, geológicas, geotécnicas y geohidrológicas del terreno, por lo que dichos temas se tratan en el capítulo segundo, así mismo

conocidas estas características se podrá determinar la estructuración del túnel analizando y diseñando tanto el revestimiento provisional como el definitivo, mismos que se expondrán en el capítulo tercero.

En la excavación de túneles a través del tiempo, se han desarrollado y perfeccionado diversos métodos de excavación, siendo esta etapa la actividad más importante en la construcción de túneles; en el capítulo cuatro se presentan tres alternativas de estos métodos, ya que para poder definir un proceso constructivo resulta indispensable, como primer paso, seleccionar el método de excavación y el equipo a utilizar. La exposición de estos tres métodos (inglés, belga y austriaco) son los que en cierta forma hemos considerado como los más adecuados por el tipo de terreno; es importante mencionar que el enfoque de este capítulo esta orientado al tramo central del túnel que representa el 75% de la excavación total, como podrá comprobarse en el capítulo quinto en el que presentamos la descripción del proceso constructivo dividiendo la longitud total del túnel en cuatro tramos para su ataque (emportalamiento, emboquillado, transición y tramo central) obedeciendo a las características y propiedades del terreno, y a la geometría del túnel.

En el sexto y último capítulo se trata el programa de obra, primeramente se hace una descripción general del método de la Ruta Crítica como introducción a este capítulo; en la segunda parte, teniendo definido ya el proceso constructivo, se hace la asignación de tiempos y recursos para obtener la Ruta Crítica de nuestro túnel, elaborándose finalmente el programa de barras.

Para finalizar este trabajo se presentan los comentarios y conclusiones del mismo.

I. GENERALIDADES

Teniendo presente el incremento de tránsito tan considerable de vehículos que circulan por la actual carretera México Acapulco, surge a finales de los años 80 la inquietud de ampliar o construir otra que satisfaga las necesidades de comunicación entre la Ciudad de México y el Puerto de Acapulco. De estas dos opciones la segunda resultó ser la más viable, ya que permitirá mejorar el trazo y disminuir el tiempo de recorrido entre estas dos poblaciones.

Habiéndose decidido esto, se proyectó la construcción de una autopista que tendrá una velocidad de proyecto de 110 Km/hr, quedando este importante Centro Turístico a solo tres horas y media de la Capital, dándole al usuario una mayor seguridad, comodidad y rapidez de traslado.

En la figura I.1 se presenta el nuevo trazo que tendrá esta autopista desde el Distrito Federal hasta el Puerto de Acapulco.

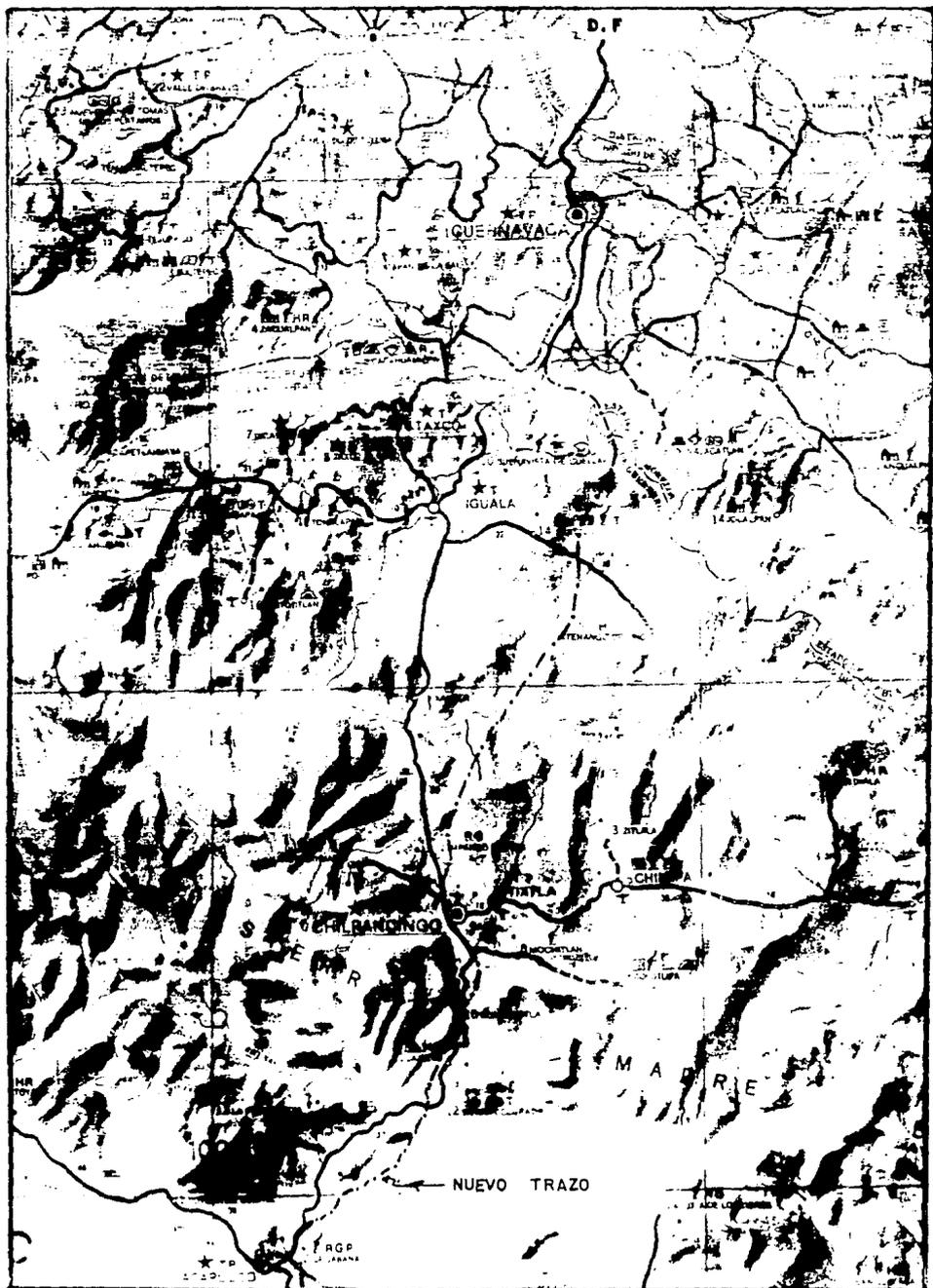


FIG. I. I NUEVO TRAZO DE LA AUTOPISTA MEXICO - ACAPULCO

I.1 TRAZO

Para la determinación del trazo y construcción de la nueva carretera se hicieron estudios específicos de planeación. En estos estudios se analizaron los recursos naturales de la zona, las estadísticas del crecimiento de población del área, estimado el tránsito actual y futuro y previendo el crecimiento turístico de la Costa del Pacífico, dando como resultado de estos estudios la selección de una carretera Tipo "A₄" (autopista), clasificación dada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la cual divide a las carreteras de acuerdo con su tránsito diario promedio anual (TDPA), siendo el Tipo "A₄" para un TDPA de cinco mil a veinte mil vehículos.

En la selección del trazo de ruta se analizaron diversas alternativas, dividiéndose para su estudio en tres etapas: Elección de ruta, Anteproyecto y Proyecto Definitivo.

I.1.1 Elección de ruta

Inicialmente se realizó la elección de ruta que abarcó una amplia zona entre los puntos a comunicar, teniendo como restricción principal el tratarse de una carretera tipo "A₄" que debe reducir el tiempo de traslado entre la Ciudad de México y el Puerto de Acapulco, proporcionando una mayor velocidad de proyecto. En la elección de la ruta intervinieron ingenieros especialistas en proyecto, planeación y geólogos que hicieron un exhaustivo acopio de información de la región que plasmaron en mapas con curvas a nivel, de clima, geológicos, planos fotogramétricos (durante esta etapa, las fotografías aéreas fueron tomadas en las líneas topográficamente posibles a escala 1:25 000).

De las observaciones realizadas se obtuvieron datos cuantitativos de pendientes transversales del terreno, de la posible pendiente longitudinal, del tipo y densidad del drenaje, de la formación geológica, etc. Los datos obtenidos se vaciaron en planos restituidos en donde quedó marcada la alternativa aceptada, considerándose entre las obras especiales de construcción de un túnel de 320 m de longitud a la altura del poblado Tierra Colora

da, otro túnel de mayor longitud a la entrada del Puerto de Acapulco, así como la construcción de un puente para cruzar el Río Papagayo, de aproximadamente 400 m de longitud.

I.1.2 Anteproyecto

Como segunda etapa se realizaron los estudios de anteproyecto que consistieron en conocer a detalle la topografía del derecho de vía (un ancho de aproximadamente 20m, a cada lado del eje de proyecto), quedando marcada en fotografías aéreas a escala 1:10 000 y en plantas topográficas escala 1:2 000, con perfiles reducidos.

Como todo Anteproyecto este no podía ser la excepción ya que quedaba a expensas de los resultados específicos que tendrían en los túneles y puentes del trazo original.

I.1.3 Proyecto definitivo

En esta tercera etapa se hicieron los estudios necesarios para obtener los planos detallados que servirán para la construcción de la carretera como son: los del proyecto horizontal que consta de planta a escala 1:2 000,

perfil a escala 1:200 y secciones transversales a escala 1:100 indicándose los anchos de calzada, ancho de corona, cunetas, contracunetas, bombeo, limitaciones de pendientes y longitudes mínimas de curvas, basándose en las Normas Técnicas de la S.C.T. Para el caso nuestro en particular, en la fig. I.2 se presenta la sección tipo de carretera en la zona de acceso al túnel.

Para la construcción del túnel los estudios topográficos se hicieron con curvas a nivel a cada dos metros y paralelamente se realizaron a detalle estudios geohidrológicos y de mecánica de suelos.

Dado que el túnel no es una obra aislada sino que forma parte integrante de la carretera, uno de los principios básicos que rigen su geometría son las características de la carretera, que pueden resumirse en:

- La capacidad del túnel debe compararse aceptablemente con la carretera.
- Las limitaciones máximas de ancho carril y pendiente deben ser congruentes entre ambos tramos. Esto es el ancho del carril dentro de el túnel será el mismo que el ancho de la carretera y el número de carriles dentro del túnel.

nel no debe reducirse con respecto a los que tiene la carretera.

Tomando en cuenta las condiciones mencionadas en el párrafo anterior y observándose las características estructurales de la masa rocosa por atravesar, el proyecto contempla la construcción de dos túneles paralelos de sección semicircular, separados entre si por un pilar de concreto reforzado; la distancia centro a centro de cuerpos es de 10.90 m; el ancho total de las dos excavaciones es cercana a los 21 m, con altura de 9 m aproximadamente, es decir, la excavación tendrá un área total cercana a los 180 m². La geometría de la excavación previa al revestimiento variará ligeramente, según se excave en suelos o en rocas; las tolerancias para cada caso y la forma misma de las bóvedas se ajustarán a las condiciones particulares.

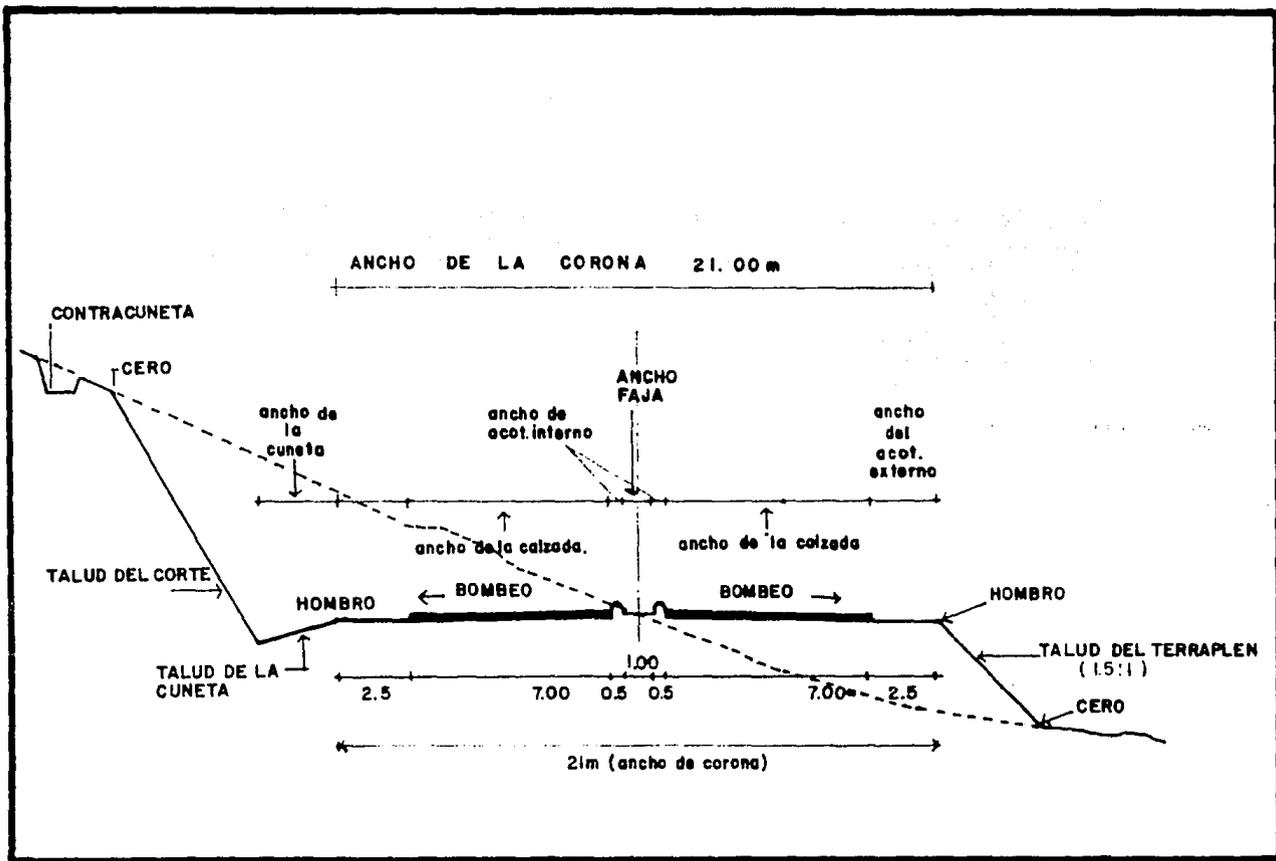


FIG. I.2 SECCION TIPO DE CARRETERA EN ZONA DE ACCESO A TUNEL.

En las figuras I.3 y I.4 se presentan respectivamente un corte transversal en el que aparecen los dos túneles que alejarán dos carriles de circulación cada uno y un corte longitudinal en el que se indica la pendiente máxima permitida del 3%, misma que servirá para drenar el túnel.

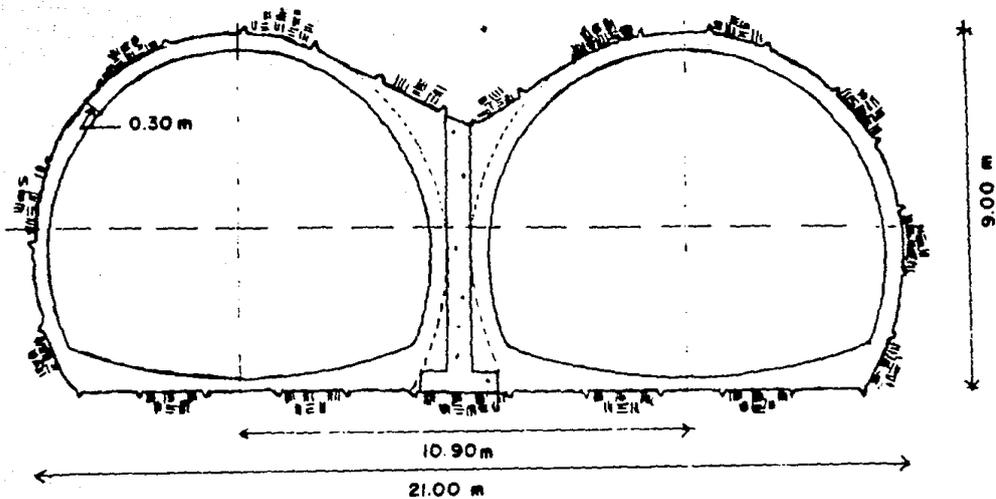


FIG. I 3 CORTE TRANSVERSAL.

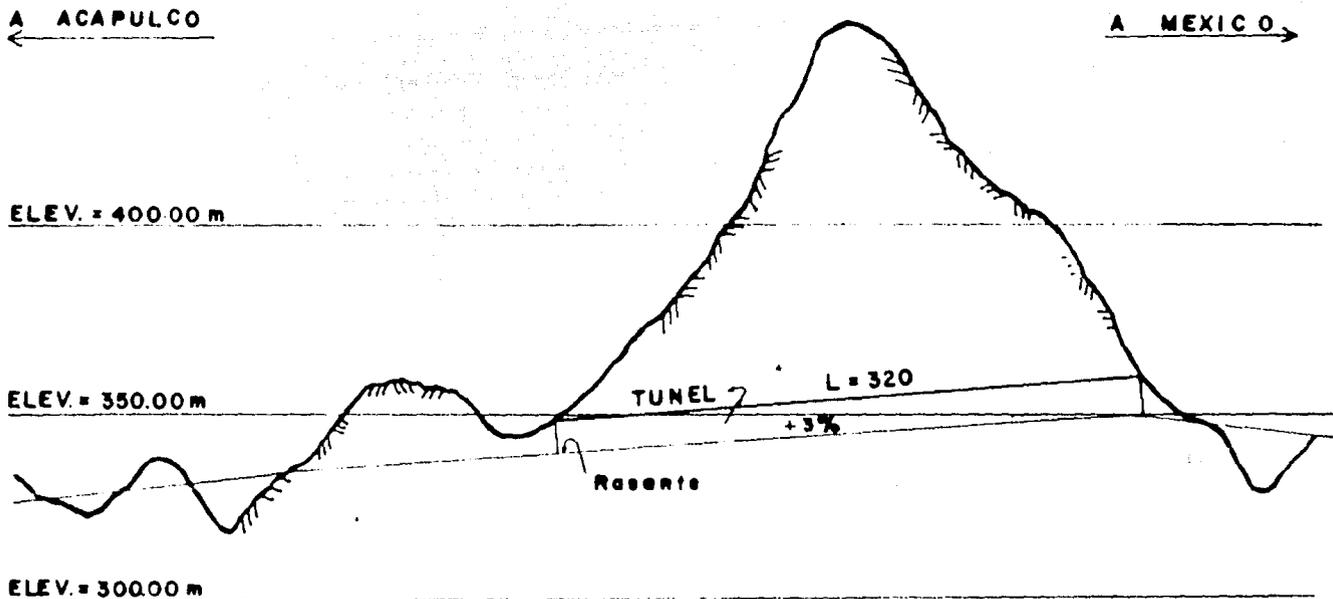


FIG. I.4 CORTE LONGITUDINAL, TUNEL TIERRA COLORADA

I.2 LOCALIZACION

El sitio donde se ubica el trazo del túnel "Tierra Colo
rada", está ubicado en la porción Centro-Sur del estado
de Guerrero, al suroeste de la población del mismo nom-
bre. La vía de acceso al sitio es la carretera Federal
55 México-Acapulco que pasa precisamente por Tierra Colo
rada, de esta población sale una carretera pavimentada
hacia el sur, llegando a la ranchería Venta Vieja; a par-
tir de ahí se caminan aproximadamente 800 m al oeste pa-
ra llegar al trazo del túnel. A un costado de Venta Vie
ja, sobre el río Papagayo, se localiza la Presa que lle-
va el nombre de "La Venta", la cual fué construída por
la C.F.E., este camino se bifurca con la dirección sures-
te rumbo al poblado de "La Palma".

Los accesos del túnel quedarán ubicados en los cadenamien-
tos 39 + 094 para el Portal Acapulco y en el kilómetro
39 + 415 para el Portal Chilpancingo, ver figura I.5.

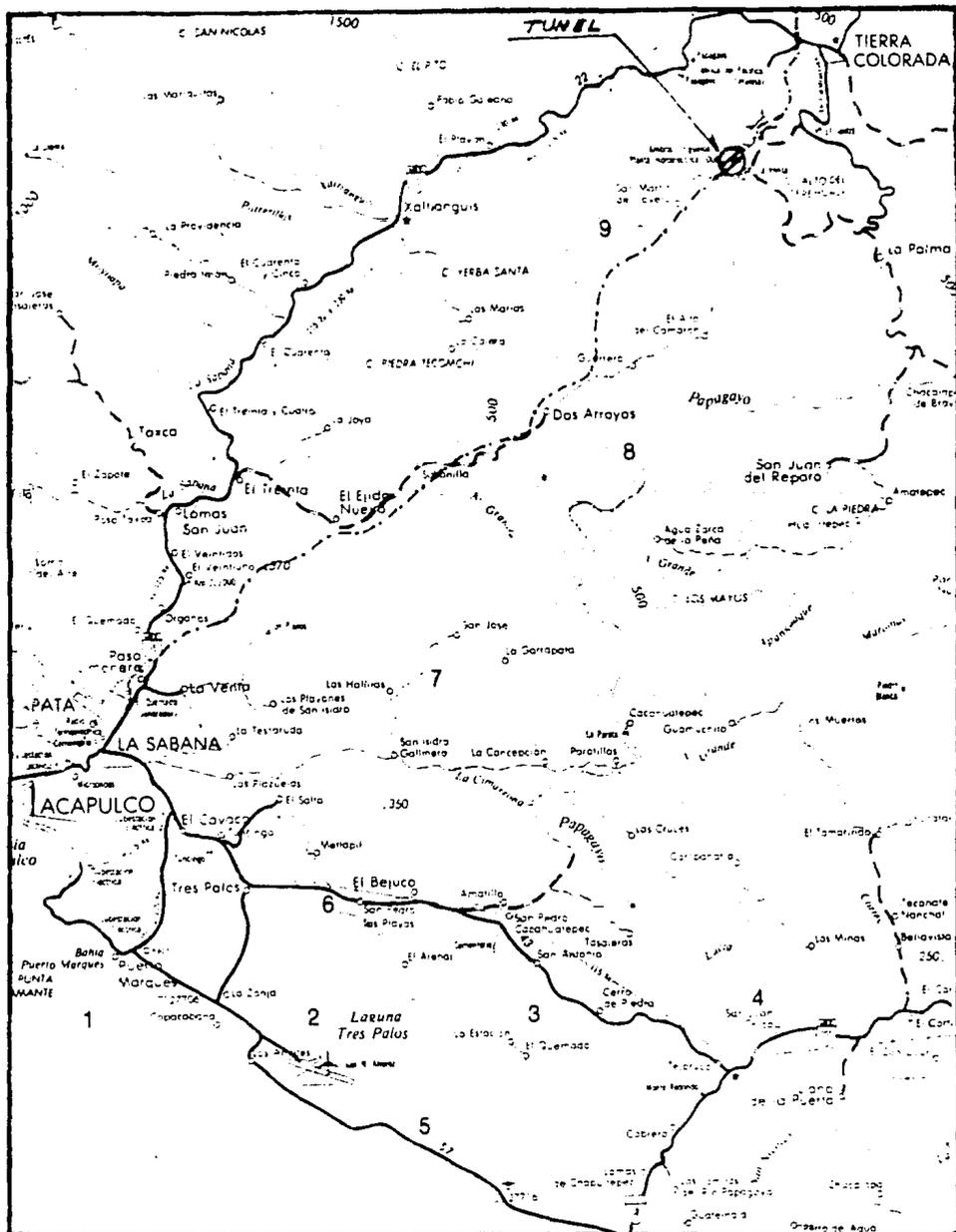


FIG.1.5 LOCALIZACION DEL TUNEL

I.3 JUSTIFICACION

Considerando las características del tipo de carretera y tratando de reducir el tiempo de traslado entre México y Acapulco, para mejorar su nivel de servicio y operación, se vió la conveniencia de utilizar como elemento de paso directo la construcción de un túnel, disminuyendo pendientes, distancia, costos de transporte, costo de derecho de vía y daños a la ecología. Justificándose su construcción en la economía del transporte la cual se divide para su estudio en: Costo de proyecto, Costo de derecho de vía, Costo de construcción, Costo de operación, Costo de conservación y Factor Ecológico.

I.3.1 Costo de Proyecto

Aunque en general el costo del proyecto varía entre 1 y 3% del costo de construcción, en tramos de carretera que incluyen túnel el costo de proyecto puede subir el 5 y 7%, considerando el mayor detalle y precisión con que deben realizarse los estudios geotécnicos, de drenaje, ventilación, iluminación y seguridad necesarios en la zona del túnel.

I.3.2 Costo del derecho de vía

El costo del derecho de vía es uno de los conceptos que más inciden en el costo de proyectos carreteros, no solo cuando se alojan en zonas de alto valor comercial, sino porque frecuentemente los propietarios o poseionarios presentan dificultades legales y de otro tipo para la obtención de los terrenos necesarios, lo que produce retrasos y encarecimiento de las obras; ante esta situación, la construcción del túnel es una solución para reducir los altos costos para librar el derecho de vía.

I.3.3 Costo de construcción

El costo de construcción de una carretera comprende principalmente los conceptos de terracerías, drenajes, puentes, túneles, intersecciones, pavimentos y señalamiento. La información estadística de costos de obras recientes y la tendencia de los mismos sirven de apoyo a la estimación requerida a nivel preliminar o de planeación. En forma aproximada, en base a estas cifras, se puede manejar un factor de costo de 1 a 15 de carretera abierta en terreno montañoso a túnel de dos carriles, lo que significa que por puro costo de construcción, un ahorro en lon

gitud de un kilómetro de carretera justifica 65 metros de túnel.

I.3.4 Costo de operación

El costo de operación del tránsito que usará la carretera es fundamental para el estudio de alternativas de ruta, e incluye el costo de recorrido y el costo del tiempo tanto de operadores como el de pasajeros, en la actualidad ya se cuenta con programas de cómputo que permiten el cálculo rápido de costos de operación. En base a cifras obtenidas en forma gruesa, puede considerarse en la construcción de una nueva carretera, con un tránsito diario promedio anual de 1000 vehículos, que el construir, un kilómetro justifica la construcción de aproximadamente 85 metros de túnel corto en terreno montañoso.

I.3.5 Costo de conservación

El costo de conservación de camino abierto se toma anualmente como del 1 al 1.5 % del costo total de construcción. Aún cuando los tramos de túnel requieren gastos adicionales de conservación, se justifica la construcción del túnel, ya que se reduce distancia de recorrido, bajan

do por lo tanto el costo total de construcción y conser
vación.

1.3.6 Factor ecológico

Es importante tomar en cuenta el factor ecológico en la evaluación de alternativas de ruta en el proyecto de una carretera, observando principalmente los siguientes aspectos:

- Menor daño a la fauna y a la flora
- Menor contaminación ambiental

En estos conceptos la solución túnel tiene ventaja sobre la carretera, pues reduce al mínimo el daño al medio ambiente, en cuanto al ruido, humos, vibraciones y alteraciones al paisaje, ya que al reducir distancia de recorrido, se evita realizar cortes al terreno que en muchas ocasiones no basta con el corte del ancho de la corona, sobretodo en terreno montañoso que es necesario ampliar lo para estabilizar taludes afectando la flora y fauna en grandes áreas.

II. ESTUDIOS PRELIMINARES

En esta etapa del proyecto, una vez que se ha definido el trazo geométrico del camino y que se sabe la ubicación precisa de la obra, es necesario efectuar una serie de estudios previos a la construcción y a la elaboración misma del proyecto. Entre estos estudios podemos mencionar los siguientes: topografía de detalle, estudios geotécnicos y estudios geohidrológicos.

II.1 TOPOGRAFIA

Como en todos los caminos de primer orden, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.), se apoya en primera instancia para sus proyectos, en la topografía levantada o construída a partir de una restitución fotogramétrica, es decir, de la topografía inferida a partir de una fotografía aérea.

Es a partir de esta topografía sobre la que se elabora o traza el proyecto del camino (proyecto geométrico). Posteriormente y ya para obras específicas y/o especiales, como el caso que nos ocupa, es necesario elaborar topografía en detalle, que generalmente se levanta en el campo,

ya sea con el uso de un distanciómetro o bien un tránsito.

El área que cubre la topografía es según normas de proyecto, 20 m a cada lado del eje del camino, de tal suerte que se tiene una franja de 40 m de ancho (derecho de vía) con curvas de nivel a cada 2 m.

La topografía del sitio que nos ocupa, es una topografía de tipo montañoso con una pendiente máxima hasta del 100%.

En el caso del túnel, una vez que se ha definido el trazo del camino, la topografía de detalle juega un papel muy importante para poder elaborar el diseño o proyecto de los portales de acceso (emporalamientos), los cuales según se sabe, constituyen una zona crítica del proyecto. Para tal objeto se elaboraron secciones transversales a los túneles a cada 2 m; esta información permite, además, la cuantificación de volúmenes de excavación.

En la figura II.1 se muestra una planta topográfica y un perfil del terreno de la zona del túnel.

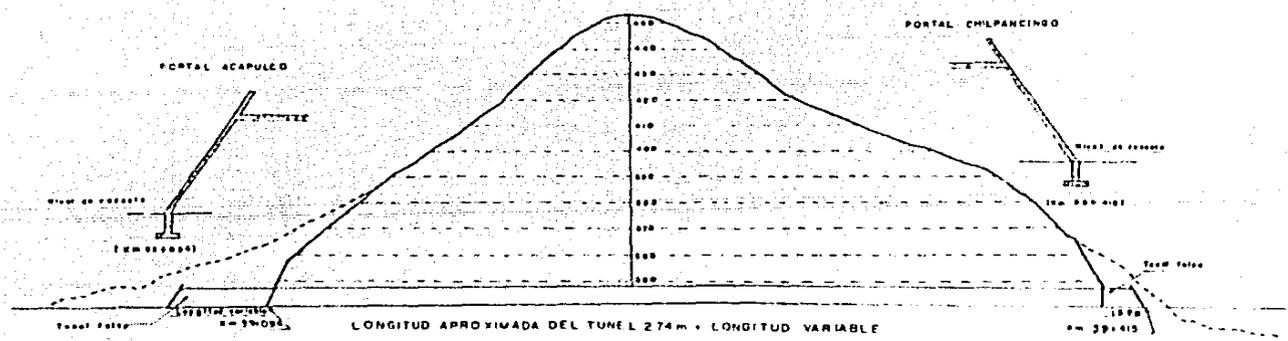
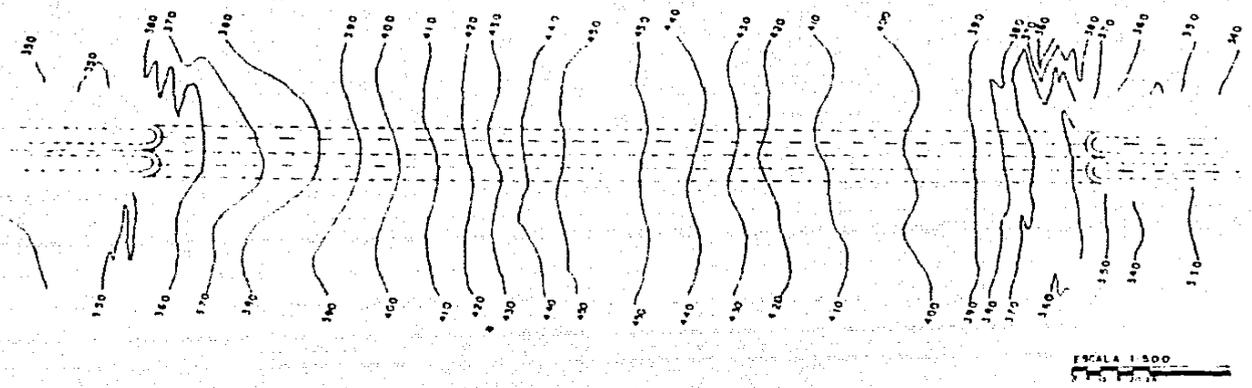


FIG. II-1 PLANTA TOPOGRAFICA Y PERFIL DEL TERRENO
(PLANO ESQUEMATICO DE CONJUNTO)

II.2 GEOTECNIA

La Geotecnia es, sin duda, uno de los pilares fundamentales en los que se apoya, y de la que depende la buena o mala realización del proyecto integral del túnel.

Esta parte del proyecto se puede dividir como sigue: prospección geofísica, prospección geológica, exploración directa del terreno, incluyendo el muestreo de la roca y los ensayos de laboratorio.

La geofísica fue el primer método de exploración indirecta que se empleó para definir en forma aproximada, una estratigrafía de los suelos y/o rocas encontradas a lo largo de la zona del túnel. Se emplearon los métodos de resistividad eléctrica y sísmica de refracción.

A partir de estos resultados fue posible conocer la probable estratigrafía sobre la que se excavaría el túnel. Esta información sirvió para integrar el perfil geológico definitivo que se presenta más adelante.

En lo que respecta a la geología, ésta se elaboró a partir de la observación directa, del muestreo y análisis

de 18 sondeos superficiales o puntos de verificación. Las muestras obtenidas se llevaron al laboratorio para su clasificación y análisis petrográficos.

En la tabla II.1 se muestran estos resultados y en la figura II.2 puede verse la ubicación de dichos sondeos.

Tabla II.1 Resultados de análisis petrográfico en 18 sondeos superficiales o puntos de verificación geológica.

DESCRIPCION PETROGRAFICA DE LAMINAS DELGADAS

PUNTO 1

Textura: Porfidoblástica.

Mineralogía: Feldespatos; Sericita, Cuarzo, Clorita y Oxidos de Hierro.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Formación Chapolapa.

PUNTO 2

Textura: Blastoporfidica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo, Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 3

Elevación 425 m.s.n.m.

Pozo a cielo abierto.

Material observable, roca de color verde oscuro al intem
perismo y verde olivo al fresco.

Presenta cubierta de suelo areno-limoso de 16 a 12 cm de
espesor.

Textura: Foliada.

No presenta minerales observables a simple vista.

Fracturamiento: NE 50°SW 55°SW, NW 27°SE 57°NE

Se encuentran espaciadas cada 15 o 20 cm, son persisten
tes, de superficie plana; la mayoría solo están marcadas
y las que están abiertas es por intemperismo mecánico y
se encuentran rellenas de material: Areno-Limoso.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

PUNTO 4

Textura: Porfidoblástica.

Mineralogía: Feldespatos, Sericita, Cuarzo, Clorita y Oxi
dos de Hierro.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación: Chapolapa.

PUNTO 5

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo,
Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 6

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo, Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 7

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Plagioclasas; Sericita, Cuarzo, Muscovita y Biotita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

Formación Chapolapa.

PUNTO 8

Textura: Blastoporffídica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo, Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 9

Textura: Blastoporffídica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo, Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Andesita.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 10

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Plagioclasas (Relictos); Sericita, Cuarzo, Oxidos y Clorita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Andesita.

Formación Chapolapa.

PUNTO 11

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Plagioclasas; Sericita, Cuarzo, Muscovita y Biotita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

Formación Chapolapa.

PUNTO 12

Textura: Foliada.

Mineralogía: No existen minerales observables a simple vista.

Tamaño de Grano: Fino.

Rumbo Inclinación: NE 72° SW 60°

Elevación 430 m.s.n.m.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

PUNTO 13

Textura: Porfidoblástica.

Mineralogía: Feldespatos; Cuarzo y Sericita.

Clase Química: Cuarzo-Feldespática.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

Formación Chapolapa.

PUNTO 14

Textura: Foliada.

Mineralogía: No existen minerales observables a simple vista.

Tamaño de Grano: Fino.

Rumbo Inclinación: NE 70° SW 70° SW 82°

Elevación 430 m.s.n.m.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

PUNTO 15

Textura: Blastoporfídica.

Mineralogía: Feldespatos; Sericita, Epidota, Muscovita, Cuarzo y Biotita.

Clase Química: Básica.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

Formación Chapolapa.

PUNTO 16

Textura: Granoblástica.

Mineralogía: Cuarzo y Feldespatos; Sericita, Muscovita.

Clase Química: Cuarzo-Feldespática.

Facies: Esquistos Verdes.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Gneis Cuarzo-Feldespático.

PUNTO 17

Textura: Porfidoblástica.

Mineralogía: Feldespatos; Sericita, Clorita, Cuarzo, Muscovita y Calcita.

Clase Química: Básica.

Roca Original: Toba.

Metamorfismo de Bajo Grado.

Nombre de la Roca: Meta-Toba.

Formación Chapolapa.

INFORME GEOLOGICO

DESCRIPCION DE PUNTOS DE VERIFICACION GEOLOGICA
(VER FIGURA PARA LA UBICACION DE LOS PUNTOS).

PUNTO

Elevación 380 m.s.n.m.

Orientación del trazo del túnel NE-SW 30 grados aprox.

Roca de bajo a moderado grado de alteración.

Estructura Masiva.

Color: Al fresco color pardo claro y al intemperismo ver
de olivo.

Textura Foliada.

Minerales Observables: Cuarzo.

Fracturamiento: Rumbo e Inclinación NW 25 grados SE-77
grados NE.

Se encuentran espaciadas cada 40-50 cm, son persistentes,
de superficie plana, la mayoría solo se encuentra marca-
da y muy pocas tienen abertura por intemperismo mecánico
que no rebasa los 5 cm, de estas algunas tienen relleno
de material arenc-limoso.

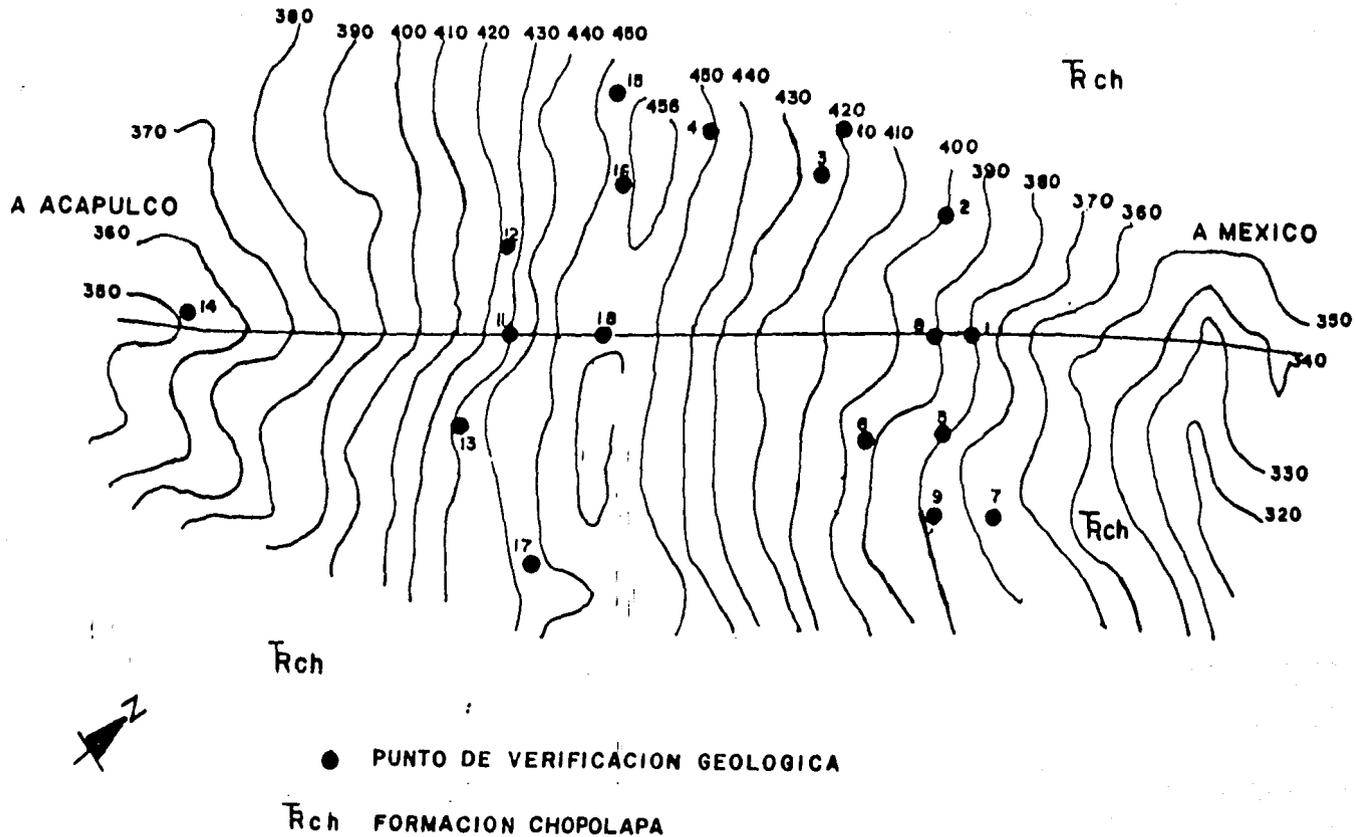


FIG. II-2 LOCALIZACION DE SONDEOS DE VERIFICACION GEOLOGICA

La geología se puede describir como sigue:

Las rocas que se encuentran en la zona son de origen meta tamórfico y sedimentario principalmente, a continuación se describen de las más antiguas a las más recientes.

Complejo Xolapa.-Se encuentra constituido por gneis, es quistos y cuarcita con alto grado de metamorfismo, se presenta aflorando al S-SW del poblado La Venta Vieja. Se encuentra subyaciendo a la formación Chapolapa en forma discordante, su edad corresponde al Paleozoico inferior (Cámbrico-Devónico).

Formación Chapolapa.-Esta unidad se encuentra constituída por una secuencia de rocas metamórficas, formada por meta-areniscas, filitas y meta-conglomerados, que evidencian un metamorfismo regional de bajo grado, aflora al poniente, oriente y alrededores del poblado La Venta Vieja, su edad corresponde al mesozoico inferior (Triásico-Jurásico).

Formación Morelos.-Esta unidad está constituída por caliza y dolomita como miembro carbonatado superior y otro inferior de anhidrita, aflora al norte y oriente del pozo

blado La Venta Vieja, sobreyace en forma discordante la formación Chapolapa y al complejo Xolapa, el contacto superior más frecuente es con el grupo Balsas en forma discordante, su edad se asigna al cretácico inferior me
dio.

Grupo Balsas.-Se encuentra constituido por yeso, caliza lacustre, conglomerados calcáreos y volcánicos, arenisca tobácea, limolita tobácea, arcilla, brecha, toba volcánica y algunos derrames lívicos interestratificados, aflo
ra al noroeste del poblado La Venta Vieja, su edad corres
ponde al cenozoico inferior.

Depósitos Aluviales.-Finalmente cubriendo a las unidades anteriores y rellenando las partes topográficas más ba
jas, se encuentran materiales aluviales constituidos por arena y limo principalmente, en ocasiones gravas y arci
llas de manera subordinada. La edad de estos depósitos, corresponde al reciente Holoceno.

En este levantamiento también se tomaron datos de las principales estructuras geológicas, incluyendo información como dirección y echado de los estratos, tipo de re
lleno de las juntas, espaciamiento de juntas, existencia

de fallas o contactos litológicos y la formación de posibles cuñas de deslizamiento, volcamiento o de caída libre, que se puedan presentar durante el emportalamiento o bien durante la abertura del túnel.

Se detectaron dos familias de curvas principalmente siendo la segunda de poca persistencia.

En promedio el rumbo de la familia No. 1 es de NE 65° SW con echado de 55°NW. La familia No. 2 tiene un rumbo NW 25°SE con 80°SW de echado. En la figura II.3 se muestra la proyección estereográfica de estas dos familias, así como la ubicación misma del túnel. La figura II.4 , muestra un esquema diagramático de estas dos familias, en éste se observa más objetivamente el comportamiento de las discontinuidades en el túnel.

La posibilidad de inestabilidad de estas familias es baja, debido a que atraviezan oblicuamente el trazo del túnel; sin embargo se pueden presentar deformaciones en el macizo rocoso, un tiempo después de comenzar las obras debido a la liberación de las presiones (relajación de esfuerzos).

RED SCHMIDT

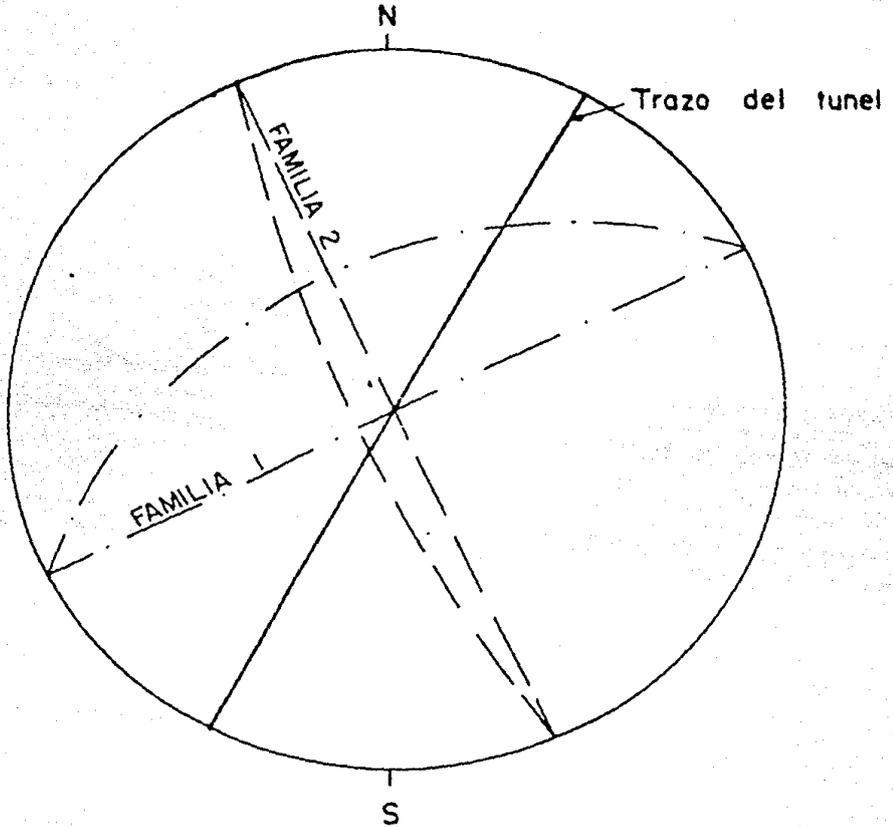


FIG. II.3 PROYECCION ESTEREOGRAFICA DE LAS PRINCIPALES FRACTURAS

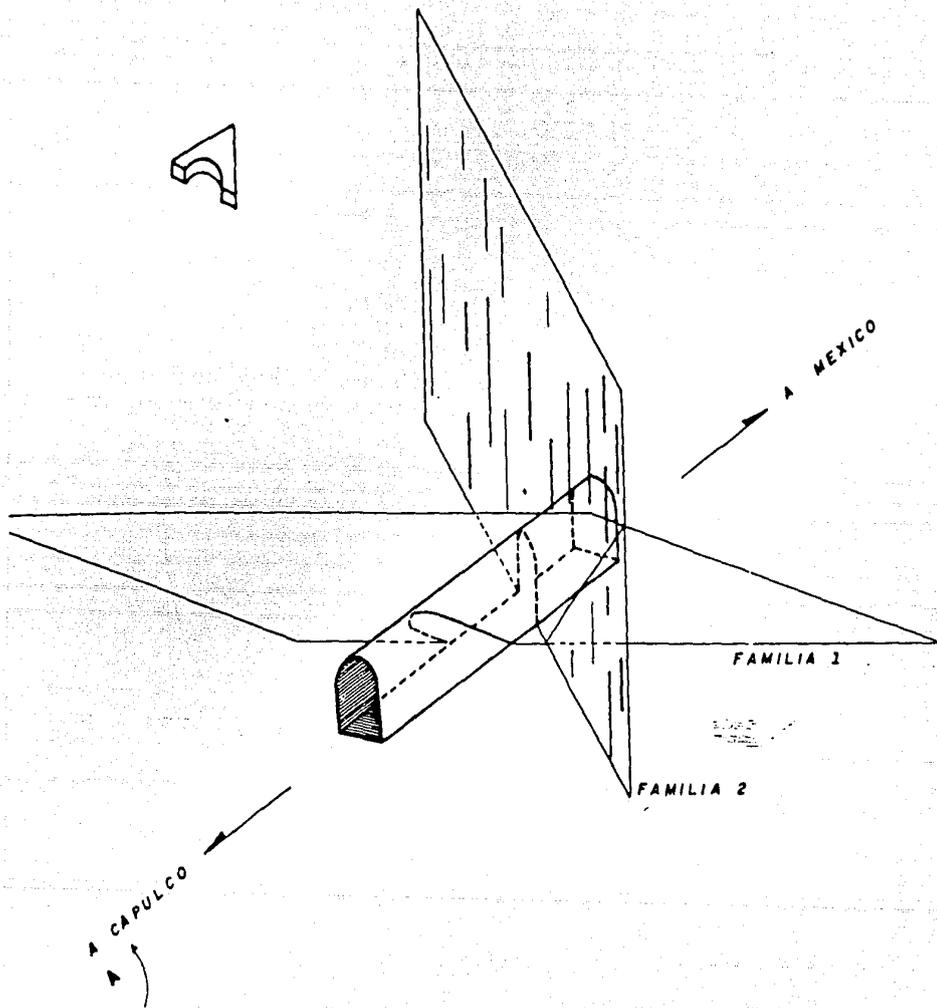


FIG. II-4 ESQUEMA DIAGRAMATICO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES EN EL TUNEL TIERRA COLORADA, GRO.

Es necesario en todo proyecto de importancia, que los da
tos obtenidos en la geofísica y geología, sean verifica
dos a profundidad. Para este fin se empleó un método de
exploración directa utilizando para ello una máquina per
foradora Long Years 24 equipada con broca de diamante,
pudiendo obtener así muestras inalteradas de la roca (co
razones de roca).

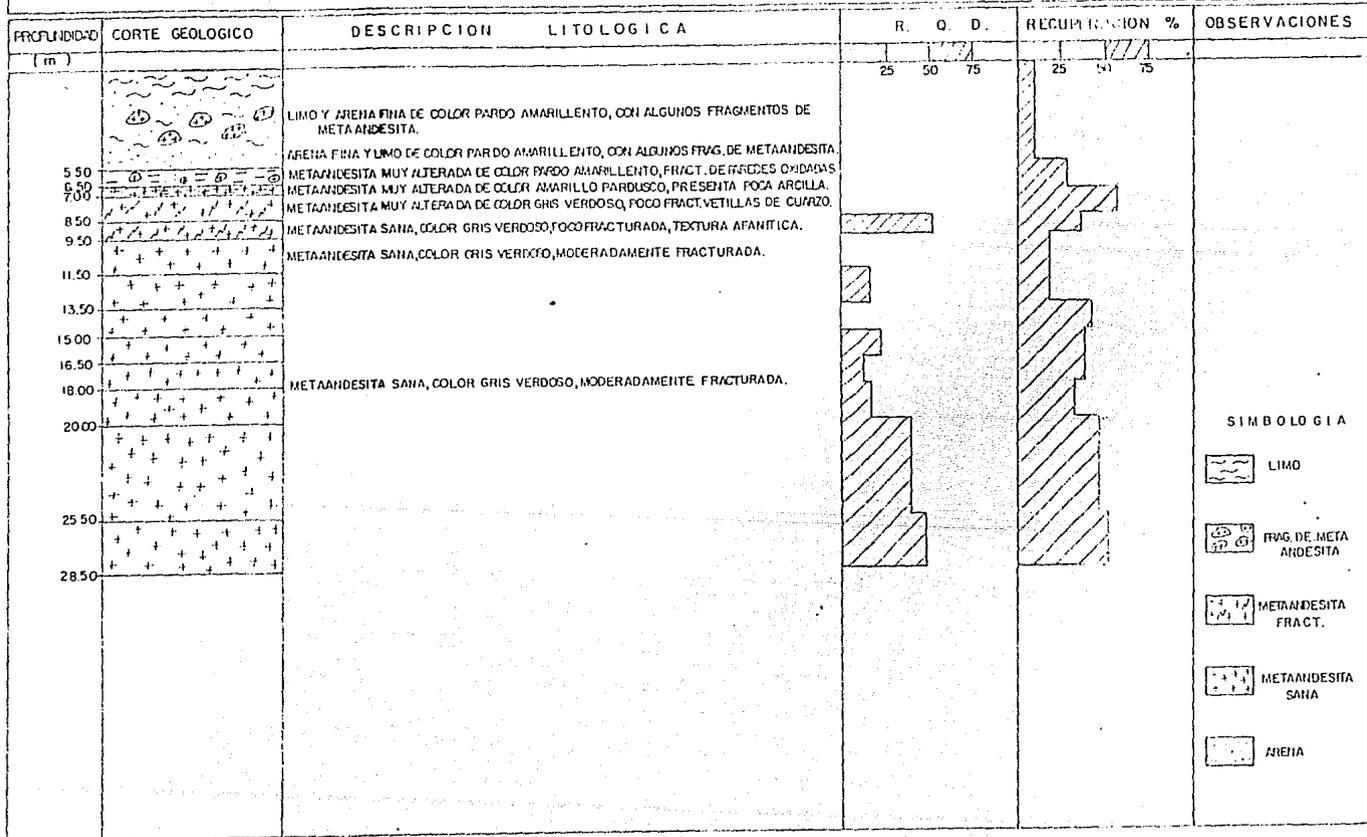
Se efectuaron tres sondeos; uno en el portal de entrada,
Km 39 + 130 a 28.5 m de profundidad; otro en el portal
de salida, Km 39 + 380 a 42 m de profundidad y el terce
ro y último en el Km 39 + 347 a 22.2 m de profundidad.
En las figuras II.5, II.6 y II.7 se indica el perfil de
suelos encontrado en cada sondeo, su descripción geológi
ca, así como el porcentaje de recuperación al muestrear
y, el RQD (índice de calidad de la roca).

Finalmente estas muestras fueron llevadas al laboratorio
para su clasificación y ensayo, obteniendo las principa
les características y propiedades de resistencia y defor
mabilidad, que más adelante se emplearían para el análi
sis y diseño estructural del revestimiento, tanto provi
sional como definitivo.

DESCRIPCION DEL SONDEO N° 1 (Km 39+130)

FIG. II-5

PROYECTO TUNEL TIERRA COLORADA, GRD.



DESCRIPCION DEL SONDEO N° 2 (Km 39+380)

FIG. II-6

PROYECTO TUNEL TIERRA COLORADA, GRO.

PROFUNDIDAD (m)	CORTE GEOLOGICO	DESCRIPCION LITOLÓGICA	R. O. D.	RECUPERACION %	OBSERVACIONES
			25 50 75	25 50 75	
2.00		FRAGMENTOS DE METADESITA MUY TEMPERIZADA CON ARCILLA.			0.0 a 2.0 avance con plug y m
3.40		LIMO Y ARCILLA CON FRAGMENTOS DE METADESITA COLOR BEIGE.			
4.40		FRAGMENTOS DE METADESITA Y METATOLVA INTEMP. CON ARCILLA COLOR BEIGE.			
5.40		FRAGMENTOS DE METATOLVA Y METADESITA INTEMP. COLOR BEIGE.			
7.00		CANTOS DE METADESITA, BEIGE AMARILLENTO.			
12.00		FRAGMENTOS DE METATOLVA INTEMP. COLOR BEIGE AMARILLENTO.			
15.00		FRAGMENTOS DE METADESITA INTEMP. COLOR VERDE AMARILLENTO.			alta resistencia a la penetración
23.30		FRAGMENTOS DE METADESITA POCO INTEMPERIZADA CON FRACTURAS ONDULADAS DE PARED RUGOSA E INTEMPERIZADA, COLOR GRIS VERDOSO.			
23.80		METADESITA GRIS VERDOSO, POCO INTEMP. CON FRACT. DE PARED ESCARPAIDA.			
25.50		METADESITA GRIS VERDOSO, CON FRACT. PARALELAS A LA FOLIACION RELLENAS DE SILICE			
26.85		METADESITA GRIS VERDOSO, CON FRACT. RELLENAS DE SILICE DE 3mm. PARALELAS Y PERPENDICULARES A LA FOLIACION			
29.35		METADESITA COLOR GRIS VERDOSO, CON FRACT. RELLENAS DE SILICE Y OTRAS ABIERTAS ONDULADAS DE PARED RUGOSA.			
31.90		METADESITA GRIS VERDOSO, CON FRACT. RELLENAS DE SILICE DE ESPESORES APROX. DE 2mm, OTRAS ABIERTAS ONDULADAS DE PARED RUGOSA.			
33.40		METADESITA GRIS VERDOSO, VETILLAS DE SILICE (ESP. 5mm) FRACT. PARED ONDULADA.			
35.40		METADESITA GRIS VERDOSO, FRACT. DE PARED LISAS INTERIZADAS (60°)			
37.45		METADESITA GRIS VERDOSO, CON VETILLAS DE SILICE Y FRACT. OND. DE PARED LISA (75° a 80°)			
39.95		METADESITA GRIS VERDOSO, CON VETILLAS DE SILICE, FRACT. OBLICUAS, PARED LISA.			
42.00		METADESITA GRIS VERDOSO, LISA E INTEMPERIZADA.			

SIMBOLOGIA

- FRAG. DE METADESITA
- METADESITA FRACTURADA
- METADESITA SANA
- ARCILLA
- LIMO

DESCRIPCION DEL SONDEO N° 3 (Km 39+347)

FIG. II-7

PROYECTO TUNEL TIERRA COLORADA, GRO.

PROFUNDIDAD (m)	CORTE GEOLOGICO	DESCRIPCION LITOLÓGICA	R. Q. D.	RECUPERACION %	OBSERVACIONES
			25 50 75	25 50 75	
1.80		FRAGMENTOS DE METAANDESITA ALTERADA, CON FRAGMENTOS DE CUARZO Y ARCILLA, COLOR			roca de muy mala calidad ya que el R.Q.D. es de cero diámetro de perforación 11X
2.00		ARCILLA PARDO.			
3.20		FRAGMENTOS DE CUARZO Y METAANDESITAS CON ARCILLA PARDO.			
4.00		CUARZO, ARCILLA Y ARENA COLOR CREMA.			
5.00		ARCILLA.			
7.00		FRAG. DE CUARZO CON ARCILLA Y FRAG. DE METAANDESITA ALTERADA, CAFE AMARILLENTO.			
10.20		FRAGMENTOS DE METAANDESITA ALTERADA, CAFE AMARILLENTO A VERDOSA.			
11.40		FRAGMENTOS DE METAANDESITA CON LIMO Y Poca ARCILLA, COLOR VERDE AMARILLENTO A VERDE OLIVO.			
19.00		FRAGMENTOS DE METAANDESITA CON ESCASO MATERIAL LIMO-ARCILLOSO, COLOR VERDE OLIVO A GRIS VERDOSO EN OCASIONES VERDE AMARILLENTO			
22.20		ARCILLA CON FRAG. DE METAANDESITA, COLOR AMARILLO PARDO.			
					SIMBOLOGIA FRAG. DE METAANDESITA METAANDESITA FRACTURADA METAANDESITA SANA ARCILLA LIMO

En la tabla II.2 se indican los resultados obtenidos; se muestra la resistencia a la compresión uniaxial y el peso volumétrico de la roca. La resistencia a la compresión simple varía entre 204 y 574 Kg/cm²; el promedio es de 373.7 kg/cm²; el peso volumétrico promedio es de 2.67 ton/m³.

TABLA II.2 RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

Proyecto: Túnel Tierra Colorada

Muestras: Núcleos de roca.

Pieza No.	Peso Kg.	Diámetro cm	Altura cm	Altura Cabeceo cm	Relación H/D	Corrección Esbeltez	Carga t	Area cm ²	Resistencia kg/cm ²	Resistencia Corr.x Esb.	Peso Volúmetrico kg/m ³
SONDEO No. 2, Km 39 + 380											
1	0.198	3.65	7.25	7.82	1.99	1.00	3.20	10.46	306	306	2,610
2	0.198	3.65	7.20	7.90	1.97	1.00	6.00	10.46	574	574	2,629
3	0.203	3.65	7.14	8.04	1.96	1.00	6.00	10.46	574	574	2,718
4	0.213	3.65	7.30	8.41	2.00	1.00	2.80	10.46	268	268	2,789
5	0.213	3.65	7.29	8.20	2.00	1.00	2.80	10.46	268	268	2,728

SONDEO No. 1, Km 39 + 130

1	0.165	3.62	6.10	7.58	1.69	0.935	4.40	10.29	423	422	2,635
2	0.171	3.62	4.97	5.87	1.37	0.954	2.20	10.29	214	204	2,562

Observaciones: Sondeo No. 2; las muestras fueron tomadas a las siguientes profundidades: M1 (24.50 m), M2 (32.00 m), M3 (32.10 m), M4 (34.90 m), M5 (41.50 m).

Sondeo no. 3; las muestras fueron tomadas a las siguientes profundidades: M1 (21.60 m), M2 (26.50 m). Esta último muestra presentó fisuras inclinadas que afectaron el corte, por lo que se redujo en forma importante su altura y resistencia.

De acuerdo con los resultados del levantamiento geosísmico se apreciaron espesores aproximados de 9 m (velocidades de 2 a 5 m/s) de material suelto, equivalente a un paquete de suelos (material cortado por el sondeo No.3). Subyaciendo a los suelos anteriores se determinó una capa de 15 m de espesor, aproximadamente, que corresponde a una roca poco fracturada (velocidades de 860 a 1 000 m/s); finalmente se encontró una roca compacta poco fracturada (velocidades de onda entre 2,300 x 4,300 m/s).

En el sondeo No. 1 se encontró entre 0 y 5.50 m de profundidad una mezcla de suelos limo-arenosos, color gris amarillento, con algunos fragmentos de meta-andesita. Entre 5.50 y 6.50 m se encontró una arena fina con poca arcilla y fragmentos de meta-andesita muy alterada, con paredes lisas y oxidadas. Entre 6.50 y 7.00 m se encontró una meta-andesita muy alterada, color amarillento pardusco, con fracturamiento de paredes oxidadas y lisas, presenta poca arcilla. Entre 7.00 y 8.50 m se encontró una meta-andesita muy alterada, color gris verdoso, moderadamente fracturada con paredes oxidadas. De 8.50 a 9.50 metros se observa la misma meta-andesita, sana color, gris verdoso, poco fracturada y algunas vetillas de cuar

zo, presenta textura afanítica. Finalmente desde 9.50 m hasta la profundidad explorada de 28.50 m se observó la misma meta-andesita, sana, color gris verdoso, moderadamente fracturada, se observan algunos planos de fracturamiento vertical con vetillas de cuarzo, presenta textura afanítica y paredes onduladas y rugosas, no se detectó el nivel de aguas freáticas. Entre 0 y 5.50 m de profundidad, el porcentaje de recuperación fue de el orden del 6% con un RQD de cero. Entre 5.50 y 9.50 m, la recuperación promedio fue del 30% con RQD de cero, excepto entre 8.50 y 9.50 m que llegó hasta el 50%. Desde 9.50 y hasta 28.5 m la recuperación promedio fue del 35% con un RQD también promedio del 30%.

En el sondeo No. 2 se encontró superficialmente entre 0 y 3.40 m de profundidad, fragmentos de meta-andesita muy intemperizada empacados en limo y arcilla. Subyace al estrato anterior, entre 3.40 y 7.00 m una mezcla de fragmentos de meta-andesita y meta-toba intemperizada, color beige. Entre 7.00 y 12.00 m se detectaron fragmentos de meta-toba intemperizada color beige amarillento. De 12.00 a 23.30 m de profundidad, se encontraron fragmentos de meta-andesita, poco intemperizados, empacados en arcilla con fracturas onduladas de pared rugosa, color gris ver

dos. Finalmente entre 23.30 y 42.00 m (profundidad explorada) se observa una meta-andesita, color gris verdoso, poco intemperizada, con fracturas rellenas de sílice de 2 a 5 mm de espesor, de pared ondulada, a veces lisa. No se encontró el nivel de aguas freáticas. Entre 0 y 2m se tuvo una recuperación del 100%, ya que la excavación fue hecha con pico y pala. De 2 a 23 m de profundidad el porcentaje medio de recuperación fue del 10% se tuvo una alta resistencia a la penetración.

Entre 23.00 y 42.00 m la recuperación media de muestras fue del 35%, comparativamente el RQD, entre 0.00 y 23.00 metros resultó de cero. Entre 23.00 y 42.00 m el RQD promedio fue del 10%.

Para el sondeo No. 3 se tuvo lo siguiente: entre 0.00 y 5.00 m se encontraron fragmentos de meta-andesita color amarillo pardo, fragmentos de cuarzo, ambos empacados por arcilla. Entre 5.00 y 7.00 m se encontraron fragmentos de meta-andesita alterada, color café amarillento a verdoso, sin material de relleno. Subyace al estrato anterior, entre 7.00 y 19.00 m de profundidad fragmentos de meta-andesita, color verde olivo, a veces con cuarzo, con limo y poca arcilla como material de relleno. Finalmente entre 19.00 y 22.20 m (profundidad explorada), se

encontró una arcilla, con fragmentos de meta-ándesita, color amarillo pardo. El RQD a lo largo de toda la longitud explorada resultó de cero. El porcentaje promedio de recuperación, también bajo, resultó del 10% a lo largo de todo el sondeo no se encontró el nivel de aguas freáticas.

A manera de resumen e integrando toda la información obtenida en las etapas anteriores, se elaboró finalmente, el perfil geológico definitivo, que se espera encontrar durante la construcción del túnel. En la figura II.8 se muestra este perfil.

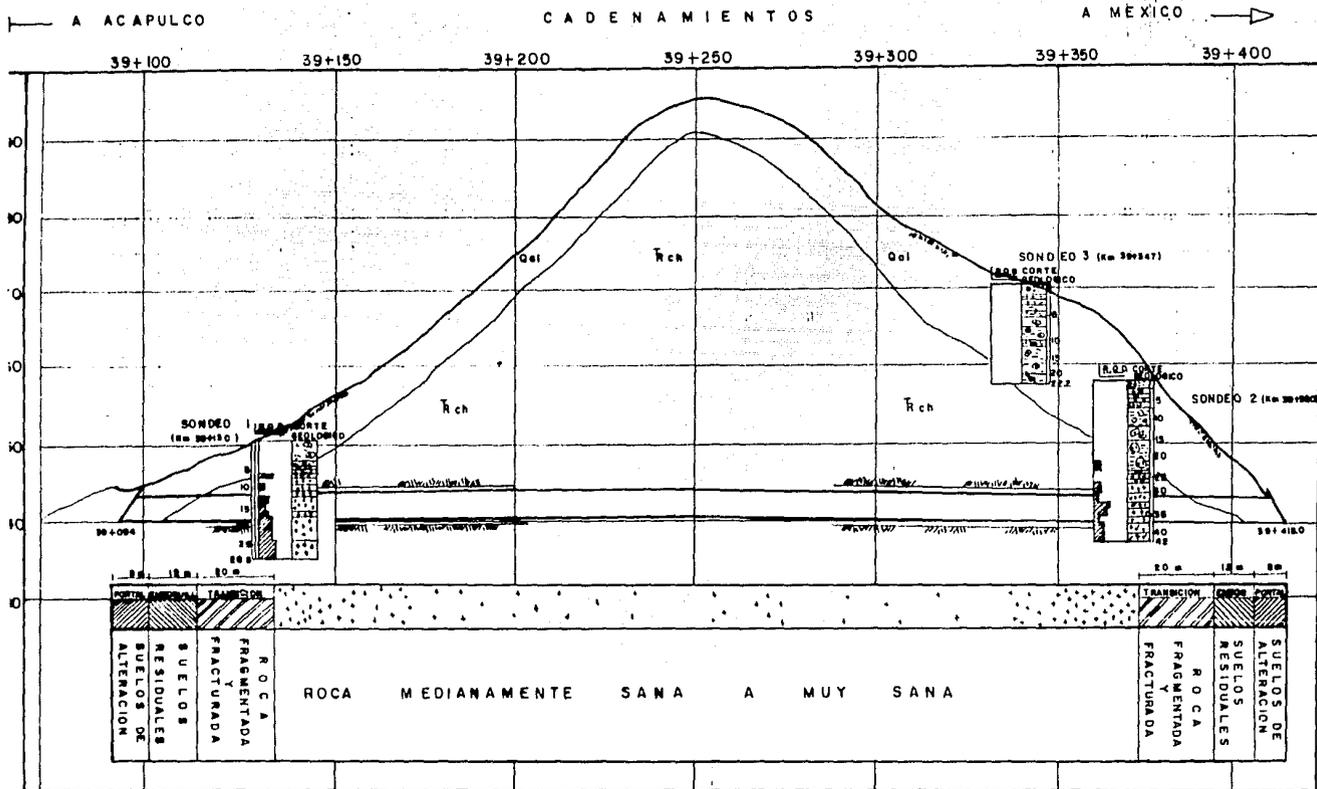


FIG. II·B PERFIL GEOLOGICO DEFINITIVO

II.3 GEOHIDROLOGIA

Por las características inherentes a su origen, las for
maciones geológicas encontradas pueden considerarse im
permeables para fines prácticos, además de que el fractu
ramiento que presentan solo está marcado algunas veces,
es decir, la roca no presenta aberturas por las cuales
pudiera circular agua. Por otro lado no se observaron ma
nifestaciones de agua subterránea sino hasta una eleva
ción menor a 240-250 m.s.n.m., por lo que se considera
que en la zona del trazo, a la profundidad del túnel, no
existirán problemas de infiltraciones de agua subterrá
nea. La época de lluvias se presenta en los meses de ju
nio a septiembre, con precipitaciones que varían de 1500
a 2000 mm anuales; dichas precipitaciones normalmente
son de tipo torrencial, no dando tiempo a que ocurran in
filtraciones importantes.

Por otro lado, de los tres sondeos directos efectuados,
con máquina perforadora, en ninguno de ellos se detectó
el nivel de aguas freáticas.

Por todo esto y aunque hidráulicamente el macizo rocoso
es impermeable no se debe descartar la presencia de agua

vadosa, principalmente en los portales, debido a los es
pesores de material alterado (suelo) y a la roca fractu
rada, o durante la construcción del túnel en época de
lluvias.

III. ESTRUCTURACION DEL TUNEL

Ya que alguno de los fenómenos que se cumplen durante la excavación pueden conducir a situaciones de colapso, es común en la práctica de la ingeniería de túneles, el empleo de revestimientos, los cuales actúan como elementos rígidos que tienden a evitar el progreso de los desplazamientos al inducir una interacción entre el material del terreno y el revestimiento,

Estudios y mediciones de laboratorio y campo, indican que el comportamiento de un túnel revestido puede ser satisfactorio para reducir la velocidad de deformación del terreno en la vecindad del túnel, aunque no afecta sensiblemente el comportamiento del resto de las masas del material, que tienden a proseguir su lento movimiento hacia el túnel, incrementando las presiones que generan en la zona de contacto con el revestimiento.

El diseño de túneles puede efectuarse de acuerdo con cualquiera de los tres enfoques siguientes:

- Analítico
- Observacional
- Empírico

Enfoque Analítico

Este enfoque es el menos usado, no tanto por las técnicas analíticas mismas, de las cuales destacan:

- Método del elemento finito
- Soluciones matemáticas cerradas
- Fotoelasticidad y otras técnicas de simulación

Sino por la dificultad, siempre presente, para alimentar las con parámetros que realmente representen las condiciones del macizo rocoso.

Estas técnicas analíticas son muy útiles para determinar la influencia relativa de los diversos parámetros que intervienen y para comparar las distintas soluciones posibles.

Son sin duda, los métodos del futuro, a pesar de que hoy día aún no son aceptables como medios de diseño en la ingeniería práctica.

Enfoque Observacional

Este enfoque, cuyo exponente más destacado es el Nuevo Método Austriaco de Tuneleo (NATM), se basa en la medición del comportamiento del túnel según se construye, para modificar el sistema de soporte según se requiera.

Este enfoque se basa en la premisa siguiente:

"Un sistema de soporte flexible para un túnel, siem

pre es preferible a un soporte rígido".

El procedimiento del NATM consiste en instalar desde el primer avance de la excavación un soporte semirígido (normalmente anclas y concreto lanzado) que permita una deformación hacia el interior que provoque el reacomodo del terreno y el desarrollo de su resistencia (efecto de arqueamiento), pero que evite el aflojamiento excesivo o el desprendimiento de partículas en la periferia interior de la obra subterránea.

El problema que se afronta con este método es la contracción de la obra, pues el proyecto varía a lo largo del período de construcción.

Enfoque Empírico

Este enfoque se basa en la experiencia adquirida en similares obras. Para manejo más eficiente se requiere de un sistema de clasificación, en base al cual se podrá extrapolar la experiencia y aplicarla mediante un juicio sano al nuevo caso.

De esta manera, los sistemas de clasificación de macizos rocosos constituyen la espina dorsal del enfoque empírico y han sido ampliamente usados en todo el mundo. El sistema de clasificación de rocas más usado hoy en día, a pesar de que cuenta con más de 40 años de haber sido

propuesto, es el Terzaghi.

La estructura de soporte de un túnel puede dividirse en dos partes esencialmente, el revestimiento primario o provisional y el secundario o definitivo.

En lo que sigue se describirán de manera general los métodos más conocidos, tanto para llegar a estimar el revestimiento provisional del túnel, como para llegar al diseño del revestimiento definitivo.

Se indican los métodos utilizados para el diseño del túnel en estudio, y se presentan los resultados obtenidos.

III.1 REVESTIMIENTO PROVISIONAL (PRIMARIO)

La función del soporte primario es mantener abierta la excavación hasta que pueda colocarse el soporte definitivo, generalmente integrado por un recubrimiento grueso de concreto hidráulico.

Debe recordarse que probablemente el soporte primario sea capaz de resistir todas las acciones actuantes en el túnel, puesto que los materiales con los que actualmente se construye no se deterioran; para túneles carreteros y ferroviarios un revestimiento de concreto puede no ser

vir más que como un cosmético, para satisfacer la necesidad psicológica de seguridad de los usuarios.

Debe mencionarse que básicamente el soporte primario se estima a partir de los sistemas de clasificación de rocas; estos sistemas dan lineamientos para la selección del mismo. Dicho soporte siempre se coloca muy próximo al frente de avance y generalmente lo componen anclas, concreto lanzado y marcos de acero.

A continuación se describen, de manera general, los principales sistemas de clasificación en la ingeniería de rocas.

III.1.1 Sistemas de Clasificación en la Ingeniería de Rocas

III.1.1.1 Aspectos Generales

En el estado actual de conocimientos, la tecnología de túneles puede resumirse en las palabras siguientes:

"La predicción del sistema de soporte requerido para túneles, se ha basado por muchos años en la observación, la experiencia y el juicio personal de aque-

llos involucrados en la construcción de túneles. A pesar de la aún poco probable introducción de técnicas geomecánicas para la exploración de sitios, la predicción de los requerimientos de soporte en el futuro requerirá del mismo enfoque" (Wickham, Tiedeman y Skinner).

Por lo tanto, un sistema de clasificación de macizos rocosos, que permita combinar los hechos observados, la experiencia y el criterio ingenieril, para proveer una valoración cuantitativa de las condiciones de la roca, se construirá en la espina dorsal para la predicción del sistema de soporte.

III.1.1.2 Propósitos de un Sistema de Clasificación de Rocas

- Dividir el macizo rocoso en grupos de comportamiento similar.
- Proporcionar las bases para la comprensión de las características de cada grupo.
- Facilitar la planeación y el diseño de las excavaciones en roca, suministrando la información cuantitativa que se requiere para la solución de problemas ingenieriles.

nieriles.

- Establecer una base común para la comunicación efectiva entre todas las personas involucradas en el proyecto y construcción de un túnel.

III.1.1.3 Atributos de un sistema de clasificación de rocas:

Los propósitos atrás descritos podrán alcanzarse si el sistema de clasificación posee los siguientes atributos:

- Simple, fácil de recordar y entender.
- Claro en cada uno de sus términos, con una terminología ampliamente aceptada.
- Que incluya únicamente las propiedades de los macizos rocosos más significativas.
- Basado en parámetros medibles, que puedan ser determinados mediante pruebas apropiadas, rápida y económicamente en el campo.
- Basado en un sistema de calificación que pueda pesar la importancia relativa de los parámetros de calificación.
- Que sea funcional mediante el suministro de información cuantitativa para el diseño del soporte del túnel.
- Que sea lo suficientemente general como para que un macizo rocoso posea la misma clasificación, independientemente de que vaya a ser usada para un túnel, un talud o una cimentación.

III.1.1.4 Sistemas de clasificación de rocas más conocidos.

- Terzaghi (1946)
- Lauffer (1958)
- Deere (1964)
- Wickham, Tiedemann y Skinner (1972)
- Bieniawski (1973)
- Barton, Lien y Lunde (1974)

Las principales características de estas clasificaciones se resumen en la tabla III.1 . De ellas solamente, las tres últimas proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento, y construcción de túneles.

Dichos métodos parten de la combinación de algunos de los siguientes parámetros del macizo rocoso.

- Resistencia del material rocoso.
- RQD (Rock Quality Designation).
- Espaciamiento de discontinuidades.
- Orientación de discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades, (continuidad, separación, rugosidad, meteorización y relleno).

TABLA III.1 PRINCIPALES SISTEMAS DE CLASIFICACION DE MASAS ROCOSAS
 APLICADOS AL DISEÑO DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Sistema de Clasificación	Parámetros de Clasificación	Aplicaciones al Diseño.	Ámbito de Aplicación	Observaciones:
THOZAGHI (1946, USA)	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo de roca - Naturaleza expansiva - Estudio de fracturación - Dimensiones y profundidad 	<ul style="list-style-type: none"> -Entibación metálica -Presión sobre entibación 	Túneles	<ul style="list-style-type: none"> -Muy empleado durante más de 35 años Muy útil para el diseño de soportes metálicos. Inadecuado para métodos modernos en base a bulones y gunita sistema cualitativo.
LAUFFER (1958, Austria)	<ul style="list-style-type: none"> - Establece el concepto del "active span" o distancia entre el frente y la entibación; y el de "stand up time" o período que el túnel permanece estable sin soportes. - Tipo de roca - Estado de fracturación - Presión de rocas sobre entibación. - Período de actuación del efecto arco. 	<ul style="list-style-type: none"> -Gunitado y bulones -Entibación metálica 	Túneles.	<ul style="list-style-type: none"> -Insuficiente casuística para su generalización acerca de medidas de sostenimiento. Insuficiente definición de la calidad del macizo. Su interpretación se basa en gran parte en el juicio de quien lo utiliza. Actualmente en desuso.
DEERE (1970, USA)	<ul style="list-style-type: none"> - RQD (Rock quality designation) 	<ul style="list-style-type: none"> -Principalmente entibación metálica 	Túneles.	<ul style="list-style-type: none"> -Simple y práctico pero el RQD no es un parámetro suficiente. No tiene en cuenta la orientación de discontinuidades, su continuidad y el relleno.
WICKHAM (1972, USA)	<ul style="list-style-type: none"> - Establece el concepto del RSR (Rock structure rating) - Tipo de roca - Estructura geológica - Espacio de discontinuidades - Orientación de discontinuidades. - Propiedades matriz rocosa - Meteorización - Filtraciones - Dimensiones, dirección y método de excavación del túnel. 	<ul style="list-style-type: none"> -Principalmente entibación metálica aunque se dan indicaciones para bulones y gunita -Presión sobre entibación metálica. 	Túneles	<ul style="list-style-type: none"> -Introduce por primera vez una clasificación basada en valores numéricos para dar peso relativo a los distintos parámetros. No es recomendable para bulones y gunita.

Sistema de Clasificación	Parámetros de Clasificación	Aplicaciones al Diseño.	Ámbito de Aplicación	Observaciones:
BIENIAWSKI (1973, Africa del Sur)	<ul style="list-style-type: none"> -Establece el concepto de RMR (Rock rating). -Resistencia del material -RQD -Espaciado de discontinuidades. -Orientación de discontinuidades. -Condiciones discontinuidades. -Filtraciones 	<ul style="list-style-type: none"> -Sistemas combinados de gunita bulones, mallazo y cerchas metálicas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Túneles. - Galerías mineras 	<ul style="list-style-type: none"> - Aplicable a partir de datos de campo, superficie o de sondeos. Cuantitativo, simple y fácil de aplicar. Su empleo para cimentaciones y taludes no está aún reconocido. Único hasta el presente aplicable a minería. Permite el diseño de sostenimiento de túneles.
PARSON (1974, Escandinavia)	<ul style="list-style-type: none"> Establece el concepto del Q-System: -$Q = (RQD) / (J_r \cdot J_w \cdot SRF)$ -Número de discontinuidades (J_n) -Rugosidad de discontinuidades (J_r) -Alteración de discontinuidades (J_a). -Filtraciones (J_w). -Estado tensional (SRF) 	<ul style="list-style-type: none"> -Sistemas combinados de gunita bulones, mallazo y cerchas metálicas. -Presión sobre la entibación. 	<ul style="list-style-type: none"> -Túneles. -Grandes cámaras 	<ul style="list-style-type: none"> - Sistema cuantitativo que permite el diseño del sostenimiento de túneles y hasta ahora el único aplicable a grandes cámaras.

- Estructura geológica y fallas individualizadas.
- Filtraciones.
- Estado tensional.

Aunque hay muchas clasificaciones y algunas como las de Lauffer y Terzaghi han jugado un gran papel en el pasado, en lo que sigue nos referimos, principalmente a las clasificaciones de Bieniawski y Barton, que son las que presentan mayor interés; por otro lado son las clasificaciones utilizadas para estimar el soporte primario en el caso del túnel Tierra Colorada, cuyos resultados se presentan en este trabajo.

III.1.1.4.1 Índice de calidad de la roca (R.Q.D.)

La clasificación según el índice de calidad de la roca R.Q.D. (Rock Quality Designation) fué propuesta por Deer (1963) y se basa en la recuperación de núcleos de perforación, al considerar solo testigos mayores de 10 cm de longitud; considera así mismo las frecuencias de las juntas o fracturas existentes en el macizo rocoso y el porcentaje de la recuperación de núcleos de roca.

Para que el R.Q.D. sea representativo debe obtenerse en

testigos con diámetro mayor de 54 mm (NX) despreciando las fracturas provocadas por la realización de la perforación.

El resultado se expresa en porcentaje considerando el total de la longitud perforada.

$$\text{R.Q.D.} = \frac{\text{Suma de núcleos mayores de 10 cm}}{\text{Longitud perforada}}$$

III.1.1.4.2 Clasificación geomecánica (R.M.R.)

La clasificación geomecánica R.M.R. (Rock Mass Rating) se desarrollo en Sudáfrica a partir de 45 túneles, por Bieniawski en 1973, y posteriormente revisadas por el mismo autor en 1976 y 1979.

Constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos cualitativo que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y de sostenimiento.

Esta basado en cinco parámetros derivados de las características del macizo rocoso y un sexto parámetro para aplicaciones específicas a excavaciones subterráneas, cimentaciones o mineras; estos parámetros son los siguientes:

- a. Resistencia uniaxial de la matriz de roca.

- b. Grado de fracturamiento en términos del R.Q.D.
- c. Condiciones de flujo de agua subterránea.
- d. Espaciamiento de las discontinuidades.
- e. Características de las discontinuidades.
- f. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

A cada parámetro le corresponde una calificación parcial de manera que al ser sumados se determina una calificación global R.M.R. (Rock Mass Rating) (de 0 a 100) del macizo rocoso.

En la tabla III.2 se muestran los valores de calificación global.

La figura III.1 muestra una relación entre el R.M.R. y el tiempo de sustentación. Finalmente la tabla III.3 proporciona una guía para determinar el tipo de soporte provisional.

III.1.1.4.3 Sistema "Q" calidad de roca

El sistema "Q" se desarrolló en Escandinavia a partir de doscientos casos de excavaciones subterráneas, por Barton

Lien y Lunde en 1974; constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos cuantitativo, que permite establecer sistemas de sostenimiento para túneles y cavernas.

Igual que en otras clasificaciones, y procedente de la experiencia y observación de túneles construídos, se establecen unos criterios empíricos para el dimensionamiento del sostenimiento, en función de Q y de las dimensiones del túnel.

Fundamentalmente esta clasificación ha sido establecida basándose en la experiencia del sostenimiento de túneles en rocas competentes de tipo granítico.

Es una clasificación que se basa a partir de un índice de calidad. (Q) que se obtiene de seis parámetros procedente de la observación del macizo rocoso, para lo que se establece, la correspondiente valoración.

Este índice dado por la expresión:

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

Donde:

RQD = descripción de la calidad de la roca

Jn = no. de familias de discontinuidades

Jr = característica de la rugosidad de las juntas

Ja = alteración y relleno de las juntas

Jw = factor de reducción por la condición de agua en las discontinuidades

SRF = factor de reducción por esfuerzos

Los tres grupos formados por estos parámetros tienen el siguiente significado:

$\frac{RQD}{Jn}$: representa el tamaño de los bloques

$\frac{Jr}{Ja}$: representa la resistencia al corte entre los bloques

$\frac{Jw}{SRF}$: representa la influencia del estado tensional

El valor de Q varía en el rango de 0.001 (para rocas excepcionalmente pobres) a 1,000 (para roca excepcionalmente buena).

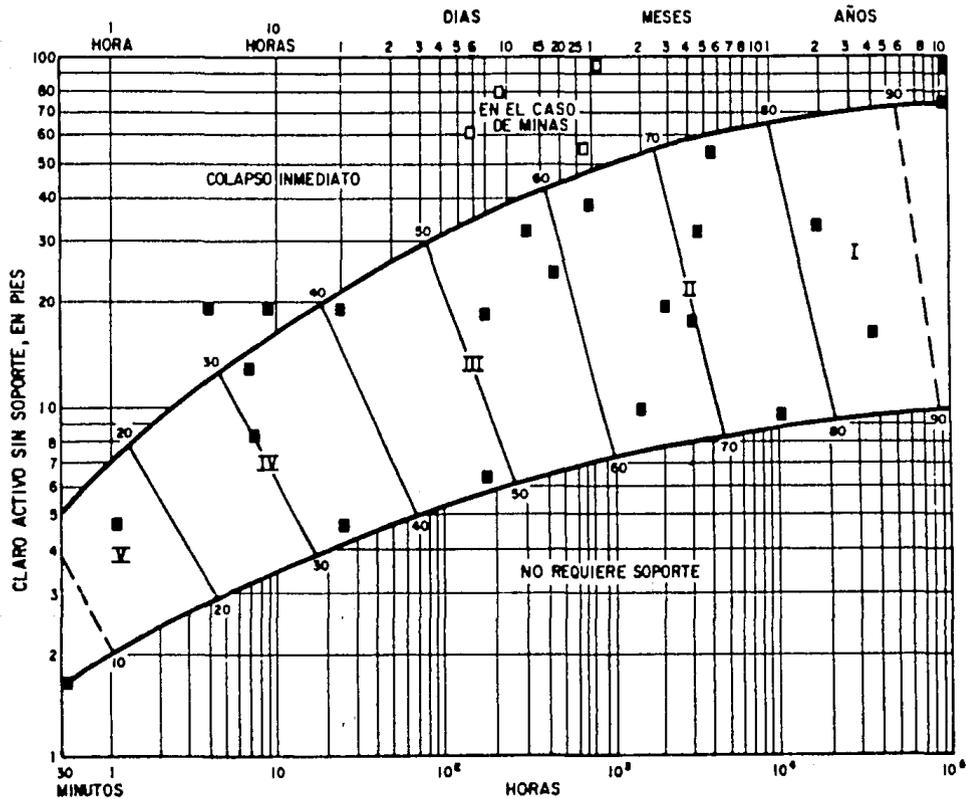
Tabla III-2 Clasificación geomecánica de macizos rocosos agrietados

A-Parámetros de clasificación y su importancia

Parámetro		Rango de valores					
1	Resistencia del material rocoso intacto	Indice de resistencia en el punto de aplicación de la carga	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este rango tan bajo se prefiere una prueba de compresión axial
		Resistencia a la compresión axial	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa 3-10 MPa 1-3 MPa
		Clasificación	15	12	7	4	2 1 0
2.	Calidad del núcleo de perforación según RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%
		Clasificación	20	17	13	8	3
3.	Espaciamiento de puntos		> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm
		Clasificación	30	25	20	10	5
4.	Condición de las juntas		Superficies muy ásperas No son continuas No están separadas Roca de respaldo muy agrietada	Superficies ligeramente ásperas Separación < 1 mm Roca de respaldo muy agrietada	Superficies ligeramente ásperas Separación < 1 mm Roca de respaldo ligeramente agrietada	Superficies con planos de deslizamiento o salbanda < 5 mm de grueso, o grietas abiertas de 1 a 5 mm Grietas continuas	Ligera salbanda < 5 mm de grueso o grietas abiertas más de 5 mm Grietas continuas.
			Clasificación	25	20	12	6
		a) Infiltración por cada 10 m de longitud de túnel		Ninguna	< 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
5. Flujo de agua	b) Relación	Presión E del agua en la fisura	0	0	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5
		esfuerzo principal mayor	0	0	0	0	0
	c) Condiciones generales		0	Completamente seca	Humedad solamente (agua intersticial)	Agua a una presión moderada	Problemas severos de agua
	Valor		10	7	4	0	

Tabla III-2 (Cont.)

Parámetro	Rango de valores				
<u>B- Ajuste de la clasificación de acuerdo a la orientación de las grietas</u>					
Orientación del rumbo y echado de las grietas	Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
Túneles	0	-2	-5	-10	-12
Clasificación					
Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60
<u>C- Diferentes clases de macizos rocosos determinados en base a las clasificaciones totales</u>					
Clasificación	100-81	80-61	60-41	40-21	20
Clase Núm:	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca pobre	Roca muy pobre
<u>D- Significado que tienen las diferentes clases de macizos rocosos</u>					
Clase Núm:	I	II	III	IV	V
Tiempo promedio en que se soporta por sí sola	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos
	para claros de 5 m	para claros de 4 m	para claros de 3 m	para claros de 1.5 m	para claros de menos de 0.5 m
Cohesión del macizo rocoso	> 300 KPa	200-300 KPa	150-200 KPa	100-150 KPa	< 100 KPa
Angulo de fricción interna del macizo rocoso	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°
* Salbanda: material suave que se encuentra en las diaclasas (zonas de falla)					



TIEMPO EN QUE SE SOSTIENE, POR SI SOLA, LA ESTRUCTURA

Fig. II.1 Clasificación Geomecánica: Relación entre el tiempo en que se sostiene por si sola la estructura y el claro no soportado.

Tabla III.3 Guía de acuerdo a la clasificación geomecánica para excavaciones y soporte de túneles en roca (anchos de túnel 20 a 40 pies, construcción, barrenación y voladura)

Clase de macizo Rocoso	Excavación	Soporte		
		Anclaje* (longitud 1:3 a 1:2 del ancho del túnel)	Concreto Lanzado	Marcos de acero
Muy buena roca I RMR 81-100	Frente completo Avance de 10 pies	Generalmente no requiere soporte excepto el colocar ocasionalmente anclas		
Buena roca II RMR 61-80	Frente completo Avance de 3 a 5 pies Soporte completo a 60 pies del frente	Anclajes locales en el techo de 10 pies de long. espaciados 8 pies. con una malla de alambre que se coloca ocasionalmente	2 pulg en el techo donde se requiera	Ninguno
Roca regular III RMR 41-60	Galería de avance y banqueo Avance de 5 a 10 pies en el frente Comenzar sustentación después de cada voladura Soporte completo a 20 pies del frente	Uso sistemático de anclaje de 12 pies de long. espaciados de 5 a 6 pies en el techo y las paredes con malla de alambre en la bóveda	2 a 4 pulgadas en el techo y 1 pulg en las paredes	Ninguno
Roca pobre IV RMR 21-40	Galería de avance y banqueo Avance de 3 a 5 pies en el frente Instalar soporte al ir haciendo la excavación	Uso sistemático de anclaje de 12 a 15 pies de longitud. espaciados de 3 a 5 pies en el techo y las paredes con una malla de alambre	4 a 6 pulgadas en el techo y 4 pulg en las paredes	Marcos ligeros a medianos espaciados 5 pies donde se requieran
Roca muy pobre V RMR 20	Varios frentes, avance de 1.5 a 3 pies en el frente Instalar soporte al ir haciendo la excavación Concreto lanzado tan pronto como se pueda después de realizar la tronada	Uso sistemático de anclaje de 15 a 20 pies de long. espaciados de 3 a 5 pies en el techo y en las paredes con malla de alambre Plantilla de anclaje	6 a 8 pulg en el techo 6 pulg en las paredes y 2 pulg en el frente	Marcos medianos a pesados espaciados 2 pies y 6 pulg con revestimiento metálico y utilizando puntales y listones de avance en el frente, si es necesario Plantilla de cierre

* La longitud de las anclas que aquí se especifican son aplicables a túneles de 30 pies de ancho

En las tablas III.4 a III.8 se presentan los valores de los diferentes parámetros para obtener finalmente el valor de Q.

Como se dijo antes, el rango de variación del índice Q está entre 0.001 y 1,000. Este intervalo se ha dividido en 9, que da lugar a la siguiente clasificación cualitativa.

- entre 0.001 y 0.01 : roca excepcionalmente mala
- entre 0.01 y 0.10 : roca extremadamente mala
- entre 0.10 y 1.00 : roca muy mala
- entre 1.0 y 4.00 : roca mala
- entre 4.0 y 10.0 : roca media
- entre 10.0 y 40.0 : roca buena
- entre 40.0 y 100.0 : roca muy buena
- entre 100 y 400 : roca extremadamente buena
- entre 400 y 1,000 : roca excepcionalmente buena

La clasificación Q de Barton et.al., al igual que la clasificación RMR de Bieniawski, se puede relacionar con el tiempo de sostenimiento y recomienda el tipo de soporte a utilizar.

TABLA III.4

Jn	Valor
a. masiva, pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
b. un sistema de discontinuidades	2
c. un sistema más distribución aleatoria	3
d. dos sistemas de discontinuidades	4
e. dos sistemas más distribución aleatoria	6
f. tres sistemas de discontinuidades	9
g. tres sistemas más distribución aleatoria	12
h. cuatro o más sistemas, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentada, etc.	15
i. roca fragmentada, granular tipo suelo	20

TABLA III.5

Jn	Valor
A. Cuando existe contacto roca con roca en las juntas y:	
B. Cuando existe este contacto con menos de 10 cm de desplazamiento de cortante	
a. juntas discontinuas	4.0

b. ásperas y onduladas	3.0
c. tersas y onduladas	2.0
d. lustrosas y onduladas	1.5
e. ásperas y planas	1.0
f. tersas y planas	0.5
C. Cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de cortante	
h. rellenos de arcilla, limos arenas o gravas	1.0

TABLA III.6

Ja	Valor
A. Cuando existe contacto roca y roca en las juntas	
a. juntas limpias y con rellenos impermeables y resistentes como cuarzo y epidota	0.75
b. juntas con ligera oxidación superficial	1.0
c. paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca	

- desintegrada y partículas de arena sin arcilla 2.0
- d. paredes recubiertas o con rellenos arcillo arenosos que no pierden resistencia con la deformación 3.0
- e. rellenos de minerales que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Estos rellenos son discontinuos y con espesor de dos milímetros 4.0
- B. Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas y menos de 10 cm de cortante
- f. relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla 4.0
- g. rellenos continuos con espesor menor de 5 mm formados por arcilla fuertemente consolidada la cual no pierde resistencia al deformarse 6.0
- h. rellenos continuos con espesor menor de 5 mm formados por arcilla de consolidación media a baja la cual pierde resistencia al deformarse 8.0

- i. rellenos con espesor de 5mm formado por arcilla de alta plasticidad. El valor depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc. 8.0 a 8.2
- C. Cuando no hay contacto con la roca al existir desplazamiento de corte
- k. } zonas o bandas de roca desintegrada 6.0, 8.06
l. } o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de g, h, i, respectivamente) 8.0 a 12.0
m. }
- n. zonas o bandas de limo o arena arcillosa con pequeñas cantidades de arcilla (no pierde resistencia al deformarse) 5.0
- o. } zonas o bandas de arcilla, continuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de los puntos g, h, i, respectivamente) 10.0, 13.06
p. }

TABLA III.7

Jw	Presión Hidrostática aprox. (Kg/cm ²)	Valor
a. Ambiente seco o flujo reducido, por ejemplo : 5 l/min local- mente	1.0	1.0
b. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	1.0 a 2.5	0.66
c. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	2.5 a 10.0	0.50
d. Flujo o presión grandes lavado considerable del relleno de las juntas	2.5 a 10.0	0.33

e. Flujo excepcional <u>mente</u> grande o agua a presión durante las voladuras la cual disminuye con el tiempo	10.0	0.2 a 0.1
f. Flujo excepcional <u>mente</u> grande o presión constante sin disminuir en forma perceptible	10.0	0.1 a 0.05

TABLA III.8

SRF	Valor
A. Existencia de zonas de debilidad que interceptan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel	
a. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad	10.0

- b. Numerosas zonas de debilidad aisladas
conteniendo arcilla o roca desintegra
da químicamente a una profundidad de
50 m o menor 5.0
- c. Igual a b pero a una profundidad ma
yor de 50 m 2.5
- d. Numerosas zonas de cortante o cizalla
das en roca competente sin arcilla o
roca suelta a cualquier profundidad 7.5
- e. Zonas cizalladas aisladas, en roca
competente sin arcilla a una profundi
dad de 50 m o menor 5.0
- f. Igual a e pero a una profundidad ma
yor de 50 m 2.5
- g. Roca suelta con discontinuidades abier
tas roca intensamente fracturada 5.0

	<u>Rc</u>	<u>Rt</u>	Valor
B. Roca competente, problemas de <u>es</u> fuerzas de roca.	Sigma 1	Sigma 1	
h. Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno	mayor de 200	mayor de 13	2.5
i. Esfuerzos medianos	200 a 10	13 a 0.66	1.00
j. Esfuerzos grandes de estructura bien interconectada	10 a 5	0.66 a 0.33	0.5 a 2
k. Ocurrencia de <u>es</u> tallidos leves en roca masiva	5 a 2.5	0.33 a 0.16	5 a 10
l. Ocurrencia de <u>es</u> tallidos importantes en roca masiva	mayor de 2.5	menor de 0.16	10 a 20
C. Extrusión de la roca incompetente bajo la acción de grandes <u>esfuerzos</u>			

- m. Extrusión leve 5 a 10
- n. Extrusión importante 10 a 20
- D. Expansión de la roca
debido a la presencia
de agua y esfuerzos
- o. Expansión leve 5 a 10
- p. Expansión importante 10 a 15

NOTA 1.- Reducir en a. el valor de SRF del 25 al 50% si las zonas importantes de cizalla tienen influencia en la excavación sin ser interceptadas por ésta.

NOTA 2.- σ_1 y σ_2 son los esfuerzos principales mayor y menor y R_c y R_t son la resistencia a la compresión y tensión de la roca, respectivamente. En esfuerzos fuertemente anisotrópicos, cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ deben reducirse R_c y R_t al 80% (0.8. R_c y 0.8 R_t), y cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ se deberá reducir R_c y R_t a 60%.

NOTA 3.- En el punto h. se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5.0 cuando la profundidad del túnel sea menor de su claro.

En el cociente formado por J_w/SRF están consideradas las fuerzas activas que actúan en la excavación de un túnel.

El valor Q describe la condición de estabilidad del macizo rocoso. Por consiguiente cada valor dará una aproximación de la calidad del macizo rocoso y el soporte que requiere.

Finalmente en la tabla III.9 se presentan las recomendaciones de soporte provisional a partir del valor de Q.

Tabla III-9 Sistema - Q Medidas del soporte de macizos rocosos de "excepcional" "extremadamente buena", "muy buena" y "buena" calidad (Rango de Q 1 000-10)

Categoría del soporte	Q	Factores condicionales		Claro/ ESR(m)	P kg/cm ² (aprox)	Claro/ ESR(m)	Tipo de soporte
		RQD/I/n	I/I/n				
1*	1 000-400	-	-	-	0.01	20-40	sb(utg)
2*	1 000-400	-	-	-	0.01	30-60	sb(utg)
3*	1 000-400	-	-	-	0.01	46-80	sb(utg)
4*	1 000-400	-	-	-	0.01	65-100	sb(utg)
5*	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(utg)
6*	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(utg)
7*	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)
8*	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(utg)
9	100-40	≥ 20	-	-	0.25	8 5-19	sb(utg)
10	100-40	< 20	-	-	0.25		B(utg) 2 5-3m
		≥ 30	-	-		14-30	B(utg) 2-3 m
11*	100-40	< 30	-	-	0.25		B(utg) 1 5-2 m + c/m
		≥ 30	-	-		23-48	B(tg) 2-3m
12*	100-40	< 30	-	-	0.25		B(tg) 1 5-2 m + c/m
		≥ 30	-	-		40-72	B(tg) 2-3m
13	40-10	≥ 10	-	-	0.5	5-14	B(utg) 1 5-2 m + c/m
		≥ 10	< 1.5	-			B(utg) 1 5-2m
		< 10	≥ 1.5	-			B(utg) 1 5-2m
		< 10	< 1.5	-			B(utg) 1 5-2m + 5 2-3 cm
14	40-10	≥ 10	-	≥ 15	0.5	9-23	B(tg) 1 5-2m + c/m
		< 10	-	≥ 15			B(tg) 1 5-2m
15	40-10	-	-	< 15	0.5	15-40	+ S(mr) 5-10 cm
		≥ 10	-	-			B(utg) 1 5-2 m - c/m
16*	40-10	≥ 10	-	-	0.5	30-65	B(tg) 1 5-2 m
		≥ 15	-	-			+ 5 (mr) 5-10 cm
							B(tg) 1 5-2 m + c/m
							+ S(mr) 10-15 cm

* Estimaciones de los soportes hechas por los autores. El número de casos disponibles para estimar en forma confiable los requerimientos de soporte es insuficiente. El tipo de soporte que se usara en las categorías 1 a 8 dependerá de la técnica de voladura que se use. Mediante voladura suave en las paredes y barrenación cuidadosa se puede prescindir del soporte. Si se utiliza voladura áspera en las paredes puede resultar necesaria una simple aplicación de concreto lanzado, especialmente en donde la altura de la excavación sea > 25 m. El registro futuro de los casos deberá diferenciar las categorías 1 a 8. Claves: sb = colocación de anclaje; Y = bulonado sistemático; (utg) = no tensada con inyección de lechada; (tg) = tensada (puntas expansivas para macizos de roca sanas, inyección de lechada y postensado en macizos rocosos de muy pobre calidad); ver nota XII) S = concreto lanzado; (mr) = mallado de refuerzo; c/m = mallado de estabones de cadena; CCA = moldes de arcos de concreto; (Sr) = acero reforzado. La separación del anclaje está dado en metros (m). El espesor del concreto lanzado o de los arcos de concreto está dado en centímetros (cm).

III.1.1.4.4 Recomendaciones de soporte provisional para el túnel Tierra Colorada, aplicando los cri
terios de Bieniawski y Barton

a) Criterio de Bieniawski

Se contemplan los siguientes aspectos:

- Los datos disponibles para proceder con el método, co
rresponden básicamente a las características de la ro
ca cercana a los portales.

- Muy probablemente los valores que arroje esta clasifi
cación serían mayores si se contara con la informa
ción apropiada de la roca que se encuentra en el tra
mo central del túnel.

Parámetro de Clasificación	Valor o Descripción	Valuación
1. Resistencia de la roca		
intacta	373.71 Kg/cm ²	4
2. R.Q.D.	30 %	8
3. Espaciamiento de las fisuras	15 cm	10
4. Estado de las fisuras	Superficie plana se 'paración 5 cm relle no arenoso limoso	6
5. Agua subterránea	Baja presión de agua	4
	SUMA	32
Corrección debido al efecto del rumbo y echado de las fisuras	FAVORABLE	-2
		30

De acuerdo con este valor se tiene que la roca se clasifica como mala, correspondiente al Tipo IV. Con estos resultados se puede determinar un tiempo de un día para el avance de 2 m sin ademe. Por otra parte se puede asignar un valor de 30 a 35 grados al ángulo de fricción y de 10 a 15 Kg/cm² a la cohesión.

b) Criterio de Barton

Se aplicó la siguiente expresión:

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

De acuerdo con la información disponible se tiene:

CONCEPTO	DESCRIPCION	VALOR
1. Calidad de la roca	mala	RQD = 30%
2. Sistemas de discontinuidades	dos familias	J _n = 4
3. Rugosidad de las fisuras	lisas y planas	J _r = 1
4. Alteración y relleno de juntas	poca abertura 5 cm con relleno arenoso limoso	J _a = 3
5. Condición de flujo de agua	Flujo o presión libre	J _w = 0.66
6. Condición de esfuerzo	Zonas de corte con roca suelta	SRF = 7.5

De aquí que el índice de calidad del macizo rocoso (Q) sea igual a:

$$Q = 0.22$$

Para este caso consideramos el ancho o diámetro de la excavación igual a 10 m; la relación de soporte de la excavación (ESR) será igual a 1. La dimensión equivalente (De) que queda definida como la relación entre el diámetro o ancho de la excavación, entre la relación de soporte de la excavación (ESR), tiene como valor 10.

Considerando estos resultados se puede concluir que la calidad del macizo rocoso en la zona de transición entre los portales y el tramo central del túnel es mala; la categoría de soporte que le corresponde es la número 31, para la cual se recomienda que el soporte conste de anclaje sistemático con tensión (inyección después del tensado) a cada 1.5 m con concreto lanzado en espesores de 20 a 40 cm con malla de refuerzo.

Cabe retirar que los valores obtenidos anteriormente corresponden a las zonas cercanas a los portales, que de acuerdo con los estudios geofísicos realizados corresponden a roca fracturada; por lo que en la zona del tramo

central del túnel, que de acuerdo con lo reportado por los mismos estudios geofísicos corresponde a roca masiva a poco fracturada, se puede esperar valores más altos de el RQD, así como de los demás parámetros, lo cual influirá en el tipo de soporte a emplear.

III.2 REVESTIMIENTO DEFINITIVO (O SECUNDARIO)

La determinación de esfuerzos y deformaciones en el revestimiento de un túnel, es un problema bastante complicado debido entre otras cosas, y principalmente a:

- El desconocimiento de la magnitud y de la distribución de presiones del suelo o roca.
- La incertidumbre de las propiedades mecánicas del terreno y del comportamiento del revestimiento.
- Algunas condiciones temporales no previstas.

Por lo anterior, resulta aconsejable utilizar para el diseño, factores de seguridad mayores que para otro tipo de estructuras así como definir con más detenimiento la combinación de cargas más desfavorables.

Debe tomarse en cuenta además, que los esfuerzos máximos no se presentan necesariamente en la condición final si no que pueden ocurrir durante la construcción o poco tiempo después de haberse terminado.

Existen diversos procedimientos para estimar la presión y su variación con el tiempo, que van desde estudios teóricos y experimentales, hasta planteamientos empíricos

que resumen la experiencia obtenida durante la construcción de túneles (NATM, Sistemas de clasificación de macizos rocosos).

Estos planteamientos pueden ser condensados dentro de los que a continuación se enumeran:

- a) Teoría viscoelástica
- b) Teoría de Terzaghi
- c) Especificaciones de Budapest
- d) Método de Protodiakonov
- e) Método de Bierbaümer

La Teoría Viscoelástica, basada en los planteamientos de la mecánica de medios continuos, considera que el comportamiento del suelo alrededor de un túnel revestido es inelástico y dependiente del tiempo; usando el principio de correspondencia se puede obtener, a partir de un planteamiento elástico-lineal, la solución inelástica; ésta calcula los desplazamientos en la periferia del revestimiento y aplicando fuerzas en la frontera que los disminuyan, calcula su magnitud a medida que se limitan estos desplazamientos por la rigidez del revestimiento, con lo que se consigue obtener la distribución de presiones en la frontera del túnel y facilitar así su análisis estruc

tural, con el fin de conocer los momentos flexionantes, las fuerzas normales y las fuerzas cortantes que se presentan en cada sección, para permitir el diseño y refuerzo de revestimiento.

La Teoría de Terzaghi permite estimar la carga que actúa sobre un soporte, debido al peso de un cierto volumen de material suelto situado en la parte superior del túnel.

Acepta la existencia de superficies de falla a ambos lados del túnel que dependen de las condiciones de falla, del material y que se extienden hasta la superficie, considerando la existencia de esfuerzos de confinamiento en esas superficies, en adición de esfuerzos cortantes que equilibran al peso del material que actúa sobre el revestimiento.

Esta teoría fue originalmente concebida para túneles en suelos granulares, secos y sin cohesión; aunque conservadora, esta teoría se sigue utilizando en la práctica, casi siempre en combinación con otros métodos, en túneles de 5 a 10 m de diámetro.

Las especificaciones de Budapest, recomiendan una serie

de planteamientos semiempíricos para el diseño de reves
timientos que dependen del material que rodea al túnel,
considera diversas presiones dependiendo de la profundi
dad a la que se encuentre el túnel.

El Método de Protodiakonov considera un supuesto arqueo
natural del terreno y estima las presiones aceptando la
existencia de un arco parabólico que cubre el túnel, cu
yas dimensiones específica, en función de las caracterís
ticas del túnel, del peso volumétrico del material y del
ángulo de fricción del material que se encuentra entre
el arco y el túnel. Este planteamiento no considera el
efecto de la profundidad a la cual se construye el túnel.

Finalmente se puede mencionar al Método Bierbäumer, desa
rollado durante la construcción de los túneles alpinos
colocados a gran profundidad; basa su planteamiento en
la existencia de un arco parabólico sobre el túnel, cuya
altura sobre el revestimiento la considera ser una
fracción de la profundidad del túnel, y una base en la
clave superior del revestimiento, que depende del diáme
tro del túnel y de la existencia de superficies de falla
del material que parten como líneas rectas de la parte
inferior del túnel hasta la recta horizontal que sirve

de base a la parábola.

Todo el material que se encuentra dentro de esta zona es el que se considera como material actuante contra el revestimiento.

III.2.1 Estado de Esfuerzos y Deformaciones

Esfuerzos

El estado de esfuerzos existente en una masa de suelos o rocas, puede definirse si se conocen las direcciones y magnitudes de los tres esfuerzos principales. Es frecuente que el diseño de túneles se efectue considerando que uno de los esfuerzos principales coincida en dirección con el eje del túnel, en ese caso se dice que se tiene la condición plana de esfuerzos, y el análisis de deformaciones y esfuerzos, inducidos por la construcción del túnel, se lleva a cabo tomando en cuenta que los esfuerzos perpendiculares a la sección analizada no sufren ninguna variación durante el proceso de construcción.

Cuando se tiene la condición plana de esfuerzos el primer paso para el análisis se simplifica y queda reducido a definir el valor y dirección de cada uno de los esfuer

zos principales. Es frecuente también, particularmente en formaciones geológicas libres de esfuerzos tectónicos, suponer que el esfuerzo principal mayor σ_1 (sigma 1) es vertical e igual al peso del material que sobreyace al túnel y estiman el esfuerzo principal menor σ_2 (sigma 2) que es horizontal a partir de la relación de Poisson ν (ν), utilizando la ecuación siguiente:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{\nu}{1 + \nu} \text{ -----(1)}$$

Poisson encontró para materiales ideales, elásticos e isótropos que:

$$\nu = \frac{1}{4}$$

La suposición de que el esfuerzo vertical es igual a γh y la estimación del esfuerzo horizontal mediante la ecuación (1), pierde su validez en rocas o formaciones rocosas sujetas a esfuerzos tectónicos.

Cuando existen esfuerzos tectónicos, la forma directa para la determinación de los esfuerzos actuantes en el sitio, es mediante los ensayos de campo de mecánica de rocas, como el de "roseta" y el de "gato plano" que se efectúan en socavones hechos especialmente para ese propósito. Siendo estas mediciones de esfuerzos sumamente costo

sas, se reservan a obras importantes, además debe tenerse presente que su planeación y ejecución requieren de una supervisión especializada.

Deformaciones

Una simplificación similar a la descrita en párrafos anteriores con relación al "estado plano de esfuerzos". es utilizada para los análisis de deformaciones en túneles. Esta simplificación es válida siempre que el túnel sea muy largo y que las fuerzas actuantes sean perpendiculares al eje longitudinal del túnel y no varíen a lo largo del mismo. A este conjunto de condiciones se le denomina "estado plano de deformaciones" porque con él no se producen deformaciones en el sentido axial.

III.2.2 Método del Elemento Finito

Gracias a las computadoras electrónicas se han elaborado programas que son capaces de determinar con mucha precisión los esfuerzos en el revestimiento de túneles. Un procedimiento muy poderoso para realizar esto, es el método del elemento finito, ya que es aplicable al análisis de medios continuos que pueden cambiar sus propiedades mecánicas de un punto a otro; siendo posible así tomar en

cuenta la interacción roca-estructura.

El método del elemento finito, es un procedimiento de análisis matricial por medio del cual, un medio continuo real se idealiza como un conjunto de elementos (que pueden ser de diferente forma, tamaño y propiedades mecánicas) interconectadas en un número finito de puntos nodales. A esta representación se le llama malla.

La forma de elemento más utilizada es el triángulo porque permite un mejor ajuste en la frontera del medio que se idealiza . El tamaño del elemento escogido depende de el campo de esfuerzos en estudio; es decir, se eligen elementos más pequeños donde se localizan esfuerzos elevados o en zonas de interés particular. Al usar una malla más fina (más elemento) el campo de esfuerzos que se obtiene como solución se aproxima más a la realidad.

El siguiente paso consiste en determinar la rigidez del conjunto de elementos, estudiando la rigidez de cada uno y sumandolas apropiadamente. Conocidas la rigidez de el conjunto y las solicitaciones, se determinan los desplazamientos de los nudos y después se calculan los esfuerzos en cada elemento con base en la teoría de la elasti

cidad.

III.2.2.1 Características de la roca y del concreto

Una de las principales ventajas del método del elemento finito es poder analizar medios constituidos por materiales de diferentes características. Así por ejemplo para el túnel en estudio, el revestimiento se considera como un material elástico lineal e isotrópico, definido por los valores de módulo de elasticidad, relación de Poisson y peso volumétrico, mientras que para la roca, se acepta en general, que es incapaz de soportar esfuerzos de tensión debido a la presencia de numerosas grietas y fisuras en su estado natural.

La suposición de comportamiento elástico lineal en toda la masa de roca es satisfactoria si el estado de esfuerzos que existe es de compresión.

Un modelo razonable, consiste en considerar a la roca como un material elástico lineal en la dirección de los esfuerzos principales de compresión y con resistencia nula, o muy pequeña, en la dirección de los esfuerzos principales de tensión.

En tanto los niveles de esfuerzos de compresión sean bajos, el modelo anterior es aceptable; en el caso de túneles profundos, los esfuerzos de compresión pueden llegar a niveles tan altos que deba tomarse en cuenta la fluencia en compresión; en ese caso podría considerarse un comportamiento no-lineal por fluencia y por no-tensión. Un modelo capaz de ajustarse a un amplio rango de propiedades del material es el modelo visco-plástico, propuesto por Zienkiewiks.

III.2.2.2 Determinación de las cargas

En un sistema roca-revestimiento pueden distinguirse dos casos extremos. En el primero, la excavación es autoestable y el revestimiento se construye para eliminar deformaciones excesivas y roturas locales; las cargas deben determinarse tomando en cuenta la fluencia de la roca a largo plazo. En el segundo, la excavación es inestable sin revestimiento y este se coloca durante la construcción (caso en estudio); se requiere un estudio del mecanismo de falla de la roca para determinar la carga sobre el revestimiento y efectuar un análisis no-lineal que considere la no-tensión en la roca y la fluencia por compresión.

III.2.2.3 Programa de computadora

Un programa de computadora que permita aplicar el método del elemento finito al caso de esfuerzo plano y considerando que el medio que rodea al revestimiento no soporta tensión queda formulado de la siguiente manera:

1. Lee los datos generales que definen el problema v.g. el número de puntos o nudos de la malla, el número de elementos triangulares, el número de condiciones de carga, etc.
2. Lee las propiedades mecánicas de los materiales que forman el medio.
3. Lee las coordenadas de los nudos y los números de cada uno de los tres nudos que definen cada elemento, es decir datos para establecer la topología de la malla de triángulos que idealiza al medio que se analiza. Además lee las condiciones de frontera.
4. Lee el sistema de cargas para el cual nos interesa la distribución de esfuerzos y deformaciones del medio.
5. Con los datos anteriores forma la matriz de rigidez de cada elemento, matriz que a su vez sirve para formar la matriz de rigidez total del conjunto de elementos.

6. Con la matriz de rigidez total y el sistema de cargas, se determinarán los desplazamientos de cada nudo de la malla.
7. Conocidos los desplazamientos se determinan los esfuerzos principales en cada elemento.
8. En las zonas donde no se admite tensión, se reemplazan los esfuerzos principales de tensión por cargas equivalentes concentradas en los nudos de los elementos, fuerzas que mantienen al medio en equilibrio al eliminar las tensiones.
9. El sistema de fuerzas equivalentes obtenido en el paso 8, se suma (con signo menos) al sistema inicial de fuerzas.
10. Con el nuevo sistema de fuerzas iniciales equivalentes del paso 9, se repiten los pasos 6,7,8, y 9 tantas veces como sea necesario hasta que los esfuerzos de tensión desaparezcan (o sean de un valor menor a uno pequeño prefijado) y el problema queda resuelto.

Con los esfuerzos obtenidos del análisis de elementos finitos es posible calcular los elementos mecánicos (fuerza normal, fuerza cortante y momento flexionante) en cualquier sección del revestimiento del túnel.

Con estos elementos mecánicos se procede a hacer el diseño por flexocompresión.

III.2.3 Análisis numérico del comportamiento de la excavación y del revestimiento del túnel Tierra Colorada, aplicando el método del elemento finito.

El análisis del comportamiento de la excavación (por etapas) y el del revestimiento de concreto, se llevó a cabo utilizando el método de elementos finitos, mediante el uso del Programa STAUB.

Para este análisis se requiere el conocimiento previo de las características de deformabilidad y resistencia de la roca, así como el de un estado inicial de esfuerzos en el medio y, en su caso, el de un sistema de cargas externas.

Los casos analizados fueron los siguientes:

A) Comportamiento de la excavación en cuatro etapas, en el caso de un túnel profundo, medio elastoplástico y condición de esfuerzos residuales.

- B) Análisis del revestimiento en túnel semi-profundo, me
dio elastoplástico y estado geostático de esfuerzos
iniciales.

- C) Análisis del revestimiento embebido en medio elasto
plástico bajo el efecto de cargas de aflojamiento en
la parte superior del túnel.

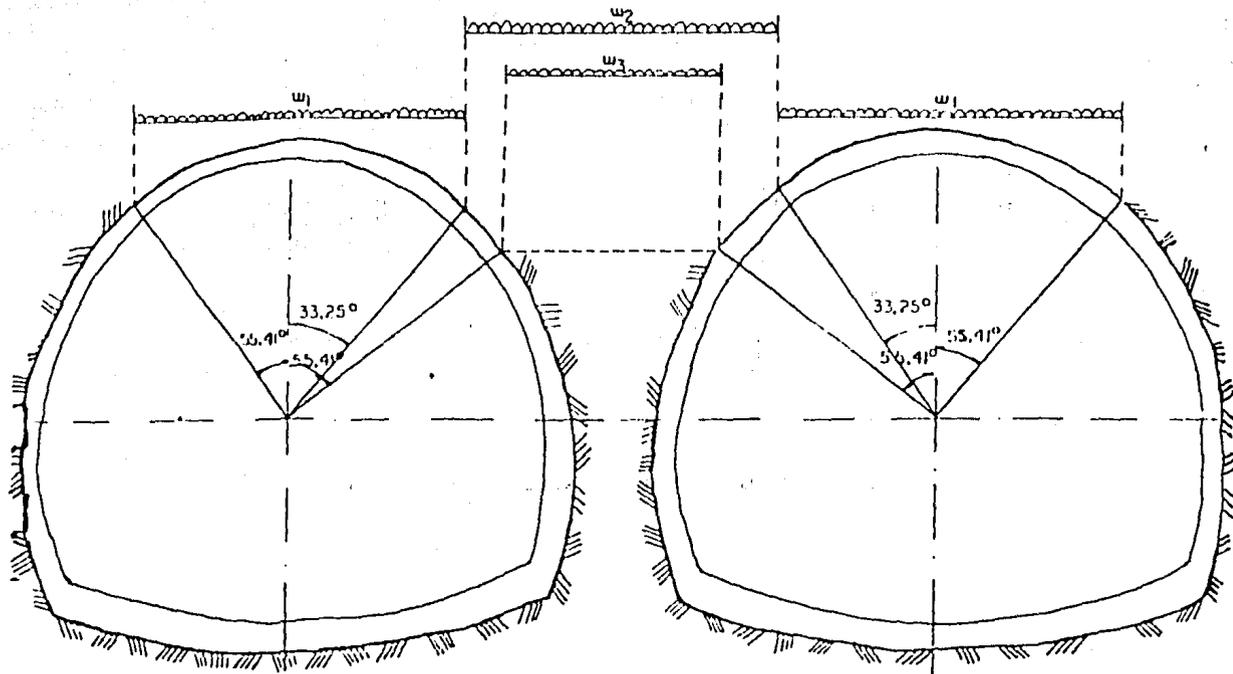
- D) Análisis del revestimiento embebido en medio elasto
plástico mas débil (suelo), con cargas de aflojamien
to en la parte superior del túnel.

Para los cuatro casos analizados se fijaron los paráme
tros de deformabilidad y resistencia que fueron obteni-
dos de una combinación de resultados de: pruebas en labo
ratorio; apoyo en tablas y gráficas de la bibliografía
técnica y; experiencia personal (Consulte Ings. Asoc.,
S.C.).

La tabla siguiente, resume los parámetros de deformabili
dad y resistencia del medio utilizados en los cuatro ca
sos analizados.

CASO	E (τ/m^2)	ν	C (t/m^2)	ϕ (grados)	$(\sigma_y)_i$ (t/m^2)	$(\sigma_x)_i$ (t/m^2)
A	1'800,000	0.20	90	35°	140	35
B	350,000	0.25	90	38°	132	33
C	350,000	0.25	90	39°	-	-
D	20,000	0.30	5	30°	-	-

En los dos últimos casos, las cargas de aflojamiento se determinaron también con base en teorías conocidas y en experiencias prácticas. Estos resultados se resumen en la figura III.2



	SUELO	ROCA
w_1	12.8	15.6
w_2	17.6	20.8
w_3	—	4.8

(ton/m²)

FIG. III-2 CARGAS DE AFLOJAMIENTO CONSIDERADAS

Las tablas y gráficas de elementos mecánicos, así como las gráficas de trayectorias de desplazamientos y de zonas plastificadas para los cuatro casos mencionados, sirvieron para llevar a cabo la revisión estructural del revestimiento por los métodos conocidos, notándose que, en general, los espesores de concreto del revestimiento están excedidos para resistir los esfuerzos que se inducen.

Para el Caso A, en las cuatro etapas de excavación del túnel profundo, mediante el análisis se determinó la extensión de las zonas plastificadas; éstas en un primer análisis, resultaron de amplitud excesiva, particularmente en el pilar, por lo cual hubo de revisarse el diseño de éste cambiando sus propiedades mecánicas, con lo cual se logró una mejor distribución de esfuerzos y una menor extensión de las zonas plastificadas. Fuera de esta situación, el comportamiento de la excavación en las cuatro etapas resulta satisfactorio y sin riesgo alguno de inestabilidad o de deformaciones excesivas.

Los elementos mecánicos (M, N, T) en el revestimiento, en los Casos B, C y D, indicaron la presencia predominante de esfuerzos de compresión. Estos esfuerzos resultan en general de pequeña cuantía para los espesores del revés

timiento considerados y sólo en condiciones particulares, en algunas secciones, se requerirá el uso de acero de refuerzo. No obstante, el túnel se reforzará en prácticamente toda su longitud, previendo condiciones de carga impredecibles, situaciones adversas no previstas, esfuerzos de contracción y temperatura, etc., dando cumplimiento de esta forma a mínimos de refuerzo sugeridos por instituciones prestigiadas como la Asociación Internacional de Túneles (ITA).

En la figura III.3 se muestra el modelo de malla utilizado para el análisis de elementos finitos. Este caso indica solo la primera etapa.

En la figura III.4 se muestran las etapas de excavación en el orden en que se analizaron. A cada una de ellas corresponde una malla diferente.

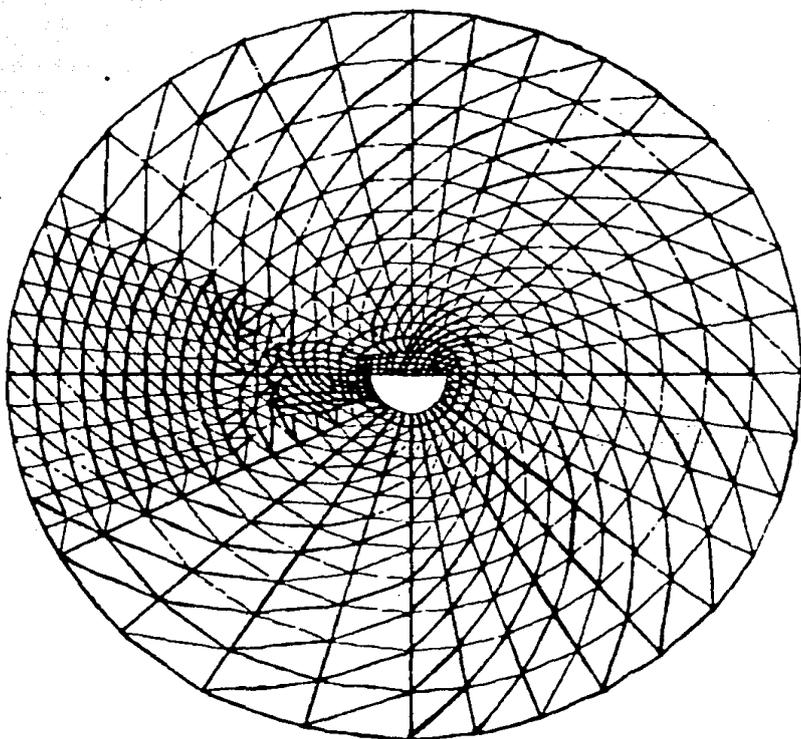
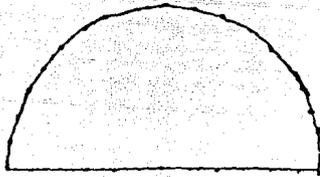
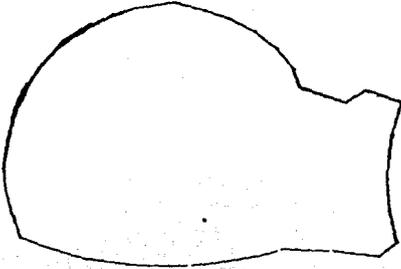


FIG. III. 3

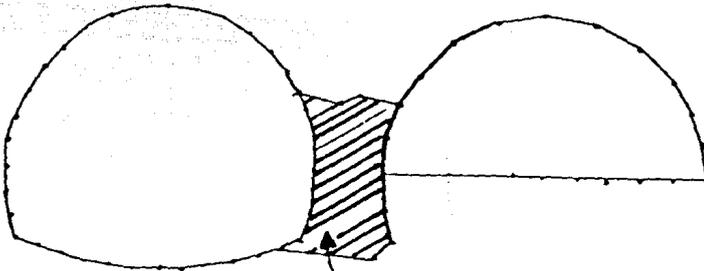
MODELO DE MALLA PARA ANALISIS
NUMERICO UTILIZANDO ELEMENTOS
FINITOS (Etapa I)



ETAPA 1

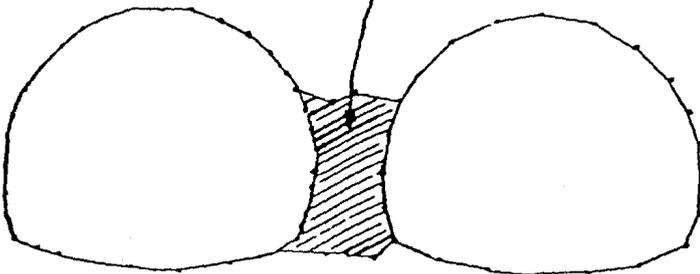


ETAPA 2



ETAPA 3

CONCRETO
SIMPLE



ETAPA 4

FIG. III-4 ETAPAS DE EXCAVACION

IV. METODOS DE EXCAVACION

Uno de los problemas principales en la construcción de túneles, es la ejecución de la excavación, ya que el tiempo total de la obra está estrechamente relacionado con la velocidad de avance que se tenga en esta actividad. Esto hace que la selección del método de excavación adquiera una gran importancia dentro de este tipo de obras, además de que para poder definir el proceso constructivo general, es indispensable como primer paso de terminar dicho método.

IV.1 METODOS TRADICIONALES

El método de excavación estará en función del tipo de suelo o roca que se tenga en el terreno. Una clasificación del terreno, acorde con el empleo de dichos métodos sería la siguiente según categorías que no pretenden más que jerarquizar las dificultades.

CATEGORIA

TIPO DE SUELO

1

Roca que exige el empleo de explosivos

2	Terreno duro extraído sin explosivos
3	Terreno medio o mediocre
4	Terreno malo
5	Terreno suelto

De los resultados obtenidos en los estudios geotécnicos, que se presentaron en el capítulo II, el terreno del túnel "Tierra Colorada", cae en la categoría I, ya que se trata de roca sana compuesta mayormente por tobas y andesitas.

Así que nos avocaremos a dar un panorama general de los métodos principales que se pueden aplicar a esta categoría de terrenos, sin adentrarnos en sus variantes. Los métodos aquí descritos no limitan la viabilidad en la aplicación de otros, solo muestra lo que los autores consideraron más relevantes.

IV.1.1 Método Inglés o de ataque a Plena Sección

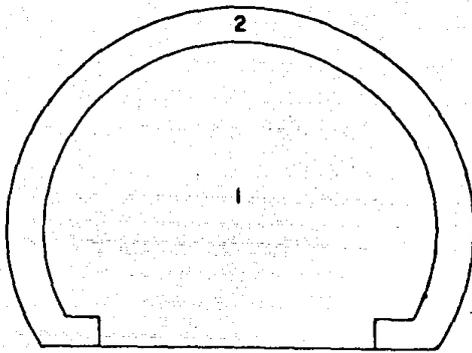
Como su nombre lo indica, este sistema tiene un frente de ataque igual al de la sección total del túnel permitiendo ejecutar el revestimiento de la sección del túnel

en una sola etapa, avanzando por anillos.

Su principal limitante es la resistencia y consistencia del terreno, ya que en túneles de sección grande será posible su aplicación solo si se trata de roca franca. En estos casos también es común que la sección total se divida en escalones de ataque.

Una de sus ventajas es que permite realizar las voladuras en secciones bastante amplias lo que facilita las maniobras del equipo y el personal. Además de ser el más económico y rápido.

En la figura IV.1 se muestra un corte transversal de la sección y en la figura IV.2 un corte longitudinal de un túnel en base a este método.



- 1.-SECCION TOTAL
- 2.-REVESTIMIENTO

FIG. IV.1 ETAPAS METODO INGLES

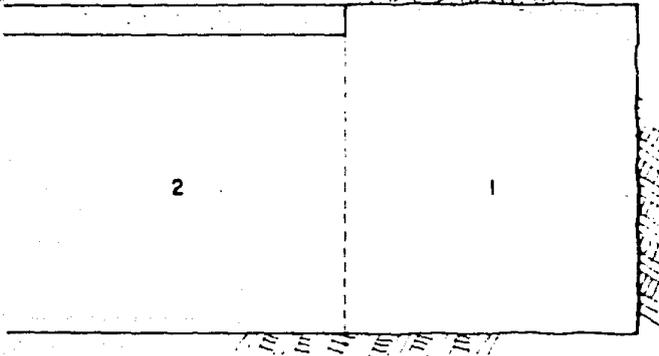


FIG. IV.2 CORTE LONGITUDINAL, METODO INGLES.

IV.1.2 Método Belga o Método de la Galería de Clave

Se ataca el túnel con una galería de avance ubicada en la clave de la bóveda, es de sección no mayor a $12m^2$, el piso se ubica en los arranques de la bóveda. A continuación se ensancha esta galería, atacando por las paredes laterales hasta alcanzar el ancho de la bóveda del túnel. El siguiente paso consiste en aplicar el revestimiento de la bóveda apoyándola sobre el terreno natural, al fraguar el concreto de la bóveda se retira la cimbra y se prosigue con la destroza, excavándose esta como si fuera una cuneta, es decir, mediante barrenos verticales. Las etapas de este método de excavación se muestran en las figuras IV.3 y IV.4.

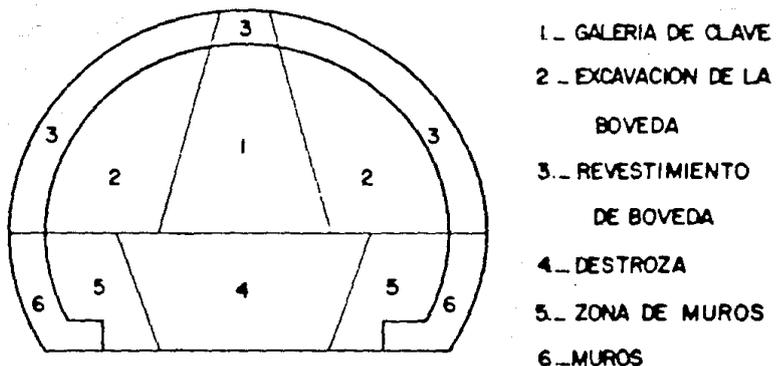


FIG. IV.3 ETAPAS DEL METODO BELGA

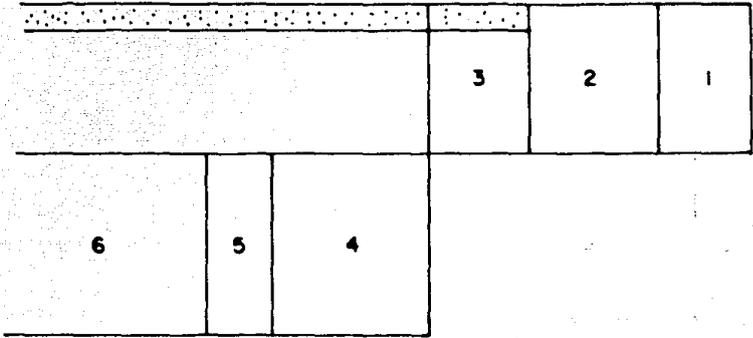


FIG. IV.4 CORTE LONGITUDINAL, ETAPAS DEL METODO BELGA

Posteriormente se amplía la parte inferior partiendo de la cuneta hacia los costados, este paso se lleva a cabo en anillos de longitud no mayor de 6 m alternando su ejecución a derecha e izquierda, finalmente se construyen los muros del revestimiento.

Las ventajas son que la galería de avance puede servir como una galería de inspección que permite conocer el comportamiento del terreno para así tomar las medidas ne

cesarias. Esto es de utilidad cuando los estudios realizados no tienen la precisión deseable o cuando hay incertidumbre en cuanto al comportamiento del terreno.

A diferencia del Método Inglés no tiene como limitante la resistencia y consistencia del terreno, ya que como se excavó primeramente una parte del túnel (la bóveda) se puede entibar adecuadamente antes de revestirla, teniendo márgenes de seguridad amplios.

Por otra parte la construcción de una galería pequeña y las distintas etapas que componen el método, hace más lenta su ejecución en relación con el Método Inglés.

Otra desventaja a considerarse es que se tendrán siempre dos vías de rezaga a diferente nivel, lo que obligará a construir rampas entre ellas.

IV.1.3 Método de las dos Galerías o Método Austriaco

Este Método se caracteriza por el empleo de una galería de avance ubicada en el eje y base del túnel, esta galería tiene como fin ser la vía de evacuación de rezaga durante toda la obra.

En la figura IV.5 y IV.6 se muestra la forma de ataque en este método.

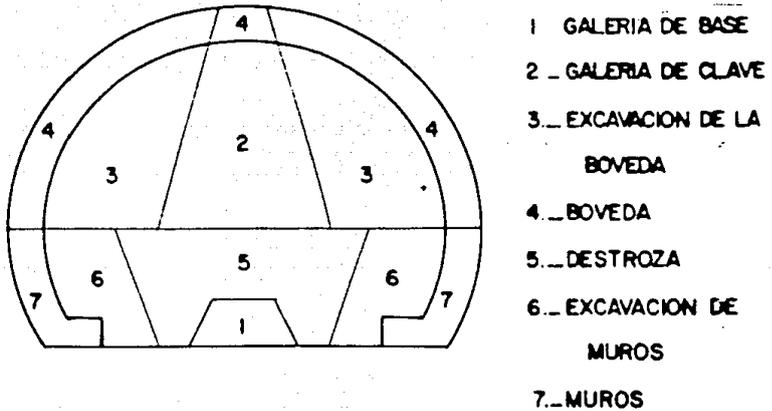


FIG. IV.5 ETAPAS DEL METODO AUSTRIACO

Una vez que se ha avanzado cierta longitud, se sube verticalmente con un pozo hacia la clave del túnel, atacando una segunda galería por encima de la primera, trabajando hacia adelante y hacia atrás. El pozo así construido es utilizado para evacuar los escombros hacia la galería

ría de base, que como ya se dijo es utilizada como vía de evacuación de rezaga hacia el exterior.

A continuación se siguen los mismos pasos que en el Método Belga.

Este Método no cuenta con la desventaja del Método de la Galería de Clave, ya que no tiene vías para la evacuación de la rezaga a distinto nivel.

Otra ventaja es que pueden multiplicarse los frentes de ataque como lo muestra la figura IV.6.

Sin embargo este Método es el más costoso de los tres aquí descritos, ya que su realización requiere de un mayor número de etapas.

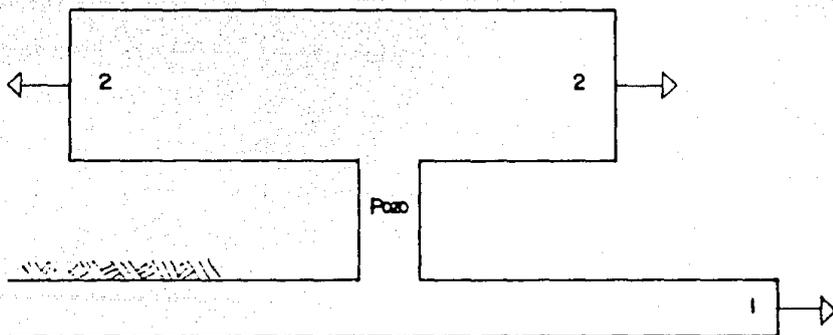


FIG. IV.6 CORTE LONGITUDINAL, METODO AUSTRIACO.

IV.2 EQUIPOS DE EXCAVACION MAS COMUNES EN ROCAS

Factor importante en la excavación de túneles es el equipo empleado para realizar los trabajos que componen esta actividad.

Actualmente los grandes avances tecnológicos hacen posible solucionar de una manera más eficaz y a menor costo los problemas más comunmente generados por la construcción de un túnel.

Los grupos de maquinaria que son factibles de utilización en la excavación de un túnel deben analizarse no solo en cuanto a la capacidad de producción, sino también en función de sus dimensiones, de sus alcances, de su movilidad y de su disponibilidad, por lo cual el equipo a utilizar incide directamente en el Método de excavación a seleccionar y viceversa.

La excavación en roca se realiza con equipo de perforación, existiendo varios tipos de estos. De rotación, percusión o roto-percusión y dividiéndose como sigue:

- Pistolas neumáticas de pierna
- Perforadoras de carretilla

- Perforadoras sobre orugas
- Jumbos
- Máquinas excavadoras de túneles

Excavación mediante el uso de explosivos

Esto consiste en hacer perforaciones de un diámetro que oscila entre 1" y 3" a la roca, a estas perforaciones se les conoce con el nombre de barrenos, los que después son rellenados con explosivos para hacerlos detonar y permitir la fragmentación de la roca.

El ciclo de actividades que componen esta operación es el siguiente:

- Barrenado de la roca
- Carga
- Retaque
- Explosión
- Ventilación
- Extracción de la rezaga
- Colocación ademe provisional

El barrenado se puede realizar mediante el uso de pisto las neumáticas, perforadoras de carretilla, perforadoras

sobre orugas o jumbos.

Pistolas neumáticas de pierna

Son perforadoras neumáticas, que van articuladas a un brazo o elemento auxiliar que se diseña y acopla perfectamente al martillo giratorio. Para facilitar la perforación, se puede colocar o utilizar tanto en posición horizontal como vertical o inclinada con un determinado ángulo hacia arriba o hacia abajo.

Su uso se limita a paredes y techos de poca altura en los túneles por ser prácticamente manuales.

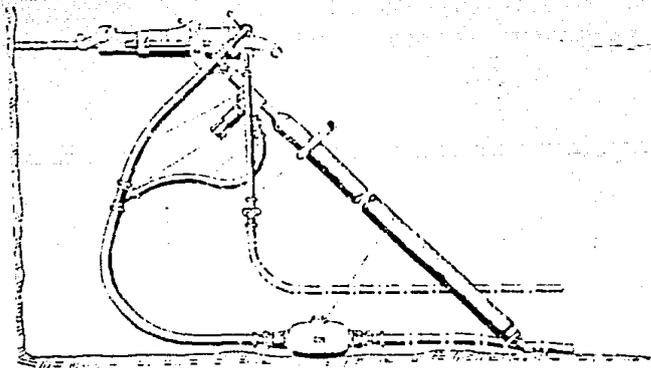


Fig. IV.7. Perforadora de Pierna

Perforadora sobre orugas

Estas máquinas que básicamente constan de una perforadora pesada, una guía y un brazo neumático van soportadas sobre un bastidor transversal y entre un par de orugas. Cuenta con tracción propia que puede realizar barrenos de profundidad considerable, además de que la tracción de sus orugas le dá accesibilidad a cualquier tipo de zona. El nombre más común de esta máquina es el de Track Drill.

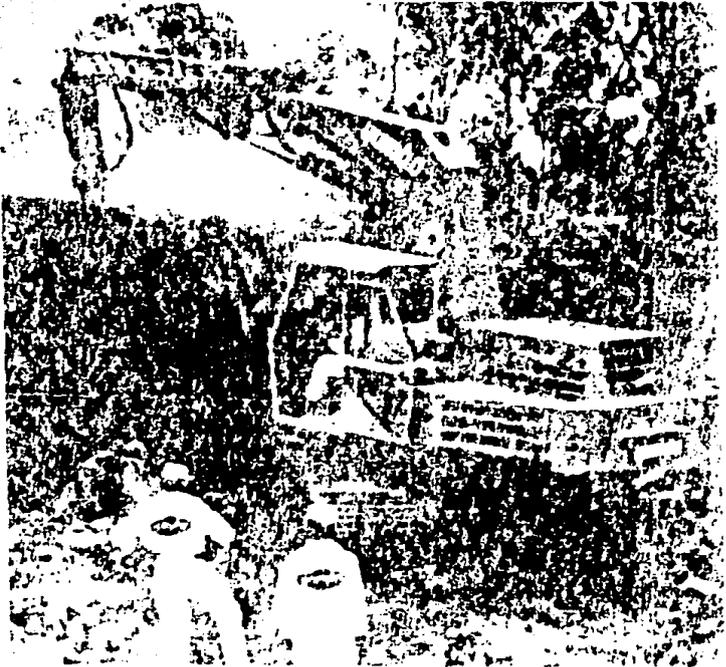


Fig. IV.8 Perforadoras sobre orugas

" JUMBOS "

Es una plataforma auto propulsada en donde tanto la herramienta de trabajo como los operadores van montados sobre ésta, permitiendo que la barrenación se realice simultáneamente en todas las perforadoras. Las hay de uno o varios brazos, y cada brazo tiene una perforadora.

Los Jumbos pueden ser de perforación de barrenos de voladura y de anclaje. Los utilizados para la apertura de galerías en material duro (que deba arrancarse por voladura), pueden trabajar prácticamente en cualquier tamaño, de sección, el tipo de cuerpo portante depende del trabajo a realizar. Para grandes secciones se emplea el pórtico sobre vías, diseñado casi específicamente para cada trabajo, que puede montar cualquier número y combinación de brazos, en secciones más pequeñas y con rápidos avances se utilizan portadores sobre neumáticos o con tren de orugas.

Perforadora sobre orugas

Estas máquinas que básicamente constan de una perforadora pesada, una guía y un brazo neumático van soportadas sobre un bastidor transversal y entre un par de orugas. Cuenta con tracción propia que puede realizar barrenos de profundidad considerable, además de que la tracción de sus orugas le dá accesibilidad a cualquier tipo de zona. El nombre más común de esta máquina es el de Track Drill.



Fig. IV.8 Perforadoras sobre orugas

" JUMBOS "

Es una plataforma auto propulsada en donde tanto la herramienta de trabajo como los operadores van montados sobre ésta, permitiendo que la barrenación se realice simultáneamente en todas las perforadoras. Las hay de uno o varios brazos, y cada brazo tiene una perforadora.

Los Jumbos pueden ser de perforación de barrenos de voladura y de anclaje. Los utilizados para la apertura de galerías en material duro (que deba arrancarse por voladura), pueden trabajar prácticamente en cualquier tamaño, de sección, el tipo de cuerpo portante depende del trabajo a realizar. Para grandes secciones se emplea el pórtico sobre vías, diseñado casi específicamente para cada trabajo, que puede montar cualquier número y combinación de brazos, en secciones más pequeñas y con rápidos avances se utilizan portadores sobre neumáticos o con tren de orugas.

Las segundas realizan su trabajo en el frente de manera secuencial y no global como los topes. De acuerdo con el procedimiento de ataque han de distinguirse dos tipos principales de ataque, por corte y ataque por impacto.

Las máquinas de ataque selectivos por corte, mejor conocidas como rozadoras, disponen por lo general, de una cabeza provista de picas, cuya dimensión es pequeña con relación a la sección del frente. Esta cabeza está situada en el extremo de un brazo orientable que realiza el barrido selectivo a través de toda la superficie del frente, por lo cual el tamaño y forma de la sección abierta es muy versátil. Pero la fuerza de empuje de las picas como la producción de material arrancado es inferior a la de las máquinas de ataque global.

Las máquinas de ataque selectivo por impacto llevan un martillo neumático en el extremo del brazo de barrido y el arranque del material se produce por el golpeteo de este. Por lo general esta máquina es una retroexcavadora con aditamento de pica (martillo neumático).

Estas máquinas excavadoras dañan en forma mínima la roca circundante, el peligro de fallas en la clave y paredes

del túnel disminuye considerablemente. Así mismo la so
bre excavación es generalmente pequeña con el consiguien
te ahorro en el concreto usado para el revestimiento. El
tamaño uniforme en que corta la roca permite el diseño
y uso de sistemas continuos de rezaga, además de reque
rir de menor uso de personal.

Por otra parte los costos de mantenimiento son altos y
aumentan con la dureza de la roca, el tiempo de armado
y desarmado de un topo es generalmente largo. Además la
inversión es fuerte y el intervalo de variación del diá
metro a perforar para una máquina en particular, oscila
entre límites muy estrechos, por eso se recomienda su em
pleo en túneles largos.

Una distribución de tiempos efectivos de un topo podría
ser la siguiente:

Máquina atacando	40%
Máquina en reparación	35%
Acomodo	12%
Cambio de trenes	5%
Prolongación líneas energía, ventilación, agua, etc.	8%
	<hr/> 100%

Equipo de rezaga, cargadoras y transportadoras

Como complemento de la excavación es necesario cargar el material producto de la voladura y retirarlo hacia el exterior del túnel para la realización de estos trabajos se emplea el equipo tradicional de carga y transporte utilizado en otras obras de ingeniería, el equipo especializado de carga y transporte minero, las limitantes son el espacio que tendremos en las galerías para su fácil movilidad y la longitud del túnel y el equipo con que se perfora el mismo.

Podemos mencionar entre otros equipos a los siguientes:

CARGADORAS

Cargadores frontales sobre neumáticos.

Cargadores frontales sobre orugas.

Cargadores laterales sobre neumáticos.

Cargadores laterales sobre orugas.

Palas mecánicas.

Cargador de cuna oscilante.

Cargadoras mineras de cucharón sobre neumáticos.

Cargadoras mineras de cucharón sobre orugas.

Cargadores transportadores.

Cargadora de rampa.

TRANSPORTADORAS

Bandas trasportadoras

Camiones de volteo 6 y 7 m³

Camiones de volteo 14 y 15 m³

Acarreadores mineros de 20 ton - 35 ton

Locomotoras de mina con vagonetas.

IV.3 ALTERNATIVAS Y SELECCION DEL METODO

Podemos observar con lo planteado hasta aquí en este capítulo, que nuestro problema se reduce a dar respuesta a dos preguntas; ¿cómo excavar el túnel? y ¿con qué equipo?

Sin embargo, los métodos de excavación aquí vistos en combinación con los diferentes equipos existentes para su ejecución, generan una gran cantidad de alternativas distintas, mismas que podemos observar de manera general en la siguiente tabla:

E Q U I P O	M E T O D O		
	INGLES	BELGA	AUSTRIACO
Perforadoras de pierna	1	1	1
Perforadora sobre <u>oru</u> gas	1	1	1
Jumbos	1	1	1
Topos	1	0	0
Máquinas de ataque <u>se</u> lectivo	1	1	0

Tabla IV.1

No contando con que cada método tiene variantes y se puede combinar el uso de varios tipos de equipo para realizarlos. Esto nos diversificaría aún mas las alternativas; mas no todas ellas son factibles de aplicarse a nuestro problema en particular.

Podemos en principio desechar alternativas partiendo de lo general y terminando en lo particular. Con el primer enfoque global de las alternativas, por la dureza de la roca que tendremos en la excavación, no será posible realizar la misma con máquinas excavadoras de ataque selectivo, ya que el uso de estas está restringido a terrenos

del tipo de suelos compactos o rocas suaves, de dureza menor a 900 kg/cm^2 , para que su rendimiento sea eficiente.

El uso del topo presenta dos problemas, el primero se da por tratarse de un túnel relativamente corto, dos galerías de 320 m de longitud con una sección aproximada de 180 m^2 misma que nos da un volumen de $57,600 \text{ m}^3$ a excavar, el tiempo para armar la máquina y desarmar es bastante largo por tratarse de un equipo complicado y de uso no frecuente en México, lo que nos daría un porcentaje elevado de tiempo de ensamble de la máquina en relación con el tiempo que la misma se ocuparía. Por ejemplo si consideramos un avance promedio de 25 m por día tendríamos que el topo operaría 29 días de manera efectiva, mientras que sería necesario emplear 8 días como mínimo para su armado y 8 días para su desarmado, es decir, un 55% del tiempo efectivo de trabajo.

El segundo problema es que por ser los topos máquinas de ataque global, se emplean abriendo por lo menos $2/3$ partes del diámetro total de la sección, y el resto de la sección eliminaría las ventajas de rapidez que da el topo ya que tendríamos un método combinado a un 50% topo y

un 50% perforación y explosivos.

Por lo tanto para nuestro caso particular necesitaríamos un topo de 7.5 de diámetro, el doble del usado por la referencia (1). Ver figura IV.10

Actualmente en el país, el topo más grande tiene un diámetro de 4.5 m la utilización de este equipo para la excavación del túnel "Tierra Colorada", implicaría su compra en el extranjero, significando esto una inversión muy fuerte que no sería recuperada siquiera en un bajo porcentaje, esto elevaría el costo de excavación, por lo que eliminamos este equipo.

(1) El rendimiento indicado aquí para el topo, se tomó de un observado por la Compañía de Obras y Túneles, S.A. de C.V., en agosto de 1985, para la perforación del túnel de una mina en Otongo, Hidalgo, así como el tiempo de ensamblaje, tratándose de una máquina tunelera Jarva Mark - 12 con un diámetro de 3.8 m, y una potencia de 500 h.p.

Al eliminar estos equipos, reducimos la cantidad de alternativas pues nuestra excavación solo podrá ser median

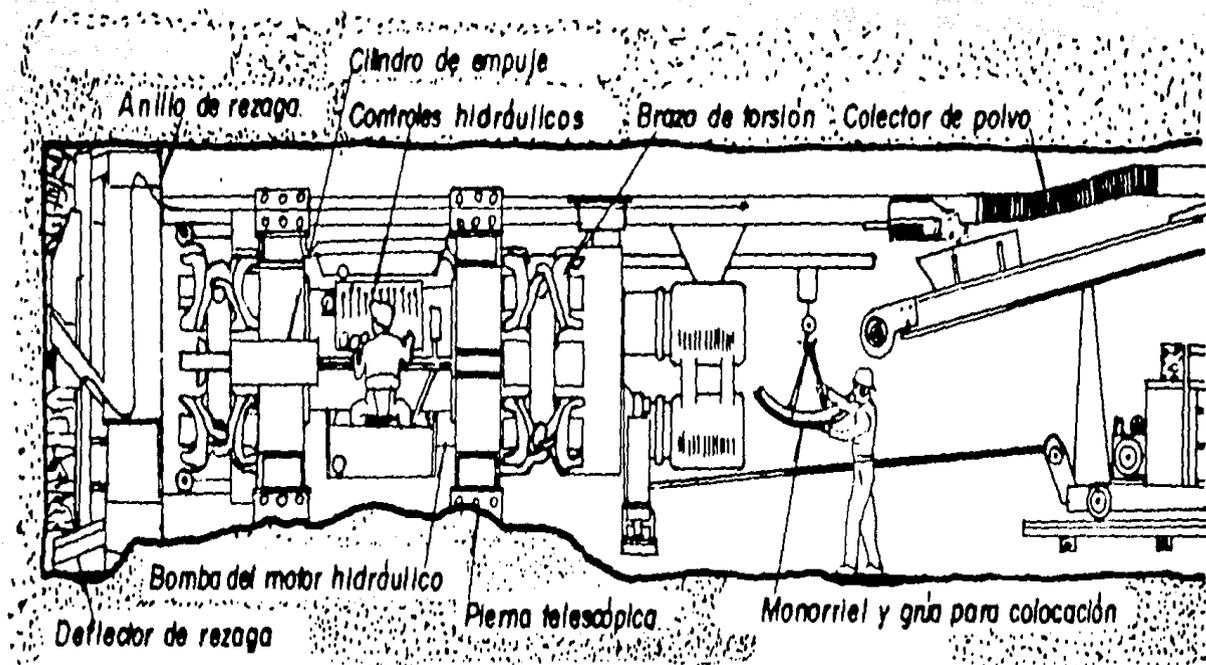


FIG. IV.10 MAQUINA EXCAVADORA DE TUNEL EN ROCA (TÓPO).

te perforación de barrenos para explosivos.

Aunque la perforación de barrenos, como ya vimos, puede ser ejecutada con cuatro diferentes tipos de equipos, las perforadoras de pierna y carretilla quedan eliminadas por ser equipos prácticamente manuales, que se emplean en excavaciones de roca con volúmenes pequeños y túnel de sección reducida.

En túneles grandes como el de "Tierra Colorada", que cuenta con una sección de casi 10 m de diámetro, lo común es ocupar perforadoras montadas sobre un vehículo autopropulsado, es decir, jumbos o perforadoras sobre orugas, comunmente los jumbos se emplean en túneles y las perforadoras sobre orugas, también conocidas con el nombre de Track Drills, en excavaciones a cielo abierto.

Haciendo caso de esto último escogemos las perforadoras de tipo jumbo, mismas que como hemos visto hay distintos tipos, según la cantidad de perforadoras con que cuentan.

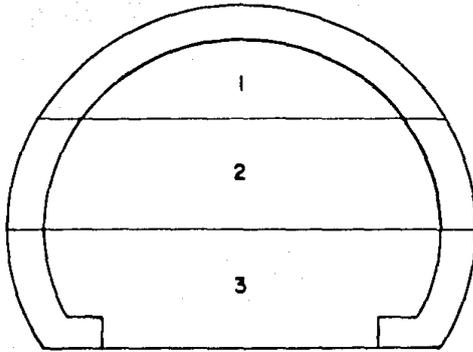
La manera de ejecutar la excavación, es decir el método, vimos que pueden ser tres: Método Inglés, Método Belga y Método Austriaco.

Partiendo igual que con el equipo de lo general a lo particular realizamos la selección del Método.

Como vimos al principio del capítulo, el Método Inglés es el más económico y el más rápido de los tres. Su restricción, la estabilidad del terreno, no afecta en nuestro caso, ya que de los estudios Geotécnicos realizados se observa un terreno compuesto por roca sana y de dureza superior a los $1,500 \text{ kg/cm}^2$. Por esto aplicaremos el Método Inglés.

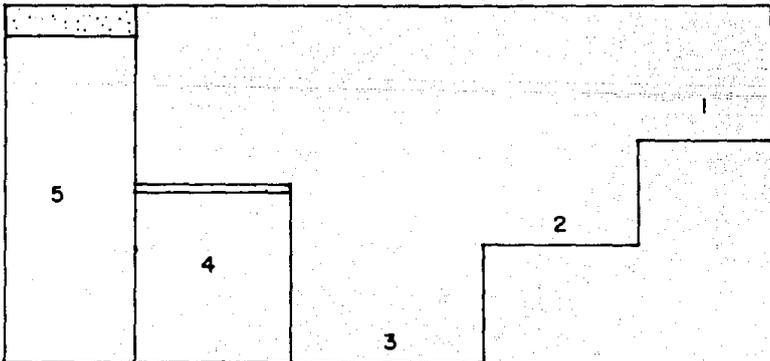
Cabe ahondar aquí en lo dicho sobre el Método Inglés, ya que existen un gran número de variantes que no son otros métodos, sino solo aplicaciones del Método Inglés. Las variantes contemplan el ataque a plena sección, realizando la excavación en toda la anchura del túnel, pero con varios escalones.

En el esquema de la figura IV.11 y figura IV.12 se indica el proceso de ejecución cuyas diversas etapas se enumeran según su orden. Este es una variante en la que se utilizan 2 escalones.



- 1._ ESCALON SUPERIOR
- 2._ ESCALON INTERMEDIO
- 3._ ESCALON INFERIOR
- 4._ PILARES
- 5._ BOVEDA

FIG. IV.11 METODO INGLES EN DOS ESCALONES



ALTERNATIVA I

Proponemos el ataque a sección completa sin escalones, nuestra sección tiene 8.97 m de altura 10.92 m de ancho.

La perforación de los barrenos a sección completa, será posible si utilizamos un jumbo de pórtico con dimensiones similares a nuestra sección, su tamaño hará necesario que ésta se desplace sobre una vía. La jumbo estará equipada con 14 perforadoras instaladas en seis niveles, donde el 1º, el 5º y el 6º contarán con movimiento vertical mediante gatos hidráulicos. Las figuras IV.13 y IV.14 nos muestran la jumbo.

El área de la sección del túnel es de casi 80 m² y necesita de aproximadamente 160 barrenos, así que cada perforadora no hará arriba de 12 barrenos por voladura. Esto ayuda a realizar la barrenación en un muy corto tiempo, así que si consideramos que la barrenación y la regaza son las actividades que consumen más tiempo dentro del ciclo de excavación, tendremos una disminución de tiempo total muy importante al utilizar esta alternativa.

Como equipo de regaza se puede utilizar un cargador fron

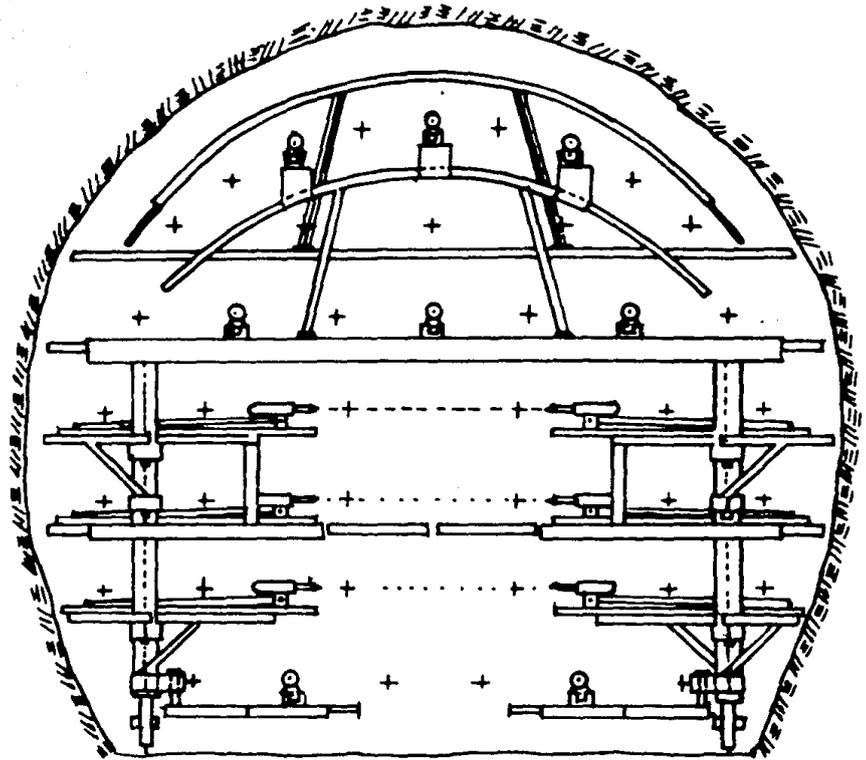


FIG. IV.13 VISTA TRANSVERSAL DE UNA JUNBO DE PORTICO

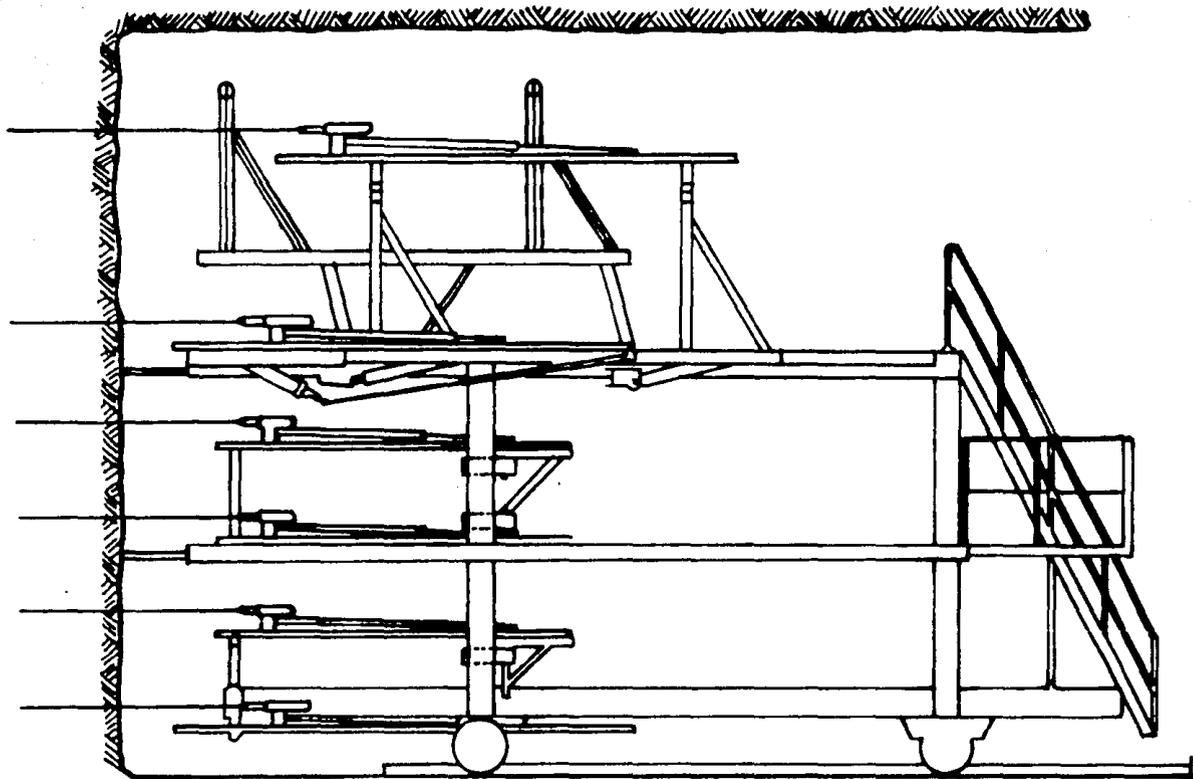


FIG. IV.14 VISTA LONGITUDINAL DE JUMBO DE PORTICO

tal sobre neumáticos con cucharón de 7 yd³ de capacidad y 5 acarreadores mineros de 35 toneladas.

La excavación a sección completa es la de más riesgo aún y cuando se trate de roca sana, pues nunca se puede predecir de manera exacta el comportamiento del terreno en cada metro de avance en el frente. El ataque de la sección no es complicado ya que contempla una sola etapa de perforación, la sección completa.

En cuanto a su disponibilidad, por la sección que tenemos, es necesario que el pórtico sea armado especialmente para este trabajo, así como para barrenar una plantilla con pocos cambios sobre la marcha. Requerirá de obras adicionales como la de ensamblaje de vías para su avance y retiro del frente, este último tendrá que ser invariablemente hasta el exterior para dar cabida al equipo de regaza.

Los costos del equipo a emplearse serán los siguientes:

Maquinaria	Modelo	Capacidad	C.H.M.
Cargador	CAT-988B	7 yd ³	220,402.60
Camión	CAT	35 ton.	99,135.12
Jumbo Pórtico		12 perf.	1'409,665.00

Los análisis de costo detallados se presentan al final de este capítulo.

Por principio analizaremos el rendimiento del equipo de barrenación para lo que es necesario contar con una plantilla de barrenación. Considerando que el tipo de roca que tenemos en este caso (tramo central, qua es el de mayor longitud), es apropiado para efectuar barrenaciones y voladuras entre 3 y 6 m de profundidad, podemos supcner que la productividad del conjunto para barrenación será de 280 m/hr.

Un diseño de voladura de la sección completa sería la siguiente, siempre y cuando se utilice el método smoth

blasting.

Diámetro del Barreno		Concentración de Carga	Espaciamiento	Bordo
mm	pulg.	Kg/m	E	B
50	2	0.25	0.80	1.10

Datos tomados de tabla elaborada para el diseño de voladuras por este método.

Quiere decir que los barrenos en el contorno estarán espaciados uno de otro a 0.80 m y la distancia entre el contorno y la siguiente semicircunferencia será de 1.10m.

Los barrenos complementarios estarán a:

$$\text{Altura de la sección sin el contorno} = 6.77$$

$$\text{Ancho de la sección sin el contorno} = 9.72$$

$$S = 0.8 B \text{ máx.}$$

$$B \text{ máx.} = 35 \phi \text{ a } 45 \phi$$

$$\phi = 2" = 0.05 \text{ m}$$

$$S = 0.8 \times 35 \times 0.05 = 1.40 \text{ m}$$

$$S = 0.8 \times 45 \times 0.05 = 1.80 \text{ m}$$

Una separación dentro de estos límites sería:

$$\text{Vertical} = \frac{5.77}{4 \text{ esp.}} = 1.69 \text{ m}$$

$$\text{Horizontal} = \frac{9.72}{6 \text{ esp.}} = 1.62 \text{ m}$$

A continuación se muestra la cuadrícula con 43 barrenos de contorno, 29 barrenos complementarios y 12 barrenos de cuña. Total de barrenos 84. Ver figura IV.15

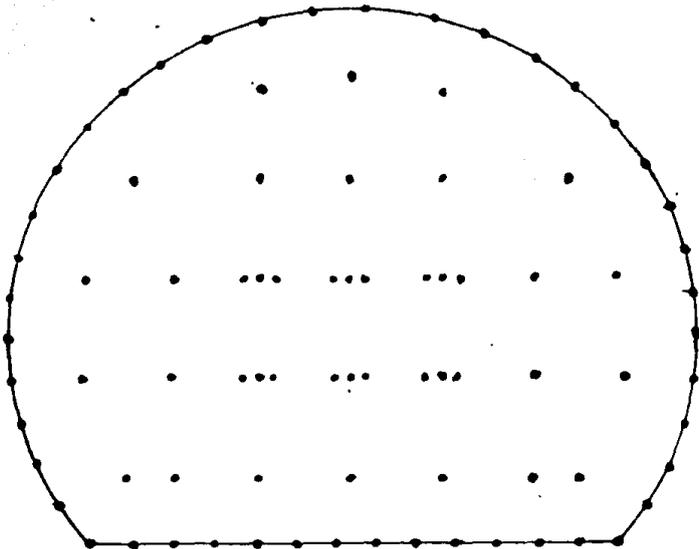


FIG. IV.15 ESQUEMA DE VOLADURA

La cantidad de barrenos necesarios es difícil de estimar con precisión para cada tipo de roca si no se tienen pruebas de campo, sin embargo el anterior es un diseño adecuado, con cierto grado de aproximación al óptimo, pero será necesario hacer pruebas de campo que determinen correctamente a este. Otra manera de obtener una primera aproximación a la cantidad de barrenos puede ser mediante la siguiente fórmula:

No. de barrenos = $10 \sqrt{A}$ + barrenos de smooth blasting.

A = área de sección.

No. de barrenos = $10 \sqrt{55.0}$ + barrenos smooth blasting.

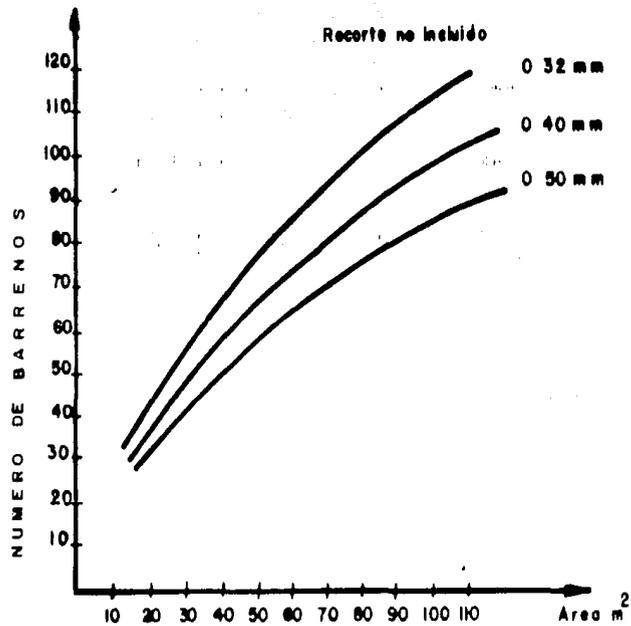
= 74 + barrenos smooth blasting.

El número de smooth blasting o sea de contorno, vimos que son 43, tendremos entonces un total de 117 barrenos, esto comparado con el diseño, es claro que está del lado conservador.

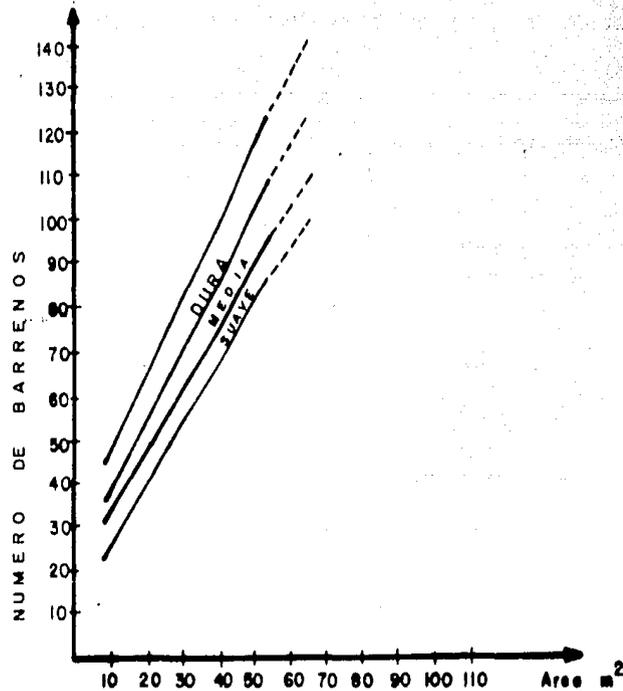
Otro método es el uso de la gráfica de la figura IV.16, por medio de la cual obtenemos:

83 barrenos.

El uso de la gráfica nos dá un parámetro más próximo al



a) Para Diferentes diámetros de barrenación



b) Para diferentes calidades de roca

FIG. IV-16 GRAFICA PARA DISEÑO DE PLANTILLA DE BARRENACION

del diseño, por lo que más adelante se usará la gráfica para determinar cantidades de barrenos. Para este ejemplo se utilizará el número de barrenos obtenidos del diseño y que es igual a 84 barrenos.

La profundidad de barrenación será de 4.50 m para un avance efectivo de 4.0 m, la longitud barrenada será entonces de $4.5 \times 84 = 378$ m. El tiempo empleado para la barrenación es:

$$\frac{378}{280} = 1.35 \text{ hrs}$$

Para calcular el tiempo de rezaga haremos lo siguiente:

Primero obtendremos el tiempo del ciclo de acarreo de un camión de 35 ton cortas marca CAT. Suponemos un acarreo de 5 km. hasta el tiro, sobre un camino de terracería con pendientes suaves, la longitud del túnel es de 320 m, la longitud a su centro de gravedad será de 160 m.

Una vez que esté cargado el camión recorrerá:

	Velocidad <u>Motor</u>	Velocidad <u>Promedio</u>	Tiempo <u>Recorrido</u>
160 m dentro del túnel	1a.	20 Km/hr	0.45 min
5 Km camino terracería (cargado)	2a. y 3a.	40 Km/hr	7.5
Descarga a volteo	- - - - -		0.5
5 Km camino terracería (vacío)	3a.	60 Km/hr	5.0
Maniobra para acomodarse y entrar en reversa	1a R		0.25
160 m dentro del túnel	R	10 Km/hr	0.96
		Total	14.66 min

En segundo término obtendremos el tiempo del ciclo del cargador frontal sobre neumáticos marca CAT 988 B de 7yd³.

El cucharón es de 7 yd³ = 5.35 m³ de capacidad, afectado por un factor de carga, para el que consideramos material dinamitado, bien fragmentado.

Factor de carga = 0.80

El volumen cargado por ciclo será entonces

$$M^3/\text{ciclo} = 5.35 \times 0.80 = 4.28 M^3$$

El tiempo efectivo de trabajo por hora, lo obtendremos al afectar el número de horas de la jornada por un factor de eficiencia, para el cual suponemos que las características de la organización de la empresa son buenas y las condiciones del sitio del trabajo son regulares (por tratarse de un túnel donde el espacio de maniobra está limitado).

Factor de eficiencia de operación = 0.69 %

$$0.69 \times 60 = 41.40 \text{ min/hr}$$

El tiempo que compone un ciclo básico de carga es normalmente de 20 - 25 seg., tomaremos para nuestro caso el segundo y la efectuaremos con los siguientes incrementos:

Ciclo Básico	25.0 segundos
Material de 6" o más de ϕ	- 2.0 segundos
Maniobras	- <u>5.0 segundos</u>
Tiempo Total del Ciclo	= 32.0 segundos

Transformando a minutos

$$\frac{32}{60} = 0.53 \text{ min}$$

Obtenemos el número de ciclos por hora

$$\text{Ciclos / hora} = \frac{\text{minutos efectivos por hora}}{\text{tiempo total de un ciclo}} = \frac{41.40}{0.53}$$

$$= 78 \text{ ciclos / hora}$$

Son los que puede efectuar el cargador.

Más habremos de tomar en cuenta que el cargador está trabajando para los camiones. Un camión requiere de un número determinado de ciclos del cargador para ser llenado.

El peso volumétrico del material es aproximadamente 2.60 ton/M³

El peso del material cargado por un cucharón será de:

$$2.60 \times 4.28 = 11.12 \text{ ton}$$

La capacidad del camión es de 35 ton la cantidad de ciclos necesarios para cargar un camión será de

$$\frac{35}{11.12} = 3.14 \text{ ciclos}$$

Haremos tres ciclos por carga de cada camión, ya que cargar la fracción de cucharón llevaría el mismo tiempo que un cucharón completo.

Los camiones llevarán un peso de $3 \times 11.12 = 33.36$ ton.
Transformado a volumen será 12.83 m^3 .

El tiempo de carga será igual a: $3 \times 32 = 96$ segundos.
Transformado a minutos

$$\frac{96}{60} = 1.60 \text{ minutos.}$$

Pero habrá que considerar que mientras un camión entra en reversa y sale del túnel, no podrá circular otro camión dentro del túnel, por lo cual al tiempo total de carga habrá que aumentarle el tiempo de entrada al túnel y salida del mismo de cada camión ya obtenidos en la primera parte de este análisis.

Carga	1.60
Espera	<u>1.44</u>
	3.04 min

Con este tiempo de carga obtendremos la cantidad de camiones que carga en una hora el cargador.

$$\begin{aligned} \text{Camiones / hora} &= \frac{\text{minutos efectivos por hora}}{\text{tiempo total de carga}} \\ &= \frac{41.40}{3.04} = 13.61 \end{aligned}$$

Esto multiplicado por la capacidad útil en cada camión, nos dan el volumen movido por hora

$$13.61 \times 12.83 = 174.61 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Como la sección completa tiene un área de 78.45 m^2 y se volará una profundidad de 4 m el volumen a mover será de $4 \times 78.45 = 313.80 \text{ m}^3$.

$$\text{tiempo de regaza} = \frac{313.80}{174.61} = 1.79 \text{ hr}$$

El número de camiones necesarios será igual a:

$$\begin{aligned} \text{Número de camiones} &= \frac{\text{tiempo de ciclo por camión}}{\text{tiempo de ciclo de carga (completo)}} \\ &= \frac{14.66}{3.04} = 4.82 \text{ camiones} \end{aligned}$$

Por lo que se ocuparán cinco camiones.

Las demás actividades tienen tiempos de duración comunes en este tipo de trabajos, por lo que el ciclo completo quedará compuesto por:

Trazo	0.05 hr
Barrenación	1.51 hr
Carga	0.50 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.50 hr
Amacice	0.50 hr
Regaza	<u>1.79 hr</u>
	5.10 hr

El costo de los equipos en conjunto sería:

	CANTIDAD
Cargador CAT 988 B	1
Camión CAT	5
Jumbo Pórtico	1

Producción por ciclo	= 313.80 m ³
Tiempo por ciclo	= 5.10 hr
Costo horario de los conjuntos	= 2'125,743.20
Costo por m ³	= $\frac{5.10 \times 2'125,743.20}{313.80}$ = 34,548.40

ALTERNATIVA II

La división de la sección de excavación se presenta en la figura IV.17

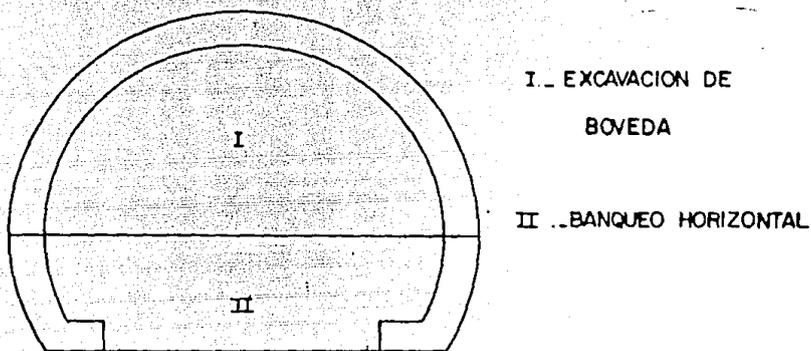


FIG. IV-17 CORTE TRANSVERSAL (ALTERNATIVA II)

Excavamos perimetralmente la sección superior hasta una altura de 4 m sobre el nivel del piso de la sección a excavar, posteriormente excavamos el banqueo (etapa II), procurando al rezagar el banqueo dejar una rampa de acceso al escalón superior, la rampa estará hecha de material de rezaga no retirado. Estas etapas se realizan al

ternativamente manteniendo distancias de 8 m aproximadamente entre una y otra.

El equipo propuesto para realizar los trabajos es el siguiente:

Jumbo sobre orugas con 2 brazos hidráulicos, portando dos perforadoras con brocas de 2 1/4" de diámetro para la barrenación.

Para la rezaga se utilizará un cargador sobre neumáticos de 7.0 yd³ y volteos pesados de 35 ton.

Esta alternativa no es tan rápida como la primera ya que el solo hecho de contar con dos perforadoras en lugar de 12, reduce el rendimiento y el tiempo de barrenación en la parte superior del túnel se incrementa hasta 5 veces mas, sin embargo, por seguridad, esta alternativa mejora los niveles de la misma con respecto a la primera alternativa, ya que la sección en excavación se reduce 50%.

El ataque se complica un poco ya que se divide en dos etapas, excavación de bóveda y banqueo horizontal.

El equipo empleado es accesible dentro del mercado nacional y no es necesaria la fabricación especial ni de aditamentos ni de accesorios al mismo.

No se requieren obras adicionales distintas a las que requieren normalmente este tipo de trabajos.

El costo de los equipos propuestos es el siguiente:

Maquinaria	Modelo	Cap.	C.H.M.
Cargador	CAT 988 B	7 yd ³	220,402.60
Camión	CAT	35 ton	99,135.12
Jumbo T		2 perforadoras	148,675.00

El rendimiento del equipo de perforación es de 60 m/hr aproximadamente.

La plantilla de voladura sería la misma que la anterior, solo que ahora los tapones serían dos, uno para la etapa I y el otro para la etapa II.

Los barrenos para la etapa I serían 48

$$48 \times 4.5 = 216 \text{ m de longitud de barrenación}$$

$$\text{Area de la sección superior} = 45.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen por voladura } 4 \times 45.32 = 181.28 \text{ m}^2$$

Tiempo de barrenación etapa I :

$$\frac{216}{60} = 3.60 \text{ hr}$$

Los barrenos para la etapa II serían 36

$$36 \times 4.5 = 162 \text{ m de longitud de barrenación}$$

Tiempo de barrenación etapa II :

$$\frac{162}{60} = 2.70 \text{ hr}$$

El tiempo para la rezaga contemplará lo siguiente:

Tiempo de ciclo igual al del ejemplo anterior = 3.14 min

Producción por hora = 174.61 m³

Volumen a mover para la primera etapa

$$V = 181.28 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{181.28}{174.61} = 1.03 \text{ hr}$$

Volumen a mover para la segunda etapa

$$\text{Area sección inferior} = 33.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 4 \times 33.13 = 132.52 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{132.52}{174.61} = 0.75 \text{ hr}$$

Resumiendo y reagrupando

Etapa I

Trazo	0.40 hr
Barrenación	3.60 hr
Carga	0.40 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.40 hr
Amacice	0.50 hr
Rezaga	<u>1.03 hr</u>
	6.58 hr

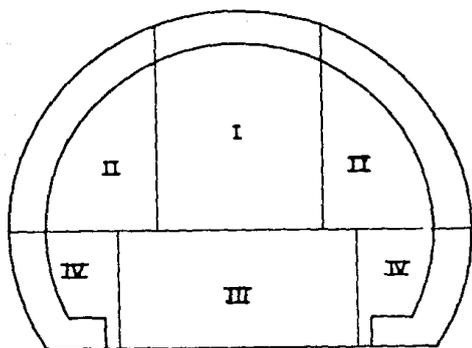
Etapa II

Trazo	0.40 hr
Barrenación	2.20 hr
Carga	0.40 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.40 hr
Amacice	0.50 hr
Rezaga	<u>0.75 hr</u>
	4.90 hr

Tiempo total Etapa I y II = 11.48 hr
Producción por ciclo = 313.80 m³
Costo horario de los conjuntos = 864,753.20
Costo por m³ = $\frac{11.48 \times 864,753.20}{313.80}$
= \$ 31,635.96

ALTERNATIVA III

Cuando los estudios preliminares no tienen la precisión suficiente o si hay incertidumbre en cuanto al comportamiento del terreno, es preferible efectuar la excavación con un método más seguro, como el que se propone en esta alternativa y se ilustra en la figura IV.18



- I._ EXCAVACION PILOTO
- II._ LATERALES DE BOVEDA
- III._ BANQUEO VERTICAL
- IV._ BANQUEO HORIZONTAL

**FIG. IV.18 CORTE TRANSVERSAL
ALTERNATIVA III**

En esta alternativa la etapa I es un frente piloto que permite conocer el comportamiento del terreno a medida que se avanza en el frente del túnel y así prever lo necesario anticipadamente a la terminación de la excavación.

ción de la sección de bóveda completa. Debe considerarse que la calidad del terreno puede variar inesperadamente o puede presentarse algún accidente geológico no previsto.

Las dimensiones de la sección piloto no serán mayores de 5 m x 5 m para que podamos atacarlos con un equipo medianamente de perforación.

Posteriormente se ensancha la bóveda, haciendo perforaciones laterales, hasta alcanzar el perímetro de excavación. La etapa III es igual que la alternativa II.

En cuanto a la rapidez, es de las tres alternativas la más lenta, ya que al tener en la primera etapa una sección de 4.5 x 5, se reduce el espacio de maniobras para el equipo, por lo tanto el equipo tendrá que ser de menor tamaño o su operatividad enfrentará problemas en su movilidad, la productividad del conjunto se verá disminuida, incrementándose los tiempos de ejecución.

Por seguridad la alternativa casi no presenta ningún problema, ya que la finalidad del túnel piloto es preventiva.

El ataque es complicado, ya que subdivide esta actividad en tres etapas.

El equipo a emplearse se encuentra disponible en el mercado nacional, solo hacemos la observación de que será necesario ocupar una jumbo de ciertas dimensiones con el fin de perforar la parte superior, por lo reducido de las secciones y otra de mayor tamaño para la parte inferrior.

No se requerirá de obra adicional alguna.

El costo de los equipos propuestos será el siguiente:

Maquinaria	Modelo	Capacidad	C.H.M.
Cargador	CAT 988 B	7 yd ³	220,402.60
Camión	CAT	35 ton	99,135.12
Jumbo T		2 perforaciones	148.675.00

La plantilla de voladura sería similar a las anteriores

sólo que ahora contemplando una etapa más.

Los barrenos para la etapa I serían	30
para la etapa II serían	18
y para la etapa III serían	36

<u>Longitud de barrenación</u>	<u>Etapa</u>	<u>Tiempo</u>
135	I	2.25 hr
81	II	1.35 hr
162	III	2.70 hr

El tiempo de rezaga será el mismo, con excepción de el de la etapa I, ya que el cargador tendrá que entrar por el túnel piloto de frente y regresar en reversa hasta el exterior, donde ya maniobrará para cargar los camiones.

Este tiempo puede ser calculado considerando que el túnel piloto tendrá en promedio un avance con respecto de la etapa siguiente de 15 m que es la distancia que acarreará el cargador el material.

Considerando que avanza y retrocede en primera, de tablas de fabricante tenemos $t = 0.30$ m

Tiempo completo = 3.34 minutos

Producción por hora = 159.03 m³

Volumen a mover para la primera etapa

$$V = 91.28 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{91.28}{159.03} = 0.57 \text{ hr}$$

Volumen a mover para la segunda etapa

$$V = 90 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{90}{174.61} = 0.51 \text{ hr}$$

Volumen a mover para la tercera etapa

$$V = 132.52 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{132.52}{147.61} = 0.75 \text{ hr}$$

Resumiendo y reagrupando

Etapa I

Trazo	0.30 hr
Barrenación	2.25 hr
Carga	0.30 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.30 hr
Amacice	0.40 hr
Rezaga	<u>0.57 hr</u>
	4.37 hr

Etapa II

Trazo	0.30 hr
Barrenación	1.35 hr
Carga	0.30 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.30 hr
Amacice	0.40 hr
Rezaga	<u>0.51 hr</u>
	3.41 hr

Etapa III

Trazo	0.40 hr
Barrenación	2.70 hr
Carga	0.40 hr
Voladura	0.25 hr
Ventilación	0.40 hr
Amacice	0.50 hr
Rezaga	<u>0.75 hr</u>
	5.40 hr

Tiempo total del ciclo = 13.18 hr

Producción por ciclo = 131.20 m³

Costo horarios de los conjuntos = \$864,753.20

Costo por m³ = $\frac{13.8 \times 864,753.20}{313.80}$

= \$38,029.30

Selección

Con las observaciones hechas anteriormente, podemos hacer una selección del método de excavación basada en lo particular.

Analizando las tres alternativas desde distintos puntos de vista la tabla IV.2 nos resume esta comparación, ya comentado por separado cuando presentamos las tres alternativas, en la tabla se dan valores del 1 al 3, significando para cada caso, según el punto de comparación, 1 = el mejor, 2 = el bueno y 3 = el regular, en ningún caso el resultado es mediocre ya que para llegar a estas tres alternativas se desechó las que condujeron a resultados mediocres.

	Alternativa	Alternativa	Alternativa
	I	II	III
Velocidad de Ejecución	1	1	3
Seguridad en la Estabilidad	3	2	1
Grado de Complicación	1	2	3
Disponibilidad del Equipo	3	1	1
Obras Adiciona les	3	1	1
Costo	2	1	3

TABLA IV.2

Observando la tabla, vemos que la Alternativa II es la mejor en cuanto a disponibilidad del equipo, obras adicionales y costo, es buena en velocidad de ejecución, seguridad en la estabilidad y grado de complicación, nunca obtenemos resultados regulares, por otra parte la Alternativa I, aunque es la mejor en velocidad de ejecución y grado de complicación, es únicamente regular en seguridad, disponibilidad de equipo, obras adicionales y costo. En tanto la Alternativa III es la mejor en seguridad, disponibilidad del equipo y obras adicionales, es buena en costo, pero regular en velocidad de ejecución y grado de complicación.

Con esto, y además considerando que el factor costo en las obras de Ingeniería tiene peso importante en la toma de decisiones, se seleccionó la Alternativa II como la adecuada para excavar el tramo de roca sana del túnel Tierra Colorada, el procedimiento constructivo detallado con algunas modificaciones particulares para el caso de este túnel se muestra en el capítulo siguiente.

Como sabemos, la naturaleza del terreno no es la misma a lo largo de todo el túnel, la selección del método de excavación hecha en el capítulo anterior está enfocada so

bre un terreno de roca sana, que si bien es cierto ocupa la mayor parte de la longitud del túnel no abarca el total. Como se verá en el capítulo siguiente el túnel tendrá otros tipos de terreno, el de Roca fragmentada y fracturada, y el de suelos alterados y residuales; para los que será necesario considerar otros métodos de excavación o variantes del mismo.

Rápidamente comentaremos, siempre basados en todo lo ya expuesto en este capítulo, la manera en que se seleccionó estos.

Para el tramo compuesto por suelos alterados, residuales, el avance tendrá que ser más corto y las secciones a excavar más pequeñas, para que la excavación se pueda soportar conforme se avanza. Por esta razón el método a aplicar deberá ser el austriaco o el belga o alguna variante de estos en el capítulo siguiente se describe la alternativa seleccionada, misma que es una variante del Método Belga con la diferencia de que la excavación de la Media Sección Superior se hace de los extremos al centro, al banqueo se realiza en una sola etapa.

El equipo a emplear es una retroexcavadora marca CAT mod.

214 con cucharón de 1 yd³ y otra con un martillo hidráulico de la marca Kent, adaptado al brazo de la misma que será utilizado para aflojar el terreno, la primera realiza la función de una pala si el terreno estuviera demasiado suelto no será necesario el uso del martillo hidráulico. A continuación se presenta un análisis de rendimiento de estos equipos y se obtiene el número de camiones necesarios para la rezaga.

CALCULO DE RENDIMIENTO Y CICLO DE RETROEXCAVADORA

El rendimiento de un martillo hidráulico del tipo Kent será de $62.5 \text{ M}^3/\text{hr.}$, este rendimiento se obtuvo del óptimo propuesto por el fabricante afectado por un factor de eficiencia, el rendimiento de la retroexcavadora con cucharón de 1 yd^3 es de $76 \text{ M}^3/\text{hr.}$, mismo que afectaremos con los siguientes factores:

- Factor de eficiencia medio = 0.83
- Factor de carga = Carga fácil = 0.95
- Factor de ángulo de giro = $180^\circ = 0.61$

$$\text{Rendimiento} = 76 \times 0.83 \times 0.95 \times 0.61 = 36.55 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

Para el acarreo de la rezaga se considera conveniente el uso de camiones de 6 m^3 ya que el volumen de excavación en estos tramos será bajo, por las etapas en que se divide cada una de las secciones.

Para obtener el rendimiento del camión se consideró el recorrido de 5 km de distancia al banco de tiro, sobre terracería con pendientes suaves.

Una vez cargado el camión recorrerá:

Actividad	Velocidad Motor	Velocidad Km/hr	Min, duraci <u>o</u> n reco <u>r</u> rido
5 Km cargado	2 ^a . y 3 ^a .	50	6.02
Descarga	- - - - -	- - - - -	0.40
5 Km vacio	3 ^a . y 4 ^a .	65	4.62
Maniobra de aco <u>m</u> modo para carga	- - - - -	- - - - -	<u>0.20</u>
		Total	11.24 min.
			= 0.18 hrs.

$$\text{Tiempo de carga} = \frac{6}{36.55} = 0.16 \text{ hrs}$$

Para determinar el número de camiones que se requerirán para cerrar el círculo de carga dividimos el tiempo del ciclo de recorrido entre el tiempo de carga obtenido:

$$\text{No. camiones} = \frac{0.18}{0.16} = 1.2 \hat{=} 2 \text{ camiones}$$

Para el tramo compuesto por las rocas fragmentadas y fracturadas, se recomienda un método no tan lento como el del tramo de suelo pero no tan rápido como el del tramo de roca sana, con esto se llegó a la propuesta que aparece en el capítulo siguiente, la cual es también una variante del Método Belga y se semeja a la Alternativa III, en cuanto a las secciones en que se divide la media sección superior.

El equipo será el mismo empleado en la alternativa seleccionada para el tramo de roca sana.

IV.3 VOLADURAS

Cuando se van a realizar excavaciones mediante el uso de explosivos es importante definir el tipo de explosivos y la manera en que se va a volar la sección.

Existen varios compuestos diferentes que se emplean como explosivos, los más comerciales son mezclas que contienen 4 elementos básicos: carbón, hidrógeno, nitrógeno y oxígeno.

La selección del tipo más adecuado de explosivo está en función de las propiedades Geomecánicas de la roca, como son: estructura, dureza, densidad, resistencia, humedad, ventilación, etc.

En rocas duras y densas un explosivo de alta velocidad tendrá buenos resultados.

En general la velocidad de detonación debe ser igual a la velocidad sónica del macizo rocoso.

Los explosivos tienen una mayor velocidad cuando el porcentaje en peso del explosivo base aumenta.

La Selección de la Plantilla de Barrenación y el Método de Voladura.

Se llama voladura al volumen de roca existente en una sección y longitud dadas que es disgregado y proyectado por la explosión de los barrenos, ver figura IV.19.

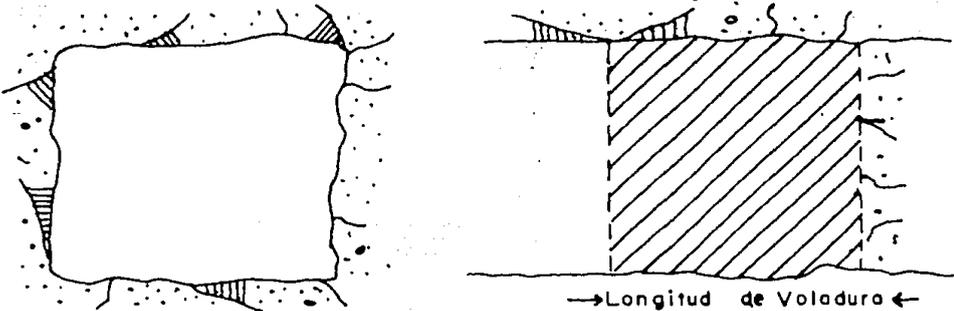


Fig. IV.19. Sección Transversal y Longitudinal de Túnel.

La longitud de voladura es la longitud de túnel liberada por la explosión. Esta longitud es del orden de 3 a 5 m, generalmente de 3.50 m para una perforación de 3.65 m (con un fondo de 0.15 m).

El rendimiento de las explosiones depende de la estructura de la roca y especialmente de los planos de estratificación si existen. En este caso si los estratos son paralelos al eje del túnel, los gases de la explosión los se paran y escapan por las fisuras, con lo que el rendimiento

to es débil.

Si por el contrario, son perpendiculares al eje de la galería, el rendimiento es normal.

El explosivo trabaja de diferente forma, según la profundidad, inclinación y carga de los barrenos.

Con un barreno recto perpendicular a la superficie de la roca (fig. IV.20), ésta se arranca según un cono cuyo ángulo en el vértice crece con la carga que es función del diámetro del barreno.

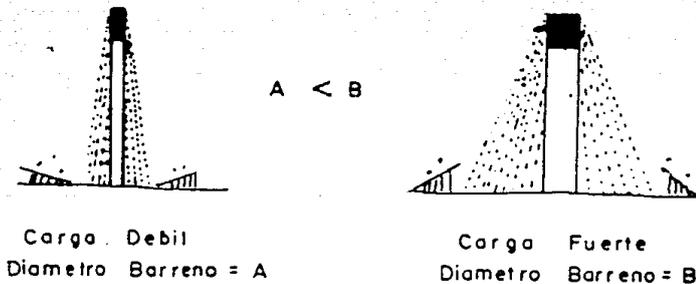


Fig. IV.20 Barrenos Rectos

Con un barreno inclinado, la roca es arrancada entre el barreno y la superficie. Se aumenta el efecto obtenido enderezando el barreno y aumentando la carga (Fig. IV.21).

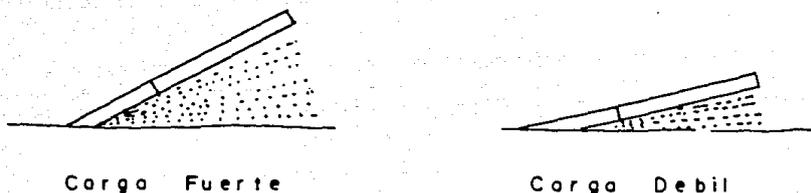


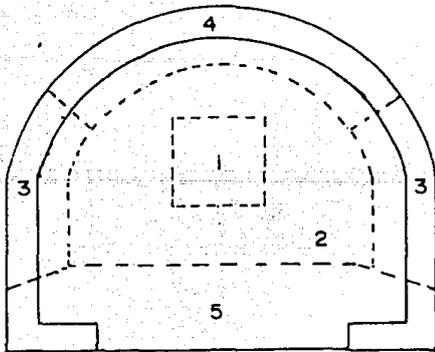
Fig. IV.21 Barrenos Inclinaados

Con excepción de los barrenos centrales, que en ciertos casos son inclinados por las razones que indicaremos más adelante, los barrenos son en general normales a los frentes de ataque en los planos sistemáticos de tiro que comprenden gran número de barrenos por voladura.

Esta disposición (barrenos rectos) tienen por objeto tan to evitar las intersecciones debidas a inclinaciones mal definidas como acelerar el trabajo.

Es necesario repartir los barrenos sobre el frente de ataque dándoles el diámetro, longitud, inclinación y carga necesarios para obtener el volumen arrancado previsto con escombros convenientemente fragmentados.

Un esquema de voladura es la distribución de cargas que se hacen estallar sucesivamente con cebo con retardo o microretardo y que liberan primeramente el centro de la galería (tapón), después una zona anular alrededor del tapón (ensanche), dos zonas laterales (parámetros) y una zona superior (corona) y por último la zona inferior (elevación), esta se puede ver en la Fig. IV.22



- 1.- TAPON
- 2.- ENSANCHE
- 3.- PARAMENTOS
- 4.- CORONA
- 5.- LEVANTAMIENTO

Fig. IV.22 Secciones de Esquema de Voladura

Los esquemas de voladura o de tiro, varían según la naturaleza de la roca, la dirección de los estratos y el tipo de explosivo empleado.

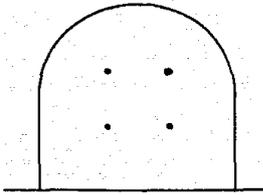
Los barrenos no comprendidos en el tapón que tienen que arrancar roca que presenta dos superficies libres (superficie frontal de ataque y superficie del hueco generado por la voladura del tapón), están menos juntos y menos cargados que los del tapón.

Tipos de Ataque

En el tapón el explosivo debe arrancar la roca de una masa compacta con una sola superficie libre (superficie de el frente de ataque). Por ello es necesario una gran densidad de explosivo que exige barrenos muy próximos, profundos y cargados. Las disposiciones son variadas.

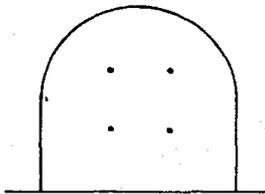
En los tapones de barrenos simétricamente inclinados los barrenos, en número de cuatro, están dispuestos en diedro o pirámide (Fig. IV.23) nos muestra tapones con barrenos inclinados simétricamente.

ESQUEMA No. 1



PLANTA

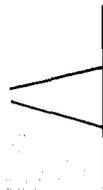
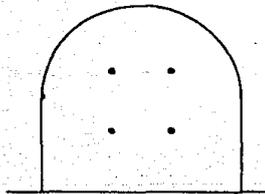
ESQUEMA No. 2



PERFIL

PLANTA

ESQUEMA No. 3



PERFIL

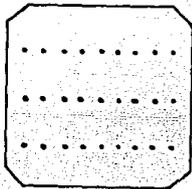
PLANTA

Fig. IV.23 Esquemas de Tapones con Barrenos Inclinados Simétricamente.

Los barrenos tienen una carga fuerte así que el explosivo arranca la roca como una cuña. Este tapón conviene en las rocas homogéneas sin estratificaciones o con grandes cargas en las rocas estratificadas.

En los tapones en abanico, de uno de los tipos de la Fig. IV.24 se utilizan numerosos barrenos que arrancan la roca por desprendimientos sucesivos.

TAPON EN ABANICO

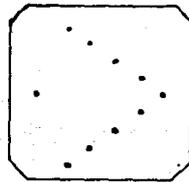


PERFIL

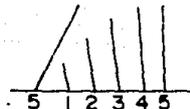


PLANTA

TAPON TRIANGULAR



PERFIL



PLANTA

Fig. IV.24 Esquemas de Tapones en Abanico

Este tipo de tapón, es muy utilizado en Suecia y Noruega, es muy útil en las rocas estratificadas. Impone ciertas limitaciones en el método de perforación como consecuencia de la asimetría de los barrenos.

En el tapón Canadiense Fig. IV.25 se perforan barrenos paralelos al eje de la galería a poca distancia unos de otros (una o dos veces su diámetro). Algunos se cargan y los otros se dejan vacíos para permitir el movimiento de la roca. Este tipo de tapón se presta bien al trabajo si multáneo de varias perforadoras ya que no exigen barrenos inclinados. Es bastante delicado de ejecución.

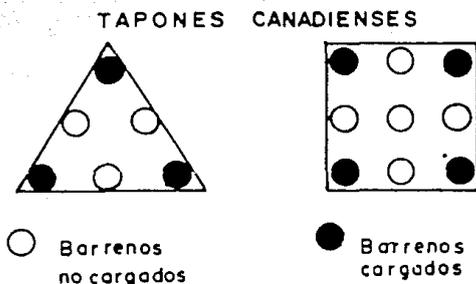


Fig. IV.25 Esquemas de Tapones Canadienses

Existen más tipos de tapones de procesos de barrenación más complicados como el método Coromant o que requieren equipo especializado como el Burn Cut.

Al retirarse el equipo de barrenación se procede a la carga de los barrenos comenzando por los más elevados. Se emplea el cebado eléctrico, con cebos, con retardos o microretardos para que las explosiones tengan lugar en el orden previsto por el esquema de tiro. El cable de encendido se extiende a lo largo de la galería ya excavada.

La carga dura generalmente, de 20 minutos a una hora, según el número de barrenos.

Podemos concluir que la parte más importante de una plantilla de perforación será la cuña, así que será necesario seleccionar algún tipo de tapón adecuado a la roca que vamos a volar.

V. PROCESO CONSTRUCTIVO

A la manera en que combinamos los recursos (Materiales, Maquinaria y Mano de obra) a través de la ejecución de ciertas actividades para obtener una obra terminada, es lo que podemos definir como Proceso Constructivo.

El objetivo de todo Proceso Constructivo es la obra terminada, alcanzar ésta en el menor tiempo y al menor costo es la finalidad. Para lograr lo anterior es necesario generar alternativas distintas y tomar decisiones que nos conduzcan a la mejor combinación de recursos. Para estudiar el proceso es necesario analizar las variables significativas (entendiéndose por significativas aquellas que si hacemos a un lado modificarán fundamentalmente nuestras decisiones en función del objetivo) que intervienen en él.

En nuestra obra en particular, el Proceso Constructivo estará compuesto por todas aquellas actividades necesarias para la ejecución total del Túnel. Tendremos diversas variables como son: Tamaño y tipo de equipo, cantidad y tipo de dinamita, tiempo para ejecutar la obra, cantidad de mano de obra, etc; a estas variables las con

ceмос con el nombre de controlables, ya que las podemos manejar y controlar durante el proceso. Habrá otras variables conocidas éstas como no controlables, ya que no pueden ser manipuladas pero si previstas mediante un estudio, que son: Costo de mano de obra, costo de los materiales, fenómenos climatológicos, etc.

En el capítulo anterior se trató primero de mostrar la importancia que representa en el total de la obra, la actividad de excavación, posteriormente se generaron diversas alternativas para realizarla, mismas que surgieron de la combinación de distintos equipos con diferentes métodos o técnicas de excavación. En función a varios criterios se tomó la decisión de seleccionar uno, pensando de manera fundamental con un enfoque económico para esto. La alternativa seleccionada se estudió en relación con el tramo central que será el más largo, material con características de roca medianamente sana a muy sana, para los otros casos de terreno no se presentó el análisis de alternativas, sin decir con esto que no sea necesario su estudio en particular.

V.I. DESCRIPCION DE ACTIVIDADES

La calidad del macizo rocoso mejora de la superficie hacia la parte profunda del túnel, por lo que los métodos de excavación recomendados han sido divididos por tramos, de acuerdo con la naturaleza de la roca por excavar. De esta forma, siendo la longitud total del túnel de 320 m los tramos considerados para establecer criterios y bases para los procedimientos constructivos, son los siguientes:

- Emportalamientos: 8 m a cada lado del túnel.
- Emboquillados: 12 m a cada lado.
- Tramos de transición: 20 m a cada lado.
- Tramo central: 240 m aproximadamente.

Para su descripción dividiremos este subcapítulo, mencionando muy brevemente los preparativos que toda obra requiere para su ejecución, por no ser tema de este trabajo, así como la estabilidad de taludes, actividad previa a la excavación del túnel, por tratarse de obras exteriores.

V.I.I. Preparativos

Como toda obra el túnel Tierra Colorada, requerirá de trabajos preparativos para su ejecución, estos consistirán en:

- Construcción de caminos de acceso, en caso de construirse el túnel antes de que las terrazas de la nueva autopista puedan proporcionarle este servicio.
- Localización de bancos de agregados y construcción de los accesos de los mismos.
- Explotación de bancos de agregados, desmonte, despalle, extracción, trituración, cribado y almacenamiento.
- Instalación de talleres, bodegas y almacenes.
- Subestación eléctrica.
- Banco de compresores.
- Depósitos de agua.
- Construcción de campamentos y oficinas.

V.I.2. Estabilidad de taludes

En las zonas vecinas a los portales existen suelos residuales y rocas metavolcánicas (meta-andesitas y meta-tobas) tectonizadas que han dado origen a un manto de suelo residual y roca descompuesta de espesor considerable. Para la construcción de las obras exteriores será necesario seleccionar sistemas de estabilización que garanticen la seguridad de los portales y las demás obras exteriores de acceso al túnel.

Se realizaron los análisis y estudios necesarios y se determinaron los factores de seguridad para las obras exteriores vecinas a los portales, los cuales incluyen la estabilidad de los cortes al lado de la autopista en la zona de acceso, así como la estabilidad de los cortes sobre los portales. Estos análisis sirvieron para evaluar bajo que condiciones habría que ubicar las obras de emportalamiento, tomando en cuenta las que presentarán una mayor seguridad, facilidad de construcción y economía.

La ubicación de las obras de acceso en los cadenamientos 39+094 para el Portal Acapulco y el Portal Chilpancingo

en el cadenamiento 39+415 se logró después de varias evaluaciones, para evitar tener que realizar cortes demasiado altos en la parte superior de la placa de los portales y necesidad de un tratamiento costoso para su estabilización, ya que se dejarán con su pendiente natural. Por otra parte se decidió que los cortes en los accesos que den con talud con relación 0.75:1 con objeto de garantizar su estabilidad, evitando los tratamientos a base de concreto lanzado, mallas y/o drenes.

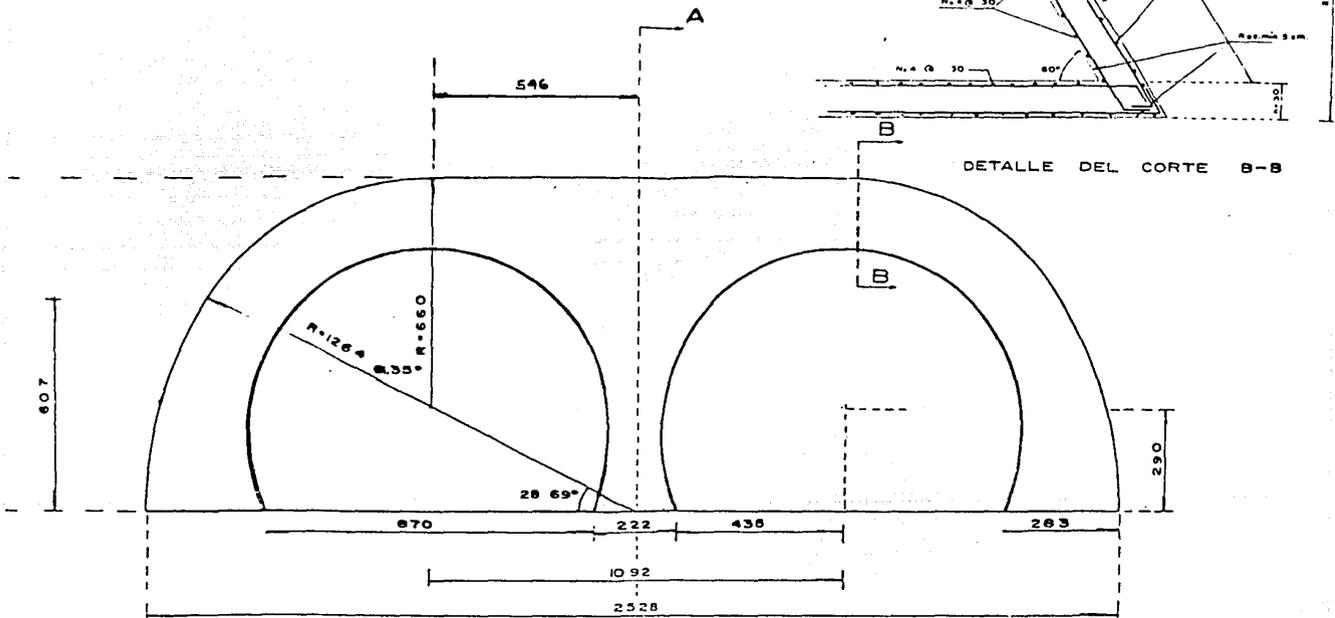
V.I.3. Excavación en suelos en tramos de emportalamientos

Los emportalamientos presentarán dificultades constructivas y condiciones difíciles de anticipar, dadas las características geológicas observadas en estos tramos y que se trata de suelos muy alterados, por lo que los avances serán más lentos que en los tramos siguientes, el procedimiento recomendable para la excavación y soporte de éstos será el mismo que se describirá más adelante para los tramos de emboquillado, solo que habrán, de extremarse las precauciones.

Además de considerar el uso de concreto lanzado con ma
lla y anclas como medio de estabilización y soporte que
se indicarán detalladamente más adelante, podrán utilizarse
se algunos otros medios, como son la madera y los marcos
de concreto lanzado o de acero. Considerando que los mar
cos dificultarán la excavación por etapas, se recomienda
su uso solo en condiciones locales.

La posición de las placas de emportalamiento es fija. Por
otra parte es imposible anticipar la ocurrencia de peque
ños derrumbes durante el emportalamiento, por lo que es
seguro que habrán de requerirse pequeños tramos de túnel
exterior en las dos entradas. Estos tramos tendrán corta
longitud de 2 a 3 m máximo, se construirán junto con
las placas de emportalamiento una vez que se haya avanza
do con la excavación 15 m dentro de la montaña, como se
observa en las figuras V.A y V.B.

FIG. V-A VISTA FRONTAL DE PLACAS



VISTA FRONTAL DE PLACAS

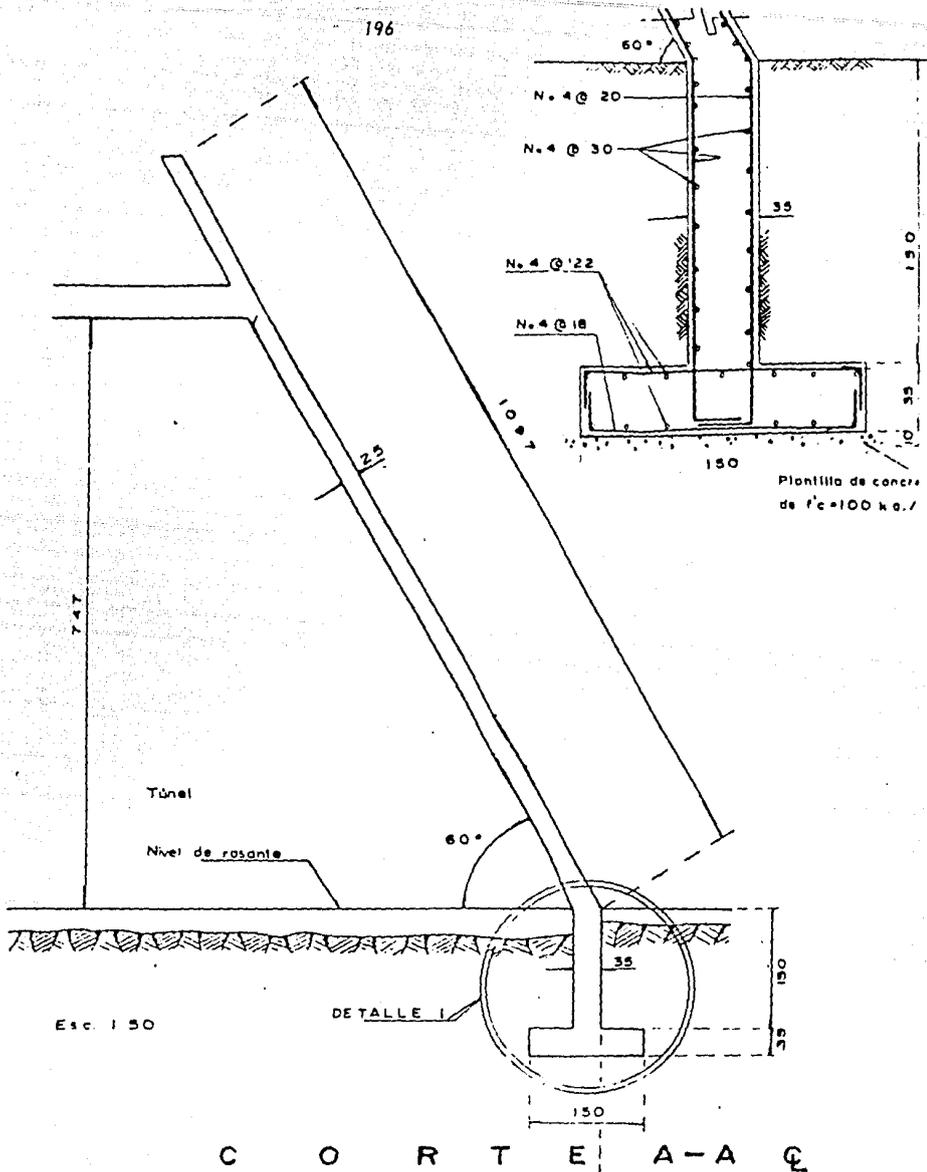


FIG. VB CORTE DE PLACAS DE EMPORALAMIENTO

[Km. 39+094] [Km. 39+415.0]

P. Acapulco P. Chilpancingo

V.I.4. Excavación en tramo de emboquillado

Para los tramos de emboquillados que se encuentran en los suelos en contacto con la roca, se procederá a realizar su excavación como se indica a continuación.

La media sección superior del primer cuerpo (considerado como primer cuerpo uno de los túneles) se excavará en cuatro etapas, siendo la primera de un ancho no mayor de 4 m, que se excavará con martillo hidráulico montado en retro-excavadora o con martillos neumáticos manuales, picos y palas, dependiendo de la dureza que vaya presentando el suelo. El avance de este primer túnel piloto será hasta de 1 m por día, aplicando como revestimiento provisional dos capas de concreto lanzado $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ de 15cm de espesor cada una, aplicando la primera sobre una malla de acero electrosoldada 6-6-10-10 y la segunda sobre una malla de 8-8-4-4, colocando anclas de fricción de 1" de diámetro, de acero corrugado grado 42, de 4.00 y 2.50 m de longitud, separadas entre líneas de anclaje de 1.50 x 2.00 m ahogadas en mortero $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$ con acelerante de fraguado Pozzoloth dentro de una perforación de 2". Los túneles pilotos laterales de la media sección superior (etapas 2 y 3), también avanzarán 1 m

por día con un desfaseamiento de 1 m entre ellos, utilizando las mismas herramientas ya descritas. La remoción del pilar central (etapa 4) entre el primer túnel piloto y los túneles pilotos laterales, se harán con avances de 1 a 2 m. En caso de observarse alguna inestabilidad en este pilar, se colocará concreto lanzado de 5 cm de espesor sin malla sobre la cara del frente. La excavación de banqueo del primer cuerpo, se hará con avances de 1 a 2 m dependiendo de la resistencia del suelo y se aplicará simultáneamente el concreto lanzado y las anclas laterales, como se indica en las figuras V.1 y V.2.

TUNEL EN SUELOS
 MEDIA SECCION SUPERIOR
 PRIMER CUERPO

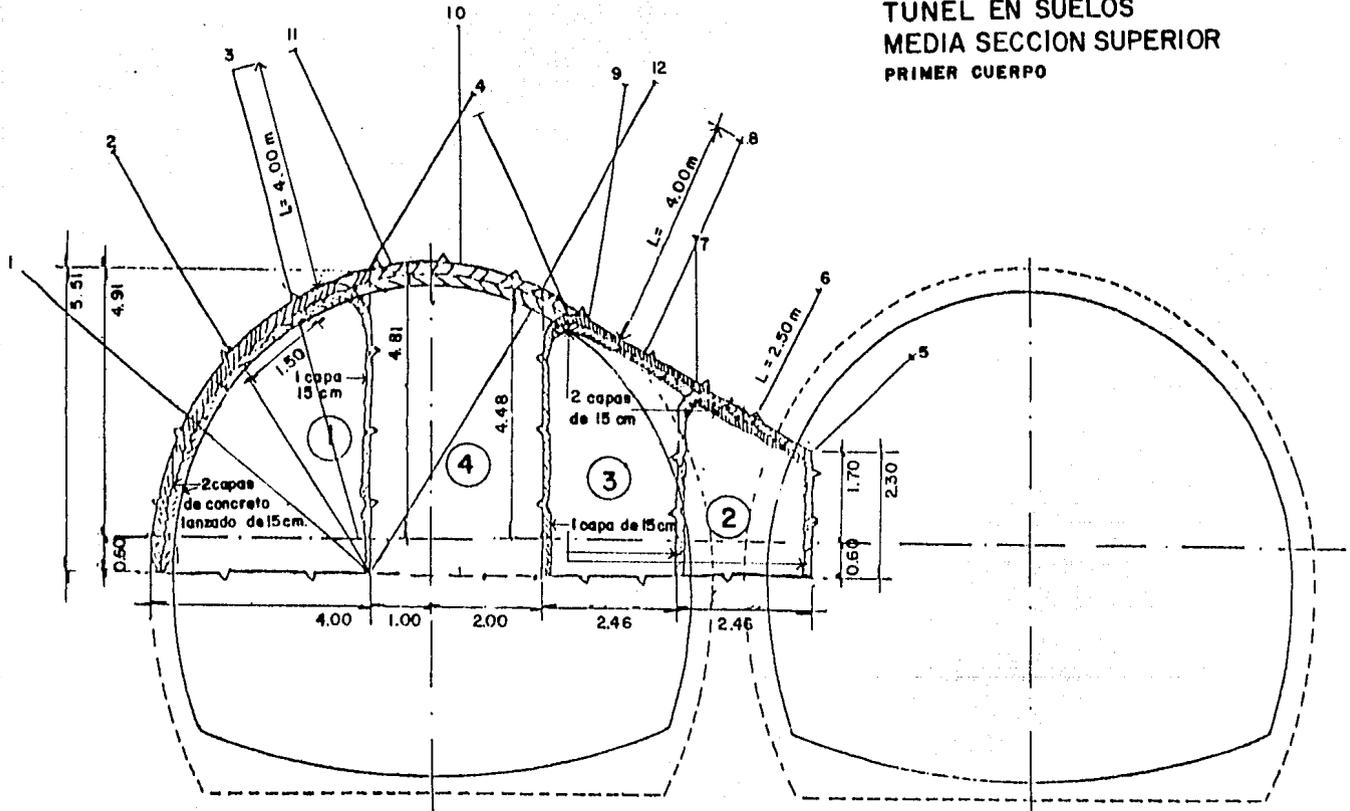


FIG.VI TRAMOS DE EMBOQUILLADOS Y EMPORTALMIENTOS.

PORTALES EN SUELOS
MEDIA SECCION INFERIOR

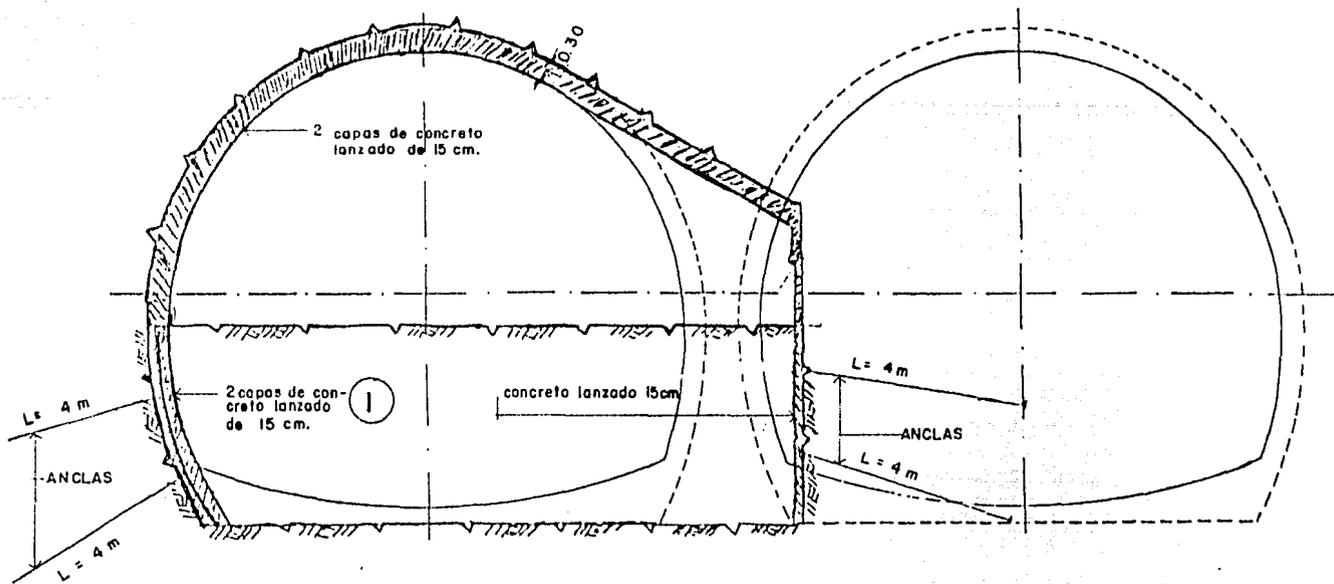


FIG. V.2 BANQUEO EN TRAMO DE PORTALES

Terminado el banqueo del primer cuerpo, se procederá a la construcción del muro central que dividirá los dos cuerpos, este se elaborará con concreto de $f'c=300\text{Kg/cm}^2$, armado con varilla del No. 4 grado 42 con separación a cada 20 cm en ambos sentidos en doble armado, el espesor del muro será de 0.60 m apoyado sobre una zapata corrida de 3.00 m de ancho y 0.60 m de peralte, armada con varilla del No. 4 a cada 20 cm en el sentido transversal y varillas del No. 4 en el sentido longitudinal, la zapata se colará sobre una plantilla de 10 cm de espesor de concreto $f'c= 100 \text{ Kg/cm}^2$.

El colado del muro central, se hará tan cerca como sea posible del frente de excavación, una vez terminada la excavación del primer cuerpo las precauciones para el colado de este muro serán las siguientes:

- El colado deberá hacerse cuidadosamente, con especial atención el retaque de concreto en la parte superior de contacto.
- Deberá llevarse a cabo un cuidadoso control de las deformaciones del túnel, principalmente las convergencias, de acuerdo con un plan de mediciones que se elabore al respecto. Los resultados de las mediciones servirán para de

finir, durante la construcción, los avances convenientes y la necesidad eventual de incrementar o reforzar los medios de estabilización con concreto lanzado.

La excavación para el segundo cuerpo se hará en tres etapas en la sección superior mediante el mismo procedimiento descrito para el primer cuerpo, utilizando concreto lanzado en dos capas de 15 cm con malla de refuerzo y anclas de fricción. El avance de la media sección inferior del segundo cuerpo será de 1 a 2 m dependiendo de la resistencia del suelo, como se indica en las figuras V.3 y V.4.

PORTALES EN SUELO
 MEDIA SECCION SUPERIOR
 SEGUNDO CUERPO

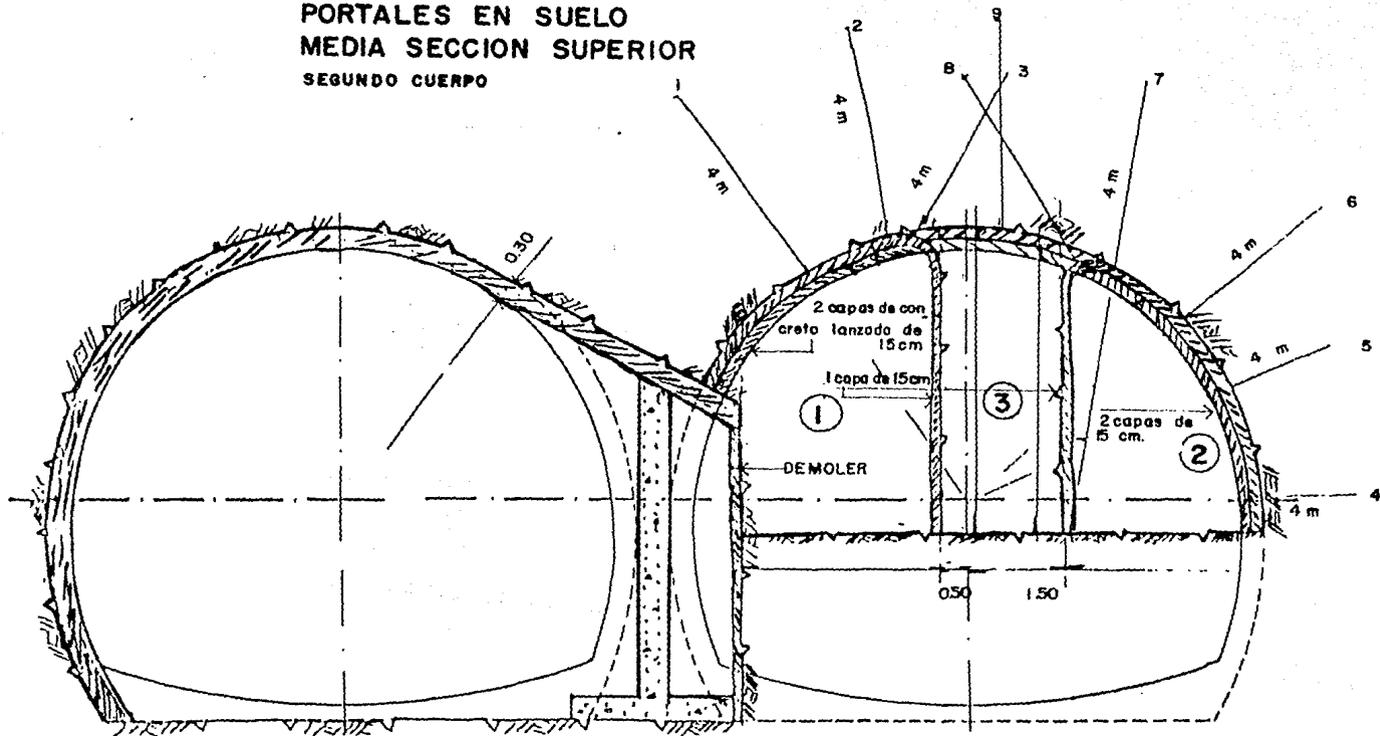


FIGURA V-3 CONSTRUCCION MURO CENTRAL

PORTALES EN SUELO
MEDIA SECCION INFERIOR

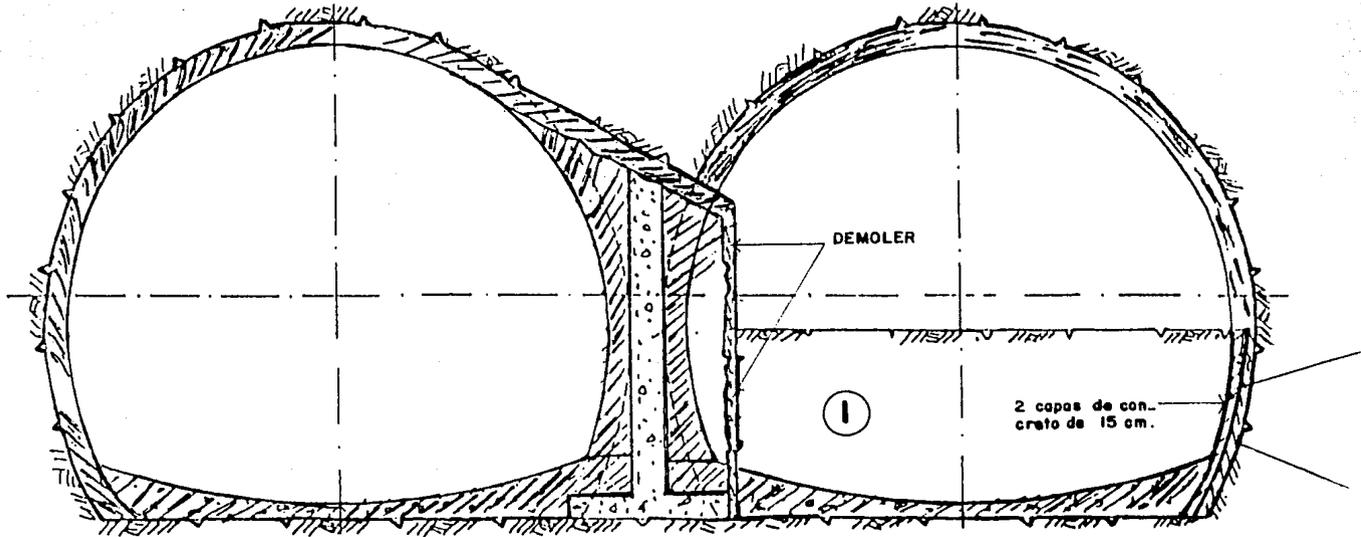


FIG. V.4. EXCAVACION DE BANQUEO 2a. SECCION

V.I.5. Excavación en Tramos de Transición

En la excavación de los tramos de transición se tomarán las providencias necesarias en caso de detectar inestabilidades o que se presenten tiempos de estabilización de masiado largos. A continuación se indican algunos de los procedimientos alternativos de excavación de la media sección superior del primer cuerpo en la primera etapa de excavación.

- Se procederá a dividir la media sección superior del primer cuerpo en dos etapas para su excavación, siendo la primera de un ancho aproximado de 7.00 m, terminada ésta, se colocará como soporte provisional concreto lanzado de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ de 10 cm de espesor, malla electrosoldada 6-6-10-10, reforzado con anclas de fricción de 1" de diámetro de acero corrugado, grado 42 de 4 y 5 m de longitud, ahogadas en mortero $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$ con acelerante de fraguado pozzolith, dentro de perforaciones de 1 1/2" a 2" de diámetro, la distancia máxima entre el soporte y el frente será en concreto lanzado de 6 m y en la colocación de las anclas de 9 m. El procedimiento

de excavación será con voladuras de post-corte (smoth blasting) de perfilado perimetral con objeto de evitar sobre excavación. Terminado el soporte provisional de la primera etapa, se procederá con el segundo con el mismo procedimiento, como se observa en la figura V.5.

- En caso de detectarse inestabilidades, dividirá la media sección superior en tres etapas, excavándose dos túneles laterales piloto (etapas 1 y 2), dejando como tercera etapa la remoción del pilar central de 3 m de ancho aproximadamente.

- El soporte provisional para cada una de las etapas tendrá las mismas características que el caso anterior, debiéndose recubrir también las paredes del pilar central como se indica en la figura V.6.

- La distancia máxima entre el soporte y el frente será, en concreto lanzado de 3 a 6 m y en la colocación de anclas de 6 a 9 m.

- El procedimiento de excavación para los túneles laterales piloto (etapas 1 y 2), será con avances y cueles simultáneos de 1.8 a 3.2 m dependiendo de la calidad de la roca, el tipo de voladura será con post-corte (smoth blasting) y la remoción del pilar central se hará con explosivos utilizando cueles de 1.8 a 3 m.

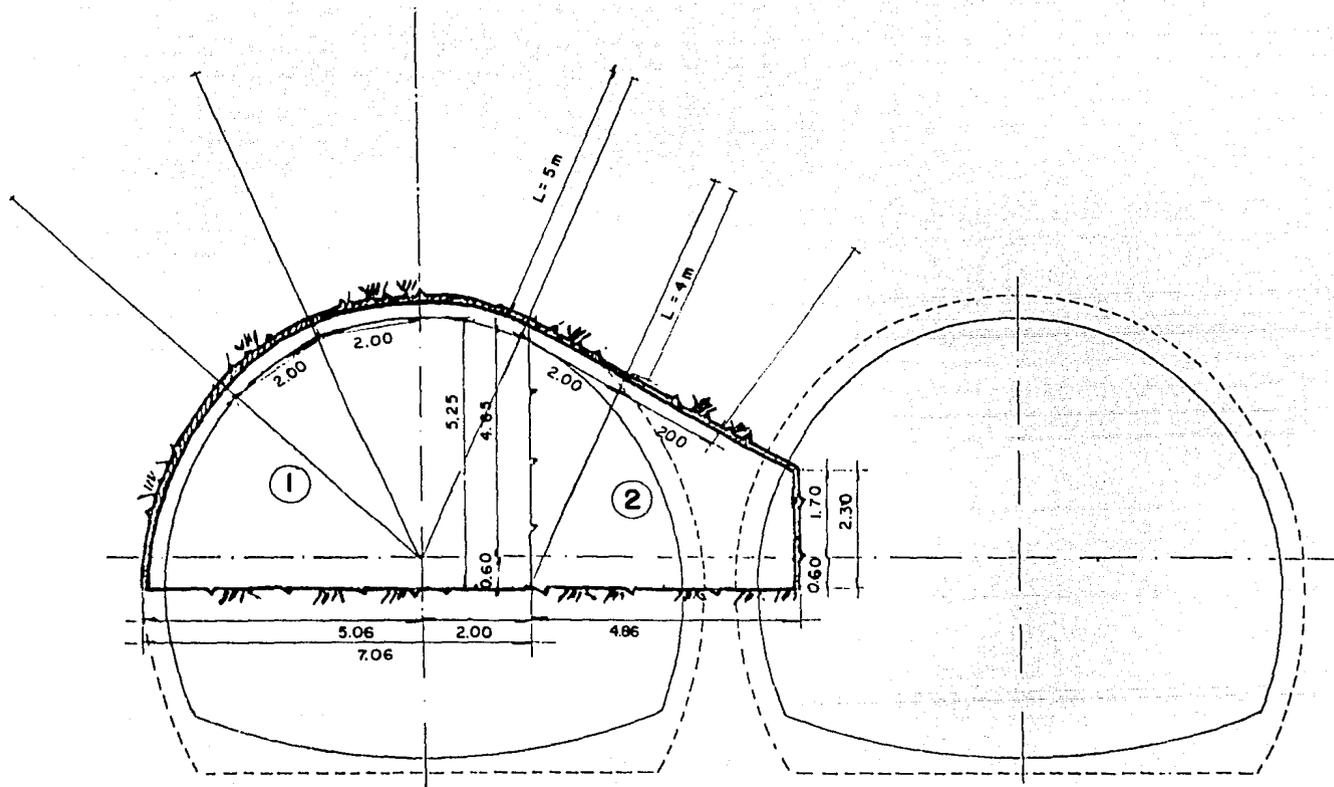


FIG.V.5. TRAMOS DE TRANSICION MEDIA SECCION SUPERIOR.

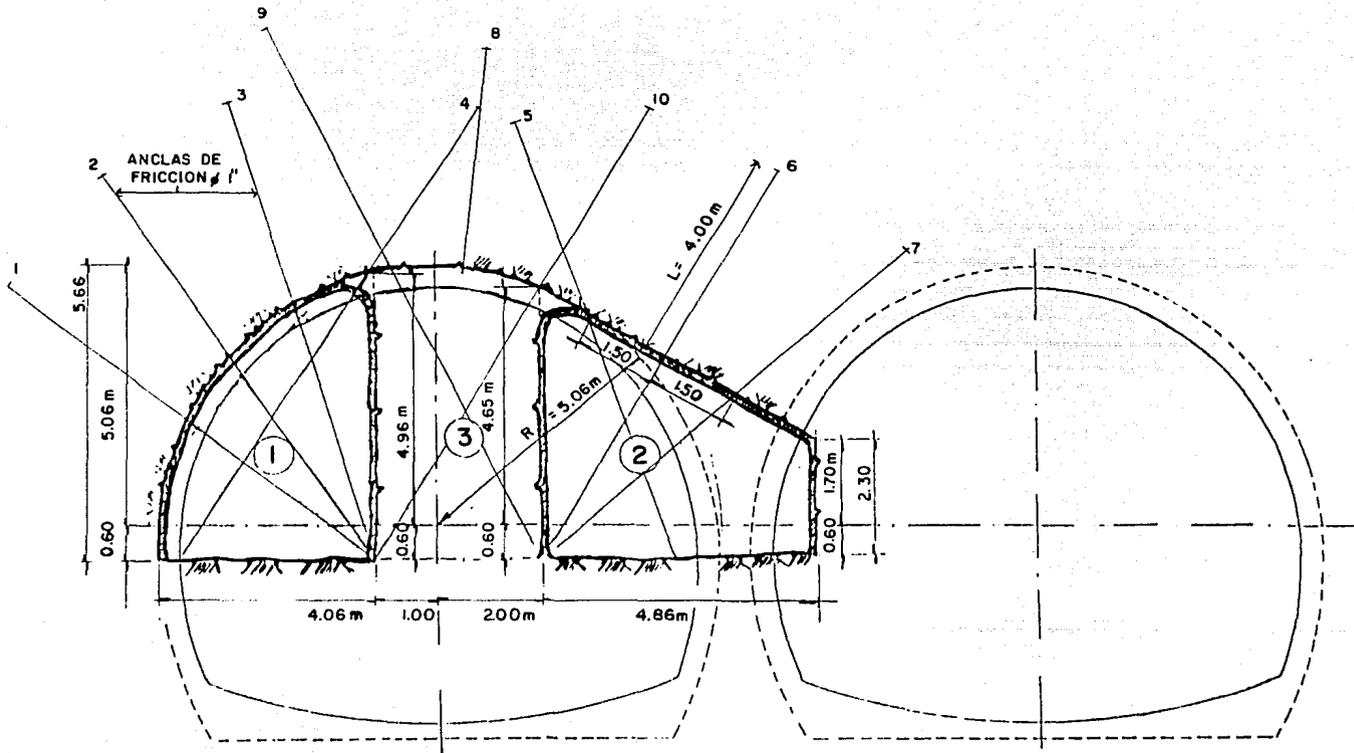


FIGURA V.6. TRAMOS DE EMBOQUILLADOS Y TRANSICION
MEDIA SECCION SUPERIOR

La excavación de banqueo de la segunda sección inferior del primer cuerpo, se realizará en una sola etapa para cualquiera de las dos alternativas descritas, con voladuras de post-corte con barrenación horizontal, perfilando el perímetro, salvo la pared vertical del pilar central, ver figura V.7.

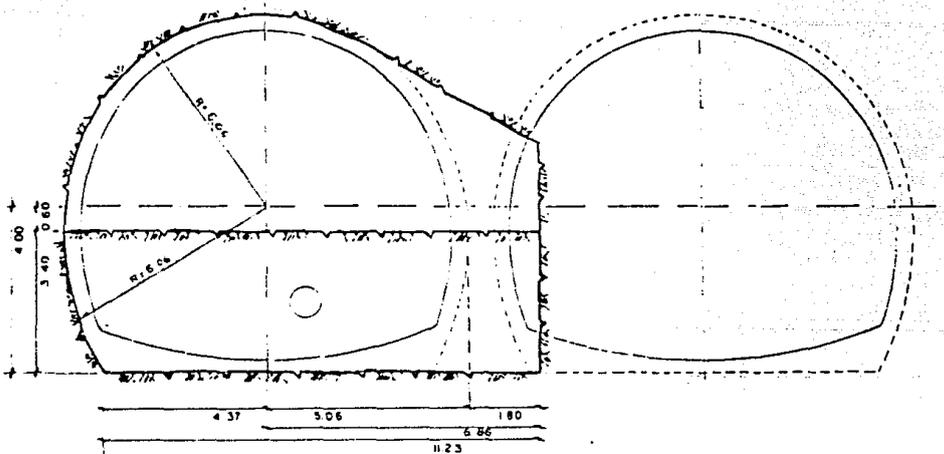


FIG. V.7 TRAMO DE TRANSICION MEDIA SECCION INFERIOR BANQUEO.

Terminada la excavación del primer cuerpo, se procederá a construir el muro central con las mismas características que en las zonas de emportalamiento y emboquillado. Cuidando que el colado cumpla con las observaciones mencionadas en tramos de emboquillados, referente al retaque de concreto en la parte superior de contacto con la roca y al control de las deformaciones, ver figura V.8.

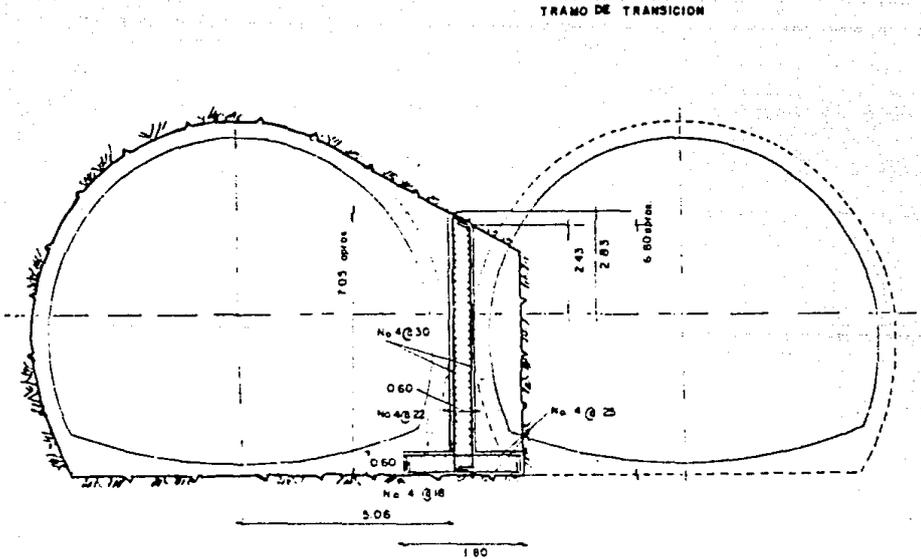


FIGURA V.8. CONSTRUCCION DEL MURO CENTRAL

La excavación del segundo cuerpo se dividirá en dos etapas como se indica en la figura V.9. Terminada la primera se colocará el soporte provisional (concreto lanzado $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ de 10 cm de espesor sobre malla de 6-6-10-10, reforzado con anclas de fricción de acero corrugado a cada 2 m colocadas en tres bolillo, ahogadas en mortero de una resistencia $f'c=400 \text{ Kg/cm}^2$ con acelerante de fraguado pozzolith dentro de perforaciones de 1 1/2 a 2" de diámetro), para continuar con la segunda etapa de banqueo.

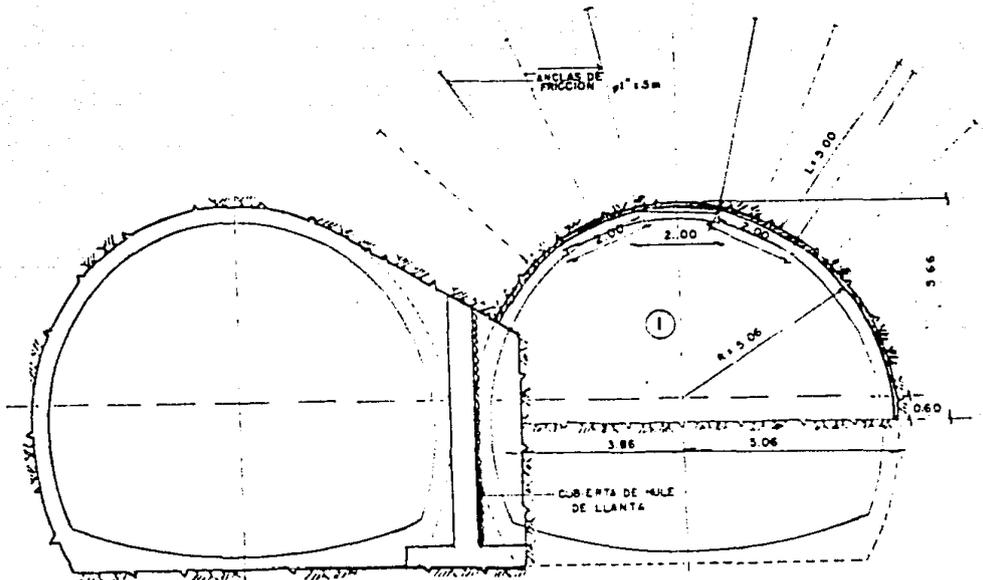


FIGURA.V.9 TRAMO DE TRANSICIÓN MEDIA SECCION SUPERIOR

2. CUERPO

El procedimiento de excavación en las zonas de roca, se efectuará con voladuras de post-corte, debiendo colocar previamente una parrilla lateral al muro central, armada con acero de refuerzo de $3/4''$ de diámetro a cada 20 cm de ambas direcciones, recubierta en la cara de contacto con las voladuras con hule de llanta para protección del muro. Los avances o cueles serán de 4 m, ver figura V.10.

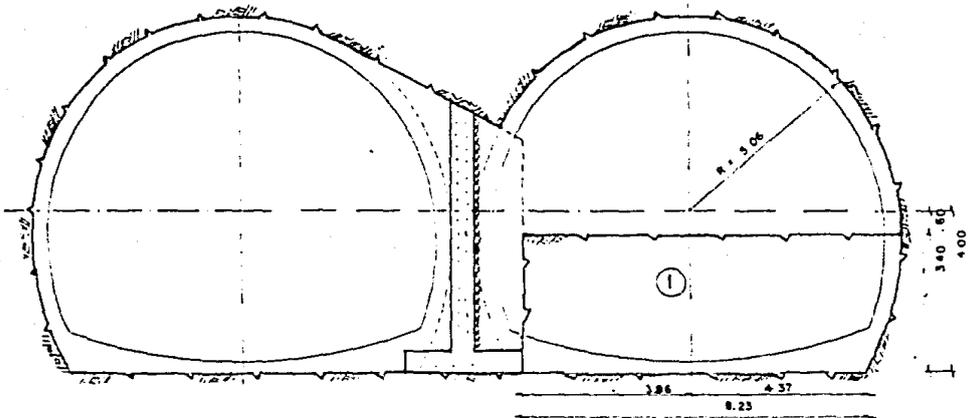


FIG. V.10 TRAMO DE TRANSICION MEDIA SECCION INFERIOR.
2. CUERPO

V.I.6. Tramo central excavación en roca

El tramo central en roca podrá excavarse en cuatro etapas como se observa en las figuras V.11 a V.15. Es muy probable que solo se requiera de anclajes en pequeños sub-tramos o en áreas muy localizadas. El concreto lanzado tendrá espesores entre 5 y 10 cm, utilizándose principalmente en la bóveda y de ser necesario, en las paredes y sin requerir mallas de acero.

La secuencia de construcción recomendable para lograr la estabilización a corto plazo, es como sigue:

- Excavación de la media sección superior del primer cuerpo (método convencional de barreración, carga, voladura y rezaga, cueles de 2 a 4 m).
- Banqueo del primer cuerpo.
- Colado del pilar central en tramos de dos metros a distancias de unos 6 m de frente de la media sección superior del primer cuerpo, teniendo especial cuidado en el retaque de concreto en la parte superior del contacto con la roca.
- Excavación de la media sección superior del

segundo cuerpo, a distancia de no menos de 8 m del colado del pilar central.

- Banqueo del segundo cuerpo.

Como en tramos anteriores, deberá llevarse un cuidadoso control de las deformaciones del túnel, principalmente de las convergencias de acuerdo con el plan de mediciones que se elabore. Los resultados de las mediciones servirán para definir, durante la construcción, los avances convenientes y la necesidad eventual de incrementar o reforzar los medios de estabilización (concreto lanzado). En figuras V.11 a V.15 se observa el proceso de excavación del tramo central.

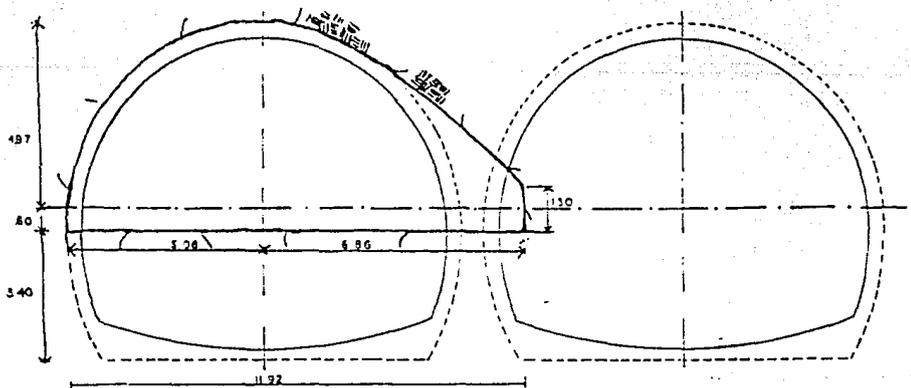


FIG. V.11 PRIMERA ETAPA DE EXCAVACION.

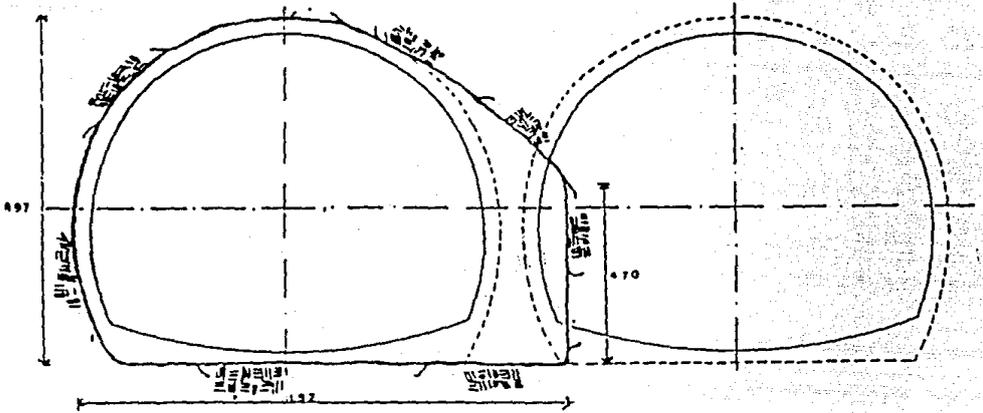


FIG. V.12 SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACION

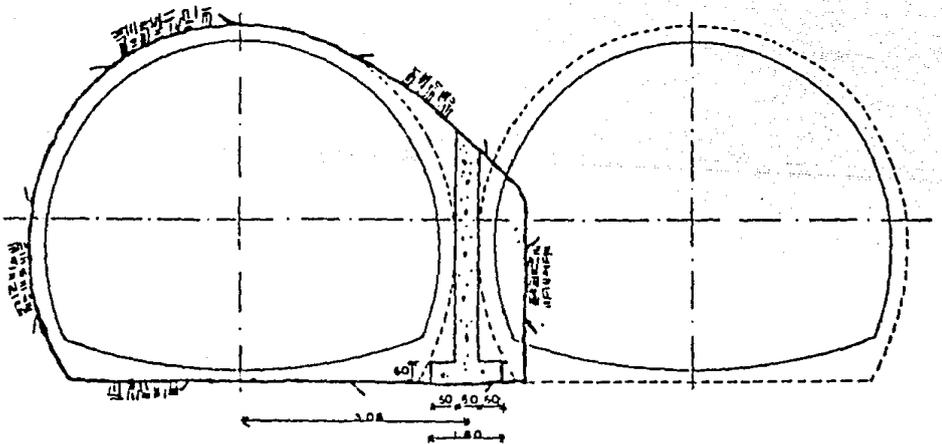


FIG. V.13 CONSTRUCCION DEL MURO CENTRAL

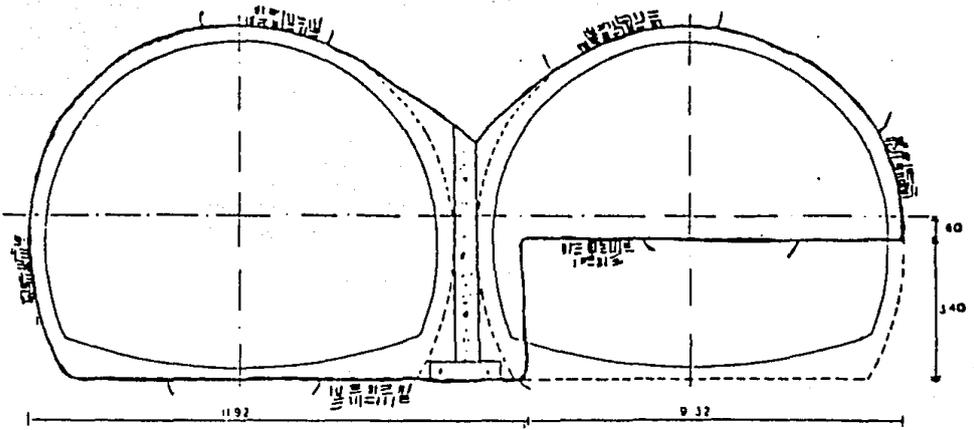


FIG. V.14 TERCERA ETAPA DE EXCAVACION

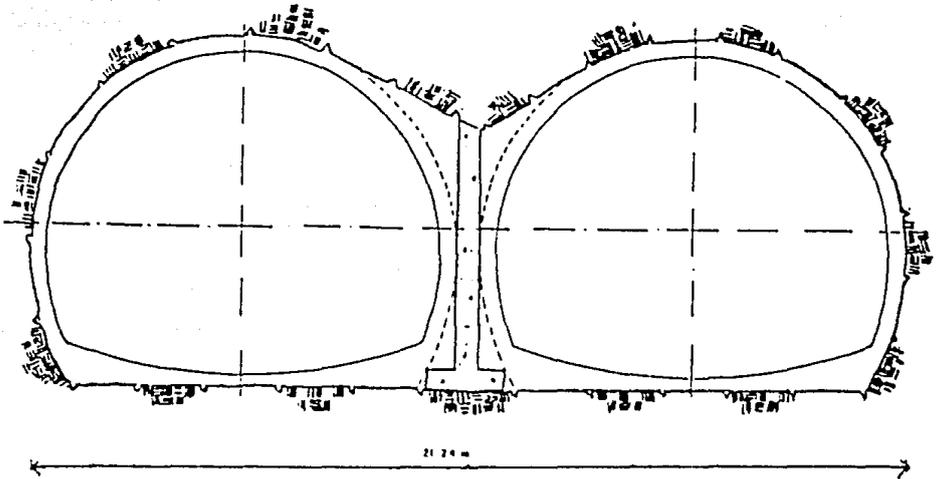


FIG. V.15 CUARTA ETAPA DE EXCAVACION

V.I.7. Revestimiento Definitivo

El revestimiento definitivo de los dos cuerpos será de concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ con agregado de $1 \frac{1}{2}$ " de 30cm de espesor, dando 5 cm de recubrimiento al armado de acero corrugado $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$ del número 4 ($1 \frac{1}{2}$ "), que estará distribuido en el sentido longitudinal a cada 40 cm y a cada 25 cm en el sentido transversal, en doble armado en la zona de emboquillado, aumentando su separación a cada 40 cm en el sentido transversal en las zonas de transición y tramo central. La cubeta (parte inferior del túnel en donde se colará el pavimento), tendrá la forma de arco y estará armada con varillas del número 4 ($1 \frac{1}{2}$ ") a cada 40 cm en el sentido longitudinal, a la misma distancia en el sentido transversal en el lecho inferior y a cada 25 cm en el lecho superior. En la zona de banqueta se colará el armado de una trabe de $30 \times 70 \text{ cm}$ que tendrá un revestimiento de 10 cm armada con 4 vs#4 y estribos de núm. 3 ($3/8$ ") a cada 30 cm, ver figura V.16.

En primer término se colará la cubeta que incluirá las banquetas laterales, que servirán de apoyo para la colocación de la cimbra deslizante para el colado monolítico del arco. La cimbra deslizante será una estructura metá

lica construída en campo con las características geométricas del túnel, de 9 m de longitud. Considerando las dimensiones del arco, éste se colará en tres etapas con objeto de no segregar el concreto, efectuando la primera a través de ventanas a una altura no mayor de 3.00m, la segunda a otros 3.00 m, para cerrar con la tercera etapa del colado en la clave del túnel aplicando el concreto a presión. El avance de estos colados será de 9.00 m. El orden en que cuelen los dos cuerpos del túnel, así como el desfaseamiento en los colados, es intrascendente, si previamente se ha alcanzado la estabilización de las excavaciones. Considerando el tiempo de habilitado de la cimbra deslizante y su costo, se construirá solamente un módulo de 9.00 m por lo que se procederá al revestimiento total de un cuerpo y después del otro.

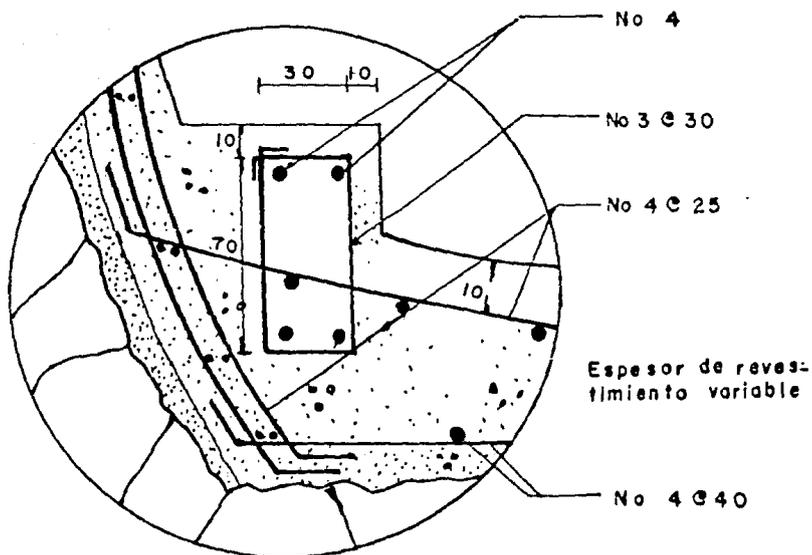
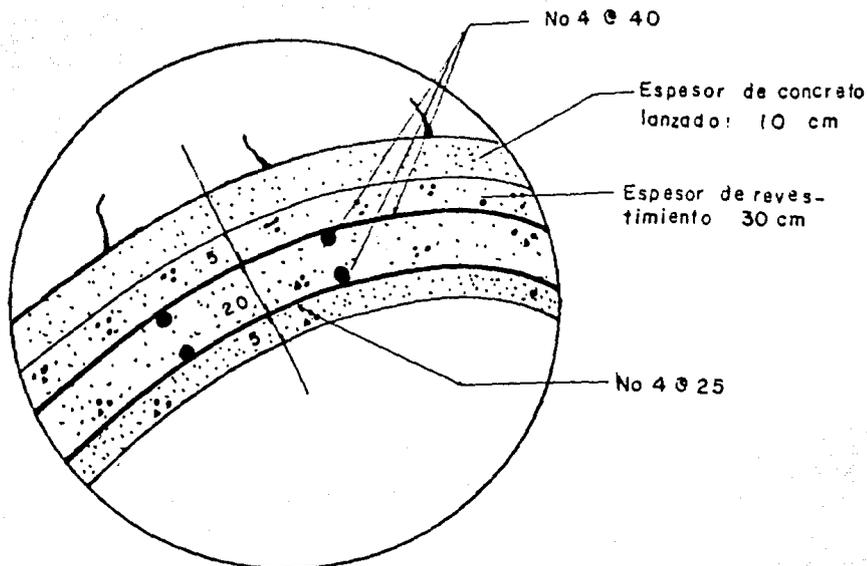


FIG. V.16 ARMADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO Y ARMADO DE BANQUETAS

V.I.8. Pavimento de Concreto

El pavimento de concreto tendrá un espesor de 20 cm y será de concreto simple con módulo de ruptura (MR) de 42 Kg/cm². Este pavimento se colará sobre un relleno de concreto pobre de $f'c=100$ Kg/cm² como se indica en la figura V.17. Como alternativa, será posible sustituir al arco de la cubeta por una losa armada de 40 cm de espesor, sobre la cual se colocaría una sub-base granular que recibiría el pavimento con las mismas características ya descritas.

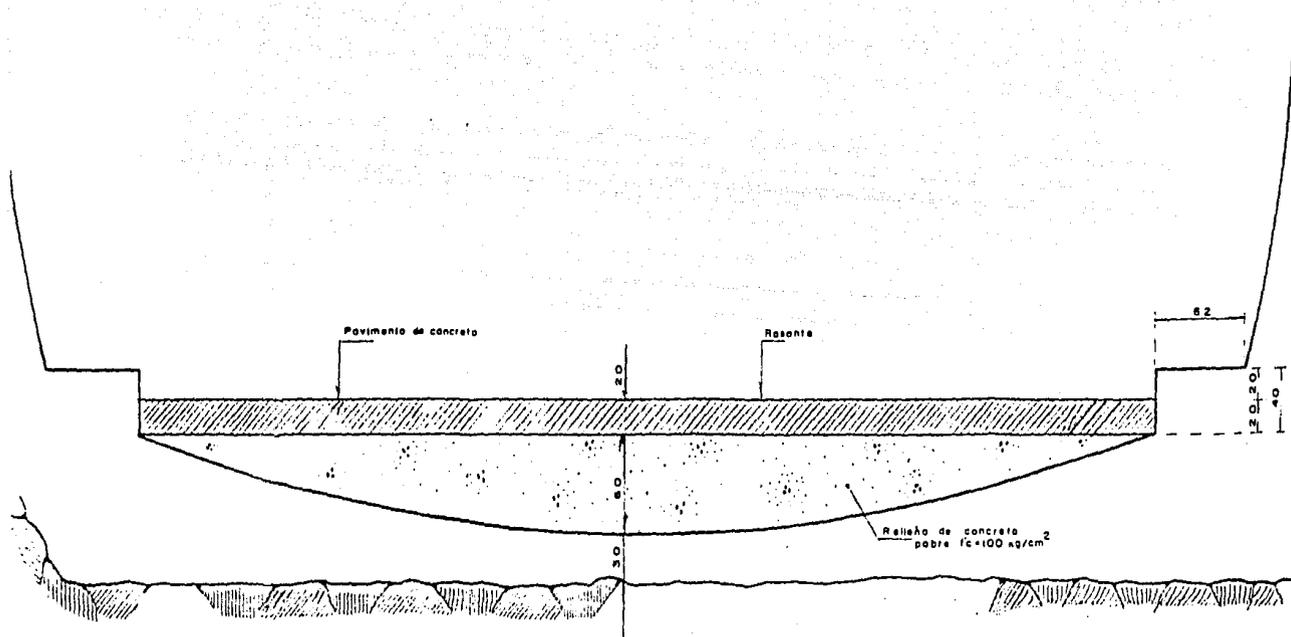


FIG.V.17 PAVIMENTO EN INTERIO

Lista de actividades

- A.- Preliminares.
- B.- Excavación taludes, Portal Chilpancingo.
- C.- Excavación taludes, Portal Acapulco.

Portal Chilpancingo, tramo de emportalamiento y emboquillado:

- D.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo I.
- E.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo II.

Portal Acapulco, tramo de emportalamiento y emboquillado:

- F.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo I.
- H.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo II.

Placa de Emportalamiento:

- J.- Armado, cimbrado y colado, Portal Chilpancingo.
- K.- Armado, cimbrado y colado, Portal Acapulco.

Muro Central, tramo emportalamiento y emboquillado:

- L.- Armado, cimbrado y colado, Portal Chilpancingo.
- M.- Armado, cimbrado y colado, Portal Acapulco.

Portal Chilpancingo, tramo de transición:

- N.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo I.
- P.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo II.
- R.- Armado, cimbrado y colado (Muro Central, Portal Chilpancingo, tramo de transición).

Portal Acapulco, tramo de transición:

- T.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo I.
- U.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo II.
- W.- Armado, cimbrado y colado (Muro Central Portal Acapulco, tramo de transición).

Tramo Central:

- X.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo I.
- Y.- Excavación, rezaga y revestimiento provisional cuerpo II.

Z.- Armado, cimbrado y colado muro central.

Cuerpo I:

AA.- Armado, cimbrado y colado de banquetta.

AB.- Armado, cimbrado y colado de cubeta.

AC.- Armado revestimiento definitivo.

AD.- Cimbrado revestimiento definitivo.

AE.- Colado revestimiento definitivo.

Cuerpo II:

AF.- Armado, cimbrado y colado de banquetta.

AH.- Armado, cimbrado y colado de cubeta.

AJ.- Armado de revestimiento definitivo.

AK.- Cimbrado de revestimiento definitivo.

AL.- Colado de revestimiento definitivo.

AM.- Relleno de concreto pobre para base de pavimento en cuerpo I.

AN.- Relleno de concreto pobre para base de pavimento en cuerpo II.

AP.- Pavimento de concreto hidráulico, cuerpo I.

AR.- Pavimento de concreto hidráulico, cuerpo II.

AT.- Señalamiento y alumbrado.

VI. PROGRAMA DE OBRA

Siendo el Método de la Ruta Crítica un poderoso auxiliar para la toma de decisiones y considerándose este Método aplicable a cualquier tipo de obras que se desee programar en un tiempo crítico y a un costo óptimo, hemos seleccionado éste para la elaboración del programa de obra de la construcción del túnel.

VI.1. METODO DE LA RUTA CRITICA (MRC)

El Método de la Ruta Crítica es la técnica más utilizada en la actualidad en la planeación y administración de todo tipo de proyectos de Ingeniería Civil. Básicamente es la representación esquemática de un proyecto, es un diagrama o red donde se describe la secuencia de los componentes del mismo, así como el análisis y manejo de la red para la determinación del mejor programa de obra.

El Método se adapta a la Industria de la Construcción de una manera más precisa y útil, que la simple gráfica de barras convencional, utilizada como base de las planeaciones y control de procesos constructivos. Más aún, nos permite la evaluación y comparación rápida de distintos

programas de trabajo, valorando los métodos de construcción y diferentes tipos de equipo. Una vez concluido el mejor plan elaborado de esta forma, el diagrama de la Ruta Crítica indica en forma clara y objetiva las actividades que controlan la ejecución fluida de los trabajos. Finalmente, durante la construcción, el diagrama provee al ingeniero de una información precisa de los efectos de cada variación o retraso en el plan adoptado, permitiéndole realizar los cambios pertinentes en los trabajos que así lo requieran.

El Método de la Ruta Crítica tiene su origen entre los años de 1956 y 1958, cuando fué aplicado en dos problemas que se presentaron en forma simultánea, aunque diferentes, sobre la planeación y control de proyectos en Estados Unidos, y motivado porque el método de Gantt, o de Diagramas de Barras, presentaba serias deficiencias para enfrentar el desarrollo industrial y ante la complejidad de los nuevos proyectos y la necesidad de un control más efectivo.

Es así como el Ing. Morgan R. Walker de la compañía E.I. Dupont de Nemours y el investigador James K. Kelly Jr. de la compañía Remington Rand Univac, desarrollaron el CPM

(Critical Path Method), que para nosotros es el Método de la Ruta Crítica (MRC).

La primera en utilizar el método fue la compañía Dupont en la construcción de una planta química, dando tan buen resultado, que desde entonces la continua utilizando en todos sus proyectos constructivos. En Estados Unidos se ha diversificado su uso a proyectos tan variados como: industriales, militares, comerciales, etc.

En nuestro país se ha utilizado a partir de 1961, obteniéndose igualmente excelentes resultados y su uso actual es obligado en toda ejecución de Obra Pública.

Para poder aplicar este Método a la planeación de un proyecto constructivo, es necesario conocer todas y cada una de las operaciones, así como la secuencia de la ejecución de cada una de ellas. A continuación se relacionan las bases para la aplicación del Método.

- 1) Manejo de la planeación y la programación separadamente.
- 2) Definir en la planeación dos componentes:
 - Actividades que la componen.
 - Secuencia de su ejecución.

- 3) Integración de un programa a través del diagrama de flechas.
- 4) Estimar la duración de cada una de las actividades.
- 5) Presentar datos para el análisis de la relación costo-tiempo de una actividad dada.
- 6) Presentar datos para establecer la necesidad de recursos en cada período del proyecto.

Es conveniente mencionar que el Método de la Ruta Crítica por si solo no funciona eficientemente, por lo que tiene que ser complementado primeramente con una matriz de precedencias y al final, para concluir, por el Método de Gantt o Diagrama de Barras.

VI.1.1 El diagrama de flechas o modelo

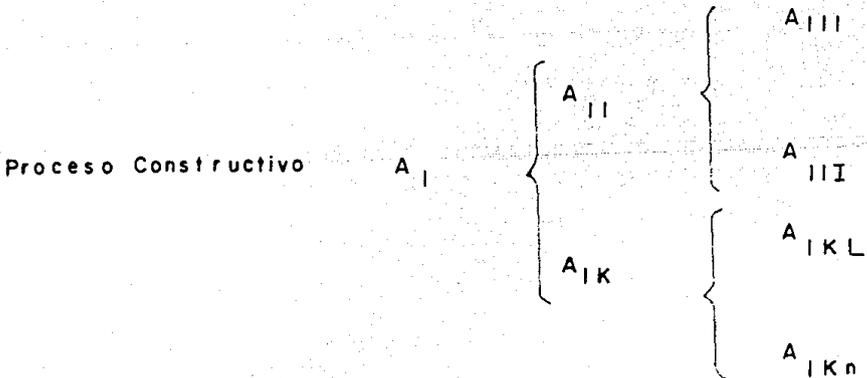
Un diagrama de flechas es la representación de un programa o plan para un proyecto determinado, en que se muestra la secuencia correcta así como las interrelaciones de actividades y eventos para alcanzar los objetivos finales.

Lo primero que se tiene que hacer para proceder a la elaboración del diagrama de flechas, es el listado de acti

vidades.

Con el fin de no omitir actividad alguna y hacer más práctico el listado procederemos a anotar las actividades primarias o de primer orden, que son en sí un proceso.

A continuación se van anotando las actividades de segundo orden o secundarias, así sucesivamente, teniendo que las actividades de mayor orden, vendrán a ser las actividades básicas o elementales.



Una vez elaborado el listado de actividades habría de analizarse el orden de ejecución de las mismas.

Para este efecto es necesario contar con personal experimentado, que tenga conocimiento de los alcances y limitaciones, tanto del proceso constructivo como de la empresa, ya que de esto se determina el orden a seguir.

La tabla de secuencias no es sino una ayuda ágil para establecer la secuencia de actividades, y se elabora anotando tanto en renglones como en columnas el nombre de las actividades, teniendo que si existen "n" actividades, tendremos "n" columnas y "n" renglones, siguiendo las 2 reglas que se enuncian.

- 1.) Se analiza la actividad correspondiente a cada uno de los renglones y se determina que actividad o actividades pueden hacerse inmediatamente después de determinar la primera. Para lo que habrá que señalarse con una "X" en la(s) intersección(es) con la(s) actividad(es) que pueda(n) ejecutarse inmediata(s) a las del renglón correspondiente.

2) Se analiza la actividad de cada una de las columnas y se determina que actividad(es) de de(n) realizarse inmediatamente antes de poder empezar la actividad en cuestión. Para lo que habrá que recorrer la columna, examinando los renglones y marcando con una "X" en la(s) intersección(es) de la(s) actividad(es) que deberá(n) estar concluída(s) para arrancar la de la columna analizada.

Cabe mencionar que en algunos casos es más fácil iniciar con el análisis de las columnas, y en otras con el de renglones. Así mismo deberán revisarse por los dos caminos para verificar secuencias y no caer en falsas dependencias.

ACTIVIDAD INMEDIATA PRECEDENTE → ACTIVIDAD INMEDIATA SIGUIENTE ↓	A	B	C	D
A		X		
B			X	
C				X
D			X	

Para asignar una duración a cada actividad, será necesario conocer los volúmenes de obra a ejecutar; con este dato, el rendimiento de una cuadrilla y el número de cuadrillas que se planea utilizar, se obtendrá el tiempo de duración de cada actividad.

$$\text{duración} = \frac{\text{volumen de obra a ejecutar}}{\text{rendimiento cuadrilla por número de cuadrillas.}}$$

VI.1.2 Construcción y cálculo de la red de actividades

1) Elaboración del diagrama de flechas.

Definiciones:

Gráfica: Conjunto de dos o más puntos (nodos) unidos entre sí por una o más líneas (ramas).

En nuestro caso: a los nodos se les representará con círculos y se designarán con números enteros, las ramas que los unan quedarán designadas por las letras de los nodos entre los que se encuentre, y se les llamarán actividades, existiendo,

actividades reales (que consumen tiempo en su ejecución) y actividades ficticias (que no consumen tiempo ya que solo nos sirven para relacionar gráficamente otras actividades).

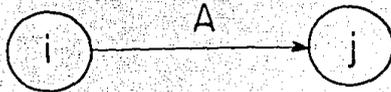
Red: Es una gráfica cuyas ramas son concebidas como ductos en los que puede correr un flujo.

Haciendo uso de los conceptos anteriores, podemos representar gráficamente el plan para un proceso constructivo, al que llamaremos gráfica o diagrama de flechas.

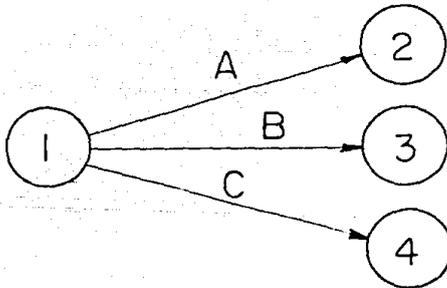
Para representar en la gráfica o diagrama de flechas las actividades y secuencias de un proceso, debemos conocer las siguientes representaciones.

a) Representación direccional de una actividad. La actividad la representaremos con una flecha de longitud y dirección arbitraria que estará delimitada por los dos círculos numerados (nodos) tal que el círculo *i* puesto al inicio de la flecha será el evento de iniciación de la actividad.

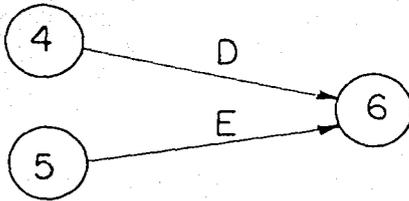
El sentido de la flecha definirá el evento que inicia y el que termina la actividad.



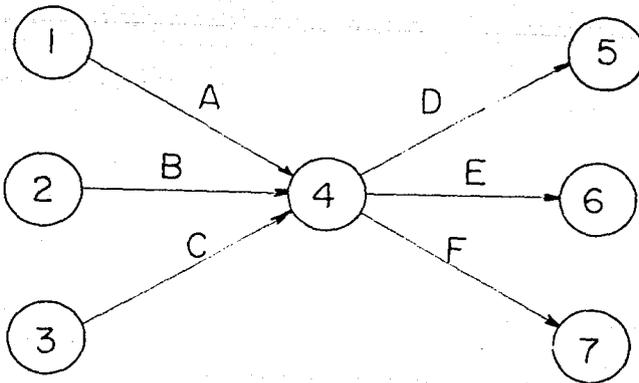
b) Representación de actividades que se pueden iniciar si multáneas. Estas actividades quedarán representadas como flechas que parten de un mismo nodo, es decir, tienen en común el evento de inicio.



c) Representación de actividades que pueden terminar si multáneas. Estas actividades quedarán representadas por flechas que tienen un mismo evento de terminación.



d) Representación de un conjunto de actividades que pueden iniciar inmediatamente después de terminar otro conjunto de actividades. Esto quedará representado como dos conjuntos de flechas que tienen un nodo común, para un conjunto este nodo será de terminación y para el segundo conjunto será de inicio.

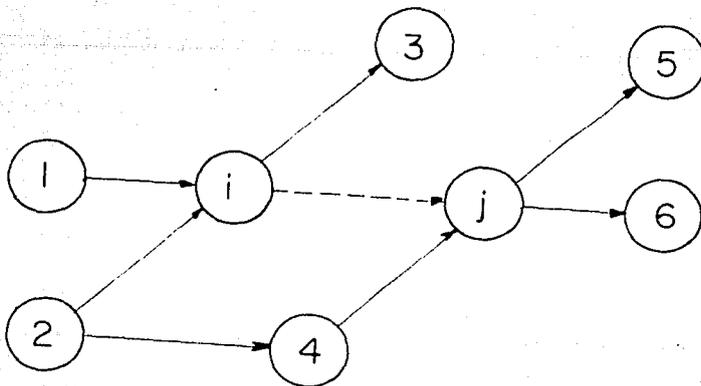


Cabe indicar que las actividades A, B y C necesariamente deben terminarse simultáneamente, las actividades D, E y F podrán iniciar hasta estar concluidas A, B y C, pero no necesariamente iniciarán simultáneas.

e) Representación de la condición de que el evento j, ocurra una vez que las actividades que tienen como evento de terminación i han sido concluidas.

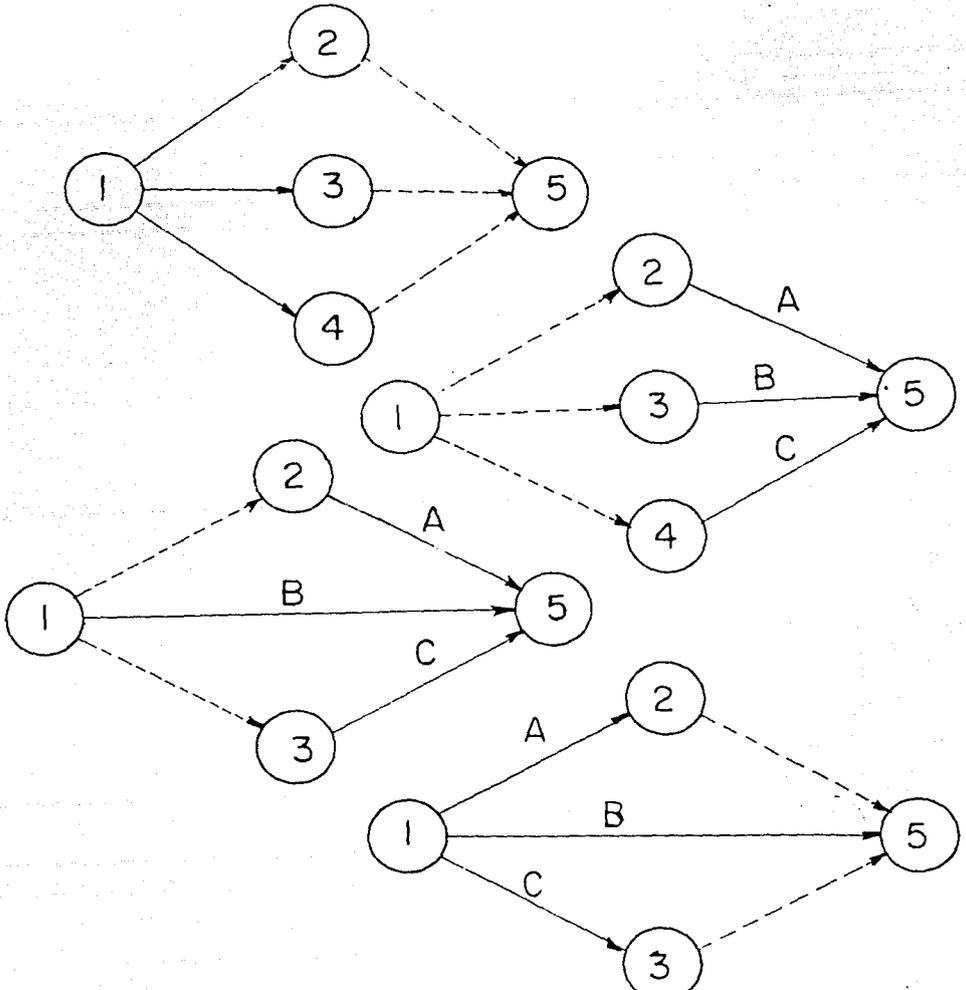
Esto queda representado con una flecha punteada que va del evento i al evento j.

A esta flecha se le denomina actividad "ficticia" y tiene una duración nula.

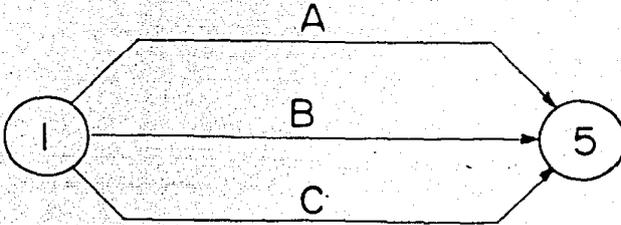


Las actividades j-5 y j-6 se podrán iniciar hasta concluir las i-i, 2-i y 4-j, sin existir dependencia de la actividad i-3.

f) Representación de actividades que pueden iniciarse si multáneamente y también terminar simultáneamente.



Una representación errónea sería.



Para la construcción del diagrama de flechas o red de ac
tividades se deben seguir los siguientes pasos:

- 1) Se traza una flecha por cada actividad, ano
tando sobre la misma su nombre o clave corres
pondiente.
- 2) En la tabla de secuencias se lee el renglón
que corresponde a la actividad trazada en el
inciso 1), ubicando las actividades de las
columnas marcadas con X que serán las activi
dades que pueden seguir a la ya trazada.
- 3) Se lee en la columna de la actividad trazada,
encontrando las actividades de los renglones,
que preceden inmediatamente a la actividad ana
lizada (marcadas con una X).

- 4) Se utilizan las representaciones ya explicadas, para trazar las flechas que nos representen a las actividades precedentes y siguientes a la ya trazada.
- 5) Se comprueban las secuencias según incisos 2) y 3) hasta quedar correcta esa parte gráfica y se continúa su construcción.
- 6) Se enumeran los nodos de la gráfica. Es indispensable el número que corresponda al evento inicial sea menor que al de el evento terminal.

Para el inciso 6) cabe mencionar que también se anotará bajo la flecha la duración estimada de la actividad.

Para calcular lo que propiamente llamaremos red. Hemos de definir una serie de conceptos como lo son las flechas de inicio y terminación de cada actividad.

I_p = Fecha de inicio más próxima o temprana de cada actividad.

I_r = Fecha de inicio más remota o más tardía de cada actividad.

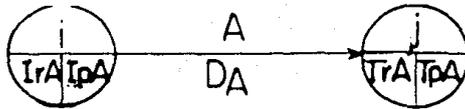
Si a estas fechas le sumamos la duración de cada activi

dad tendremos como resultado las:

T_p = Fecha de terminación más próxima.

T_r = Fecha de terminación más remota.

Respectivamente, a efecto de tener esta información en la red se usa la siguiente anotación:



Para construir la red se hacen las siguientes recomendaciones:

- Dibujar la red con las restricciones establecidas en la tabla de secuencias.
- Checar que no existan dependencias innecesarias.
- Eliminar todas las actividades ficticias que resulten no necesarias.
- Hacer la numeración de los eventos en tal forma que las actividades se puedan expresar por el valor absoluto del número inicial y el final, siendo este último siempre mayor que el

primero.

Para calcular la iniciación próxima de cada actividad se considera que el inicio o el evento uno es el arranque de la red, de tal forma que si tenemos la actividad 1-2 y esta tiene una duración de dos unidades, la actividad que se puede iniciar inmediatamente a la 1-2 tendrá como $I_p = 2$ así sucesivamente.

Para el cálculo de la terminación remota, el proceso es inverso puesto que una vez que le dimos las duraciones a todas las actividades y que calculamos sus I_p 's, podemos ver que el evento final tiene un I_p que equivale al tiempo de duración total de la red, conviene aquí aclarar que al efectuar el procedimiento de cálculo de las I_p 's en el caso de que a un evento llegué más de una actividad, el I_p que se anotará en dicho evento será el que tenga mayor valor.

Para el caso de la T_r , el cálculo se hará al inverso, pues se parte del evento final y se va descontando la duración de cada actividad y, en el caso de que un evento salga más de una actividad la T_r que se anote será la de menor valor.

Como complemento para una correcta lectura de la red, tenemos que TrA es al mismo tiempo la IrB , siendo B la actividad que sucede a A ; igualmente TpA es el mismo tiempo IpB .

Definición de holguras:

Las actividades que no forman parte de la Ruta Crítica tienen como características poder retrasar cierto tiempo su terminación sin afectar la terminación del proceso constructivo total, a ese tiempo se le conoce como holgura total de la actividad y se le puede calcular de la siguiente forma.

$$HT = Tr - Ip - D$$

De donde:

HT = Holgura Total

Tr = Terminación remota

Ip = Iniciación próxima

D = Duración

Por otra parte la holgura libre es el tiempo que una actividad puede retrasarse sin modificar las fechas de inicio de las actividades que le suceden, y se representa

con la ecuación.

$$H_L = T_p - I_p - D$$

Donde:

H_L = Holgura Libre

T_p = Terminación próxima

I_p = Iniciación próxima

D = Duración

Como ya se dijo las actividades críticas no tienen holgura y por lo tanto hay que ponerles atención especial ya que retrasándose éstas se retrasa la construcción total.

VI.1.3 Compresión de redes

La compresión de redes es el proceso para acortar el tiempo de duración de un proyecto determinado por el Método de la Ruta Crítica. Cabe recalcar que este Método solo es aplicable a proyectos planeados y programados por el MRC, ya que se basa en su teoría para acortar el o los cambios críticos.

El costo directo es función directa del tiempo de duración de un proyecto, por lo que cuando la duración de un

proyecto se acorta el costo aumenta, si la parte del costo asociada a los recursos aumenta más de lo que disminuye la asociada con el tiempo.

Si la duración del proyecto aumenta, también puede ocurrir que el costo aumente, si la parte del costo asociada con el tiempo crece más de lo que disminuye la parte asociada a los recursos. También cuando el control del proyecto es deficiente pueden aumentarse los costos por efecto de recursos que no se utilizan adecuadamente.

Cuando la actividad ha tenido una duración igual a la programada se dice que tuvo una duración normal, en cambio cuando la duración se acorta hasta su duración limite, se dice que esa actividad tiene una duración de premura.

La duración de premura se obtiene de igual manera que la duración normal, o sea, volumen/rendimiento, pero con la utilización de un mayor número de recursos que aumentan la producción de la obra, el rendimiento de cada máquina y el del personal disminuye, por lo que aumenta el costo en una forma no proporcional.

El gasto que nos cuesta reducir una actividad por cada unidad de tiempo, una vez conocidas las duraciones y costos normales y de premura, se determina con la siguiente ecuación.

$$\text{Costo por unidad de tiempo acortada} = \frac{\text{costo de premura} - \text{costo normal}}{\text{duración normal} - \text{duración de premura}}$$

Procedimiento para la compresión

Las compresiones se harán directamente en la red o díagrama, y si queremos acortar nuestro proyecto en un día o más lo haremos directamente en la Ruta Crítica y dentro de esta escogeremos la actividad de menor costo por día acortado.

Para reducir la duración total del proceso constructivo se escogen actividades de la Ruta Crítica debido a que no tienen holgura y cualquier reducción de tiempo en alguna de esas actividades se refleja en la duración total del proyecto.

Hay que tener cuidado que al comprimir una actividad no

vaya a desaparecer la Ruta Crítica original, y a la vez recordar que en el proceso de compresión pueden producirse una o más Rutas Críticas alternas.

Si queremos acortar más tiempo el proyecto y ya tenemos la Ruta Crítica original y otra más formada por la última compresión, la siguiente reducción deberá hacerse simultáneamente y por el mismo número de días en actividades de ambas Rutas Críticas.

Una actividad no se puede acortar más allá de su duración límite o de premura.

Al comprimir una actividad, el nuevo costo del proyecto se determina:

$$\text{Costo}_n = \text{costo}_{n-1} + (\text{costo/día}_n) (\text{No. días acortados})$$

Cuando se desea realizar un proceso constructivo en el menor tiempo posible, es común efectuar todas las actividades del proceso en el menor tiempo posible, es decir, en condiciones límites. Esta manera de proceder conduce a un incremento innecesario del costo del proceso; pues como se ha visto deben acelerarse las actividades que pro

ducen acortamientos de tiempo. Hay actividades que no es útil acortar pero que de hacerlo incrementan el costo.

En base a lo anterior podemos decir lo siguiente:

- a) La duración mínima de un proceso constructivo, resulta cuando todas las actividades en la o en Rutas Críticas, tienen duraciones de premura.
- b) Existe una infinidad de combinaciones de las duraciones de las actividades en un proceso, para las cuales la duración de éste es mínima.
- c) El costo máximo de ejecución de un proceso, cuando la duración de éste es la mínima resulta de efectuar todas las actividades en condiciones límite de premura.
- d) Las duraciones posibles de proceso se encuentran entre la duración mínima y la duración normal.

Ventajas del Método de la Ruta Crítica

Un diagrama de flechas o red correctamente elaborado, en el que se incluye la Ruta Crítica, en esencia es un mode

lo matemático lógico del proyecto, basado en el tiempo óptimo para cada elemento de trabajo, y obteniendo el uso más económico de los recursos disponibles. Debe ser ajustado a los problemas individuales de cada proyecto de obra en particular, y tan detallado como se quiera para adaptarlo a los pronósticos y azares. Así mismo durante la ejecución del proyecto permite una revisión sistemática de las situaciones que en cada momento vayan surgiendo, así como facilitar la revaluación de futuras dudas y medidas de mejora iniciadas para aquellas operaciones que requieran corrección o aceleración.

El uso del MRC permite la planeación más económica, y en forma tal que todas las operaciones sean terminadas en las fechas deseadas. Finalmente, proporciona el medio para estimar los efectos de todas las variaciones sobre el tiempo de terminación y sobre el costo de los trabajos.

En la actualidad el tiempo y costo de cada cambio en el plan óptimo original pueden ser rápidamente determinados en cualquier etapa de la construcción.

VI.2 ASIGNACION DE TIEMPOS Y RECURSOS

En este subcapítulo asignaremos los tiempos y recursos necesarios para la ejecución de la obra, dividiéndose para su análisis en tres tramos a saber: emboquillado, emportalamiento, transición y central, para cada cuerpo.

Como primer paso se cuantificaron los distintos volúmenes que componen la obra y los resultados se presentan en la tabla VI.2.1.

En base a la selección de equipo realizada en el capítulo IV, se presenta la siguiente lista de maquinaria.

LISTA DE MAQUINARIA

- M₁ Motoconformadora - CAT. 120 - G
- M₂ Tractor CAT. D - 7
- M₃ Jumbo T (dos pistolas)
- M₄ Cargador sobre neumático CAT 988-B (7 yd³)
- M₅ Camión CAT. 769 - C (35 ton)
- M₆ Lanzadora de concreto (Reintet P. 3)
- M₇ Compresora (inyección lechada) Gardner Denver Mod 175 Pc.
- M₈ Cimbra deslizante (Estructura Acero)
- M₉ Vibradores Coler de 4 H.P.

- M₁₀ Camión de 6 m³ de volteo
- M₁₁ Retroexcavadora CAT 215 con Martillo Hidráulico del Tipo Kent Mod.
- M₁₂ Retroexcavadora CAT 215 con Cucharón de 1 yd³
- M₁₃ Pintarayas

A continuación se asignan los recursos humanos necesarios para la ejecución de los trabajos mencionados en la tabla VI.2.1, enlistándolos en cuadrillas para su referencia posterior.

CUADRILLA:

G-1 Cuadrilla de instalación	15 albañiles
de campamento, oficinas,	5 carpinteros
talleres, etc.	2 herreros
	2 electricistas
	3 plomeros
	1 mecánico
	28 peones

G-2	Cuadrilla de topografía.	1 topografo
		1 trazador
		1 nivelador
		1 seccionador
		2 cadeneros
		2 peones
G-3	Cuadrilla Armado de Ace ro.	1 fierrero
		1 peón
G-4	Cuadrilla de cimbra.	1 carpintero
		1 peón
G-5	Cuadrilla de vaciado de concreto premezclado.	1 albañil
		4 peones
G-6	Cuadrilla de albañilería y colocación de malla.	1 albañil
		3 peones
G-7	Cuadrilla de vaciado de concreto en cubeta.	2 albañiles
		5 peones
G-8	Cuadrilla de vaciado de concreto en pavimento.	4 albañiles
		6 peones

G-9 Cuadrilla de colocación de anclas.	1 albañil 2 peones
G-10 Cuadrilla de amacice de bóveda.	1 albañil 2 peones
G-11 Cuadrilla de cimbra deslizante.	2 oficiales 2 ayudantes
G-12 Cuadrilla de alumbrado y señalamiento.	4 electricistas 4 ayudantes 1 sobrestante 4 peones

A partir de los volúmenes de la tabla VI.2.1, se asignaron recursos unitarios para cada actividad, obteniéndose tiempo de ejecución unitarios.

En las tablas VI.2.2 a la VI.2.21 se muestran los resultados.

TABLA VI-2-2 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA DESMONTE,
DESPALME Y EXCAVACION EN TALUDES

	Vol. Des- monte y Despalme m ²	Rendimiento en desmonte y Despalme m ² /Jornal	Tiempo de Desmonte y Despalme Jornal	Volumen Despalme m ³	Rendimiento en Despalme m ³ /Jornal	Tiempo de Despalme Jornal	Vol de exc. en Taludes m ³	Rendimiento de exc en Taludes m ³ /Jornal	Tiempo de excavación en Taludes Jornal	Tiempo de actividad
CHILPANCINGO Km 39+415.0	4300	2500	1.72	1470	600	2.45	7350	400	18.38	22.55
PORTAL ACAPULCO Km 39+094	4300	2500	1.72	1070	600	1.78	5120	400	12.80	16.30

TABLA VI-2-3 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA EXCAVACION Y REZAGA
EN TRAMOS DE EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO

TRAMO EMPORTALAMIENTO		8 m	Area Seccion m ²	Longitud de Avance m	Volumen de Avance m ³	Rendimiento Excavacion m ³ /hr	Tiempo de Excavacion hr	Vol Suelo F.A. = 1.3 m ³	Rendimiento Rezaga m ³ /hr	Tiempo de Rezaga hr	
TRAMO EMBOQUILLADO		12 m									
LONGITUD TOTAL			20m								
CUERPO I	MSS	SECCION 1	17.6	1	17.6	62.5	0.28	22.68	36.55	0.63	
		2	7.4	1	7.4	62.5	0.12	9.62	36.55	0.26	
		3	11.0	1	11.0	62.5	0.17	14.30	36.55	0.39	
		4	17.6	2	35.2	62.5	0.56	45.76	36.55	1.25	
	MSI	5 BANQUEO	43.2	2	86.4	62.5	1.38	112.32	36.55	3.07	
CUERPO II	MSS	6	17.8	1	17.8	62.5	0.28	23.14	36.55	0.63	
		7	15.1	1	15.1	62.5	0.24	19.63	36.55	0.54	
		8	22.9	2	45.8	62.5	0.41	33.54	36.55	0.92	
	MSI	9 BANQUEO	34.2	2	68.4	62.5	1.09	88.92	36.55	2.43	

TABLA VI 2-4 TIEMPO DE CICLO DE ACTIVIDAD,
TRAZO, EXCAVACION Y REZAGA

TRAMO EMPORTALAMIENTO 8 m. TRAMO FEMBOQUILLADO 12 m. LONGITUD TOTAL 20m.			Trazo hr	Excavacion hr	Rezaja hr	Tpo. Ciclo hr
CUERPO I	MSS	SECCION 1	0.20	0.28	0.63	1.11
		2	0.20	0.12	0.26	0.58
		3	0.20	0.17	0.19	0.76
		4	0.20	0.56	1.25	2.01
	MSI	5 BANQUEO	0.20	1.38	3.07	4.65
CUERPO II	MSS	6	0.20	0.28	0.63	1.11
		7	0.20	0.24	0.54	0.98
		8	0.20	0.41	0.92	1.53
	MSI	9 BANQUEO	0.20	1.09	2.43	3.72

TABLA VI-2-5 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA EXCAVACION Y REZAGA
EN TRAMOS DE TRANSICION

TRAMO TRANSICION LONGITUD TOTAL 20 m.		Area Seccion m ²	Número de barrenos	Cuete m	Longitud Barrena- cion m	Volumen Excavado m ³	Rendimiento Barrena- cion m ³ /hr	Tiempo de Barrena- cion hr	Rendimiento Rezaga m ³ /hr	Tiempo de Rezaga hr	
CUERPO I	SECCION 1	17.9	27	3	94.5	53.7	60	1.57	174.61	0.30	
	MSI	2	18.4	27	3	94.5	55.2	60	1.57	174.61	0.31
		3	17.3	27	2	62.1	34.6	60	1.03	174.61	0.19
		4	43.2	51	4	229.5	172.8	60	3.02	174.61	0.98
	MSS BANQUEO	5	45.8	51	3	178.5	137.4	60	2.97	174.61	0.78
		MSI	6	34.2	43	4	193.5	136.8	60	3.22	174.61

TABLA VI-2-6 TIEMPO DE CICLO DE ACTIVIDAD, EXCAVACION
Y REZAGA EN TRAMO TRANSICION

TRAMO TRANSICION LONGITUD TOTAL 20 m			Trazo	Barrenacion	Carga	Voladura	Ventilacion	Amocice	Rezaga	Tpo Ciclo
			hr	hr	hr	hr	hr	hr	hr	hr
CPOI CUERPO I	MSS	SECCION 1	0.40	1.57	0.30	0.25	0.30	0.40	0.30	3.52
		2	0.40	1.57	0.30	0.25	0.30	0.40	0.31	3.53
		3	0.40	1.03	0.30	0.25	0.30	0.40	0.19	2.87
	MSI	BANQUEO 4	0.40	3.82	0.40	0.25	0.40	0.50	0.98	6.75
		5	0.40	2.97	0.40	0.25	0.40	0.50	0.78	5.70
		BANQUEO 6	0.40	3.22	0.40	0.25	0.40	0.50	0.78	5.95

TABLA VI-2-7 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA EXCAVACION
Y REZAGA EN TRAMO CENTRAL

TRAMO CENTRAL LONGITUD 240 m.			Area Seccion m ²	Número de Barrenos	Cuete m	Longitud de Barrenacion m	Volumen Excavado m ³	Rendimiento Barrenacion m ³ /hr	Tiempo de Barrenacion hr	Rendimiento Rezaga m ³ /hr	Tiempo de Rezaga hr
CPOI	MSS	SECCION 1	53.6	59	4	265.5	214.4	60	4.42	174.61	1.22
	MSI	2	43.2	45	4	202.5	172.8	60	3.37	174.61	0.98
CPOI	MSS	3	45.8	46	4	207.0	183.2	60	3.45	174.61	1.04
	MSI	4	34.2	41	4	184.5	136.8	60	3.07	174.61	0.78

TABLA VI-2.8 TIEMPO DE CICLO DE ACTIVIDAD, EXCAVACION
Y REZAGA EN TRAMO CENTRAL

TRAMO CENTRAL LONGITUD 240 m.			Trazo hr	Barrenacion hr	Carga hr	Voladura hr	Ventilacion hr	Amacice hr	Rezaga hr	Tpo. Ciclo hr
CUERPO I	MSS	SECCION 1	0.40	4.42	0.40	0.25	0.40	0.50	1.22	7.59
	MSI	2	0.40	3.37	0.40	0.25	0.40	0.50	0.98	6.30
	MSS	3	0.40	3.45	0.40	0.25	0.40	0.50	1.04	6.44
	MSI	4	0.40	3.07	0.40	0.25	0.40	0.50	0.78	5.80

TABLA VI-2.9 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCACION DE ANCLAS
EN TRAMOS DE EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO

TRAMO EMPORTALAMIENTO 8 m TRAMO EMBOQUILLADO 12 m. LONGITUD TOTAL 20 m.			Número de Anclas de 4.0 m	Número de Anclas de 3.50 m	Longitud de Barrenación m	Rendimiento Barrenación m/hr	Tiempo de Barrenación hr	Rendimiento Colocación m/hr	Tiempo de Colocación hr	Tiempo de Actividad hr
CUERPO I	MSS	SECCION 1	4	3	16.0	120	0.13	8	1.00	1.13
		2	7.5		120	0.06	8	0.52		
		3	8.0		120	0.06	8	0.50		
		4	12.0		120	0.10	8	0.85		
	MSI	5 BANQUEO	4	16.0	120	0.13	8	1.00	1.13	
CUERPO II	MSS	6	3	12.0	120	0.10	8	0.75	0.85	
		7	5	20.0	120	0.16	8	1.25	1.41	
		8	1	4.0	120	0.03	8	0.25	0.28	
	MSI	9 BANQUEO	2	8.0	120	0.06	8	0.50	0.56	

TABLA VI-2-10 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCACION DE ANCLAS EN TRAMO DE TRANSICION

TRAMO TRANSICION		Número de	Número de	Longitud	Rendimiento	Tiempo de	Rendimiento	Tiempo de	Tiempo de
LONGITUD TOTAL		Ancla de	Ancla de	Barrenacion	Barrenacion	Barrenacion	Colocacion	Colocacion	Actividad
20 m		5.0 m	4.0 m	m	m/hr	hr	m/hr	hr	hr
CPO I	MSS	SECCION 1	4	16	60	0.26	8	1.00	1.26
		2	3	12	60	0.20	8	0.75	0.95
		3	3	12	60	0.20	8	0.75	0.95
	MSI	BANQUEO 4	4	16	60	0.33	8	1.00	1.33
		5							
		BANQUEO 6							

TABLA VI-2-11 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCACION DE ANCLAS EN TRAMO CENTRAL

TRAMO CENTRAL		Número de	Longitud de	Rendimiento	Tiempo de	Rendimiento	Tiempo de	Tiempo de
LONGITUD 240 m		Anclas de	Barrenacion	Barrenacion	Barrenacion	Colocacion	Colocacion	Actividad
		5.0 m.	m	m/hr	hr	m	hr	hr
CPO I	MSS	2	10	60	0.17	8	0.62	0.79
	MSI							
CPO II	MSS	2	10	60	0.17	8	0.62	0.79
	MSI							

TABLA VI-2-12 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCION DE REVESTIMIENTO PROVISIONAL EN TRAMO DE EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO

TRAMO EMPORTALAMIENTO 8 m			Malla	Malla	Revestimiento	Rendimiento	Tiempo de	Rendimiento	Tiempo de	Tiempo de
TRAMO EMBOQUILLADO 12 m			6-6-10-10	8-8-4-4	f _c =200kg/cm ²	Colocacion Malla	Colocacion Malla	Concreto Lanzado	Concreto Lanzado	Actividad
LONGITUD TOTAL 20m			m ²	m ²	m ³	m ² /hr	hr	m ³ /hr	hr	Jornal
CUERPO I	MSS	SECCION 1	13.6	8.8	3.36	40	0.56	2.0	1.68	2.24
		2	8.3	2.5	1.62	40	0.27	2.0	0.81	1.08
		3	8.1	3.0	1.66	40	0.27	2.0	0.83	1.10
		4	3.7	3.7	1.11	40	0.18	2.0	0.55	0.73
	MSI	5	8.0	4.0	1.73	40	0.30	2.0	0.86	1.16
	MSS	6	10.9	5.7	2.48	40	0.41	2.0	1.24	1.65
		7	12.5	7.0	2.92	40	0.48	2.0	1.46	1.94
		8	2.5	2.5	0.75	40	0.12	2.0	0.37	0.49
		MSI	9	4.0	4.0	0.60	40	0.20	2.0	0.30

TABLA VI-2-13 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCACION DEL REVESTIMIENTO PROVISIONAL EN TRAMO DE TRANSICION

TRAMO TRANSICION			Malla	Revestimiento	Rendimiento	Tiempo de	Rendimiento	Tiempo de	Tiempo de	TIEMPO TOTAL
LONGITUD TOTAL 20 m.			6-6-10-10	f _c =200kg/cm ²	Colocacion Malla	Colocacion Malla	Concreto Lanzado	Concreto Lanzado	Actividad	LANZADO CONCRETO
			m ²	m ³	m ² /hr	hr	m ³ /hr	hr	hr	
CUERPO I	MSS	SECCION 1	40.5	4.05	40	1.01	20	2.02	3.03	x 20/3 = 13.46
		2	42.9	4.29	40	1.07	20	2.14	3.21	x 20/3 = 14.26
		3	8.0	0.80	40	0.20	20	0.40	0.60	x 20/2 = 4.00
		4	29.6	2.96	40	0.74	20	1.48	2.22	x 20/4 = 7.4
	MSI	BANQUEO 5	48.0	4.08	40	1.20	20	2.40	3.60	x 20/3 = 16.00
	MSS	6	16.0	1.60	40	0.40	20	0.80	1.20	x 20/4 = 4.00

TABLA VI-2-14 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA COLOCACION DE REVESTIMIENTO PROVISIONAL EN TRAMO CENTRAL

TRAMO CENTRAL LONGITUD 240 m			Revestimiento f _c =200 kg/cm ² m ³	Rendimiento Concreto Lanzado m ³ /hr	Tiempo de Concreto Lanzado hr	Tiempo de Actividad hr
CPQII/CPQI	MSS	SECCION 1	7.6	2.0	3.80	3.80
	MSI	2	1.6	2.0	0.80	0.80
	MSS	3	6.4	2.0	3.20	3.20
	MSI	4	1.6	2.0	0.80	0.80

TABLA VI-2-15 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION DE PLACAS DE EMPORTALAMIENTO

PLACAS	Acero en Placas kg	Rendimiento de Armado kg/Jornal	Tiempo de Armado en Placas Jornal	Cimbra con Placas m ²	Rendimiento en Cimbra de Placas m ² /Jornal	Tiempo de Cimbra en Placas Jornal	Concreto en Placas m ³	Rendimiento de Concreto en Placas m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto en Placas Jornal
PORTAL CHILPANCINGO Km. 39+45.0	2291	210	10.9	219.3	7.60	28.85	27.44	2.20	1.24
PORTAL ACAPULCO Km 39+094	2291	210	10.9	219.3	7.60	28.85	27.44	2.20	1.24

TABLA VI-2-16 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION
DE LA CIMENTACION DE PLACAS DE EMPORTAMIENTO

ZAPATAS	Acero en Zapatas kg	Rendimiento de Armado kg/Jornal	Tiempo de Armado en Zapatas Jornal	Cimbra en Zapatas m ²	Rendimiento de Cimbra en Zapatas m ² /Jornal	Tiempo de Cimbra en Zapatas Jornal	Concreto en Zapatas m ³	Rendimiento de Concreto en Zapatas m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto en Zapatas Jornal
PORTAL CHILPANCIÑO Km 39+415.0	553.5	220	2.51	2420	9.1	2.65	6.87	26.0	0.26
PORTAL ACAPULCO Km. 39+094	553.5	220	2.51	2420	9.1	2.65	6.87	26.0	0.26

TABLA VI-2-17 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION
DEL MURO CENTRAL

MURO CENTRAL		Acero en Muro kg	Rendimiento de Armado kg/Jornal	Tiempo de Armado en Muro Jornal	Cimbra en Muro m ²	Rendimiento de Cimbra en Muro m ² /Jornal	Tiempo de Cimbra en Muro Jornal	Concreto en Muro m ³	Rendimiento de Concreto en Muro m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto en Muro Jornal
EMPORTAMIENTO	CH	1356	210	6.45	221.6	7.60	29.15	39.0	22	1.77
EMBOQUILLADO	CH	1937	210	9.22	332.4	7.60	43.73	58.4	22	2.65
TRANSICION	CH	3251	210	15.48	554.0	7.60	72.89	97.4	22	4.42
TRAMO CENTRAL		36068	210	171.75	3324.0	7.60	437.36	1174.0	22	53.36
TRANSICION	A	3251	210	15.48	554.0	7.60	72.89	97.4	22	4.42
EMBOQUILLADO	A	1937	210	9.22	332.4	7.60	43.73	58.4	22	2.65
EMPORTAMIENTO	A	1356	210	6.45	221.6	7.60	29.15	39.0	22	1.77

TABLA VI-2-18 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

	Pavimento de Concreto m ³	Rendimiento de Pavimento de Concreto m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto en Pavimento Jornal	Concreto Pobre m ³	Rendimiento de Concreto Pobre m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto Pobre Jornal
CUERPO I	449.4	35	12.84	1669.2	60	27.82
CUERPO II	449.4	35	12.84	1669.2	60	27.82

TABLA VI-2-19 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION DE CUBETA

	Acer o en cubeta kg	Rendimiento de Armado kg/Jornal	Tiempo de Armado Jornal	Cimbra en cubeta m ²	Rendimiento de cimbro m ² /Jornal	Tiempo de Cimbro Jornal	Concreto en cubeta m ³	Rendimiento de concreto m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto Jornal
CUERPO I	34668	220	157.6	27.3	9.1	3.0	1252	50	25.04
CUERPO II	34668	220	157.6	27.3	9.1	3.0	1252	50	25.04

TABLA VI-2-20 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA
CONSTRUCCION DE BANQUETAS

	Acero en Banqueta Kg	Rendimiento de Armado kg/Jornal	Tiempo de Armado Jornal	Cimbra en Banqueta m ²	Rendimiento de cimbra m ² /Jornal	Tiempo de Cimbra Jornal	Concreto en Banqueta m ³	Rendimiento de concreto m ³ /Jornal	Tiempo de Concreto Jornal
CUERPO I	5778.2	220	26.26	256.8	9.1	28.21	159.1	50	3.18
CUERPO II	5778.2	220	26.26	256.8	9.1	28.21	159.1	50	3.18

TABLA VI-2-21 ASIGNACION DE TIEMPOS PARA LA CONSTRUCCION
DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

	Acero en Revestimiento Definitivo Kg	Rendimiento de Armado Kg/Jornal	Tiempo de Armado Jornal	Cimbra en Revest. Definitivo M ²	Rendimiento de Cimbra M ² /Jornal	Tiempo de Cimbra Jornal	Concreto en Reves t. Definitivo M ³	Rendimiento de Concreto M ³ /Jornal	Tiempo de Concreto Jornal
CUERPO I	93250.5	210	444.05	7158	201	35.60	2728.5	76	35.90
CUERPO II	93250.5	210	444.05	7158	201	35.60	2728.5	76	35.90

A continuación se resume y se comenta lo obtenido en las tablas, actividad por actividad. Y se asignan los Recursos Necesarios para ejecutar la obra en un máximo de 300 días.

A.- Actividades Preliminares.

Se supone un tiempo de 12 días como suficiente para llevar a cabo instalaciones que componen esta actividad.

B.- Excavación Taludes Portal Chilpancingo.

El tiempo total de esta actividad se obtuvo de sumar en la tabla VI.2.2 el tiempo de desmonte y deshierbe más el tiempo de despalme más el tiempo de excavación, dando como resultado 22.50 días si utilizamos un solo tractor D7 en la realización de esta actividad. Asignando 2 tractores D7 reduciremos el tiempo a 11.25 días.

C.- Excavación Taludes Portal Acapulco.

De la misma manera que la actividad anterior, se obtiene un tiempo de 16.30 días, empleando un solo tractor D7. Asignamos un solo tractor para esta actividad.

D.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional Cuerpo I Portal Chilpancingo, tramo emportalamiento y emboquillado.

En la tabla VI.2.3 podemos observar que las secciones 1, 2 y 3 de la M.S.S. del cuerpo I, tienen longitudes de avance de 1 m, por lo que multiplicaremos por 2 su tiempo de trazo, excavación y rezaga, que aparece en la última columna de la tabla VI.2.4. Con esto uniformizaremos su longitud de avance, con las de la sección 4 de la misma M.S.S. y la sección 5 correspondiente al banqueo, que son 2 m.

Obtenemos un tiempo de 11.56 horas para un avance de 2 m como la longitud total del tramo en cuestión es de 20 m multiplicamos por 10 para obtener el tiempo que ocupa esta actividad.

$$\begin{array}{r} 11.56 \times 10 = 115.60 \text{ horas} \quad 8 \text{ horas por día} \\ \hline 115.60 \\ 8 \quad \quad \quad = 14.45 \text{ días} \end{array}$$

De la tabla VI.2.9 obtenemos el tiempo de colocación de anclas para un avance de 2, que multiplicado por 10 nos da:

$$4.19 \times 10 = 41.90 \text{ horas}$$

$$\frac{41.90}{8} = 5.23 \text{ días}$$

De la tabla VI.2.12 obtenemos 1.58 horas como tiempo para colocar la malla en un avance de 1 m dentro del cuerpo I, siempre y cuando se ejecute con una sola cuadrilla G-6, por lo que si utilizamos dos de estas cuadrillas, el mismo tiempo será el necesario para avanzar 2 m.

$$\frac{1.58}{8} \times 10 = 1.97 \text{ días.}$$

De esta última tabla obtendremos el tiempo para el lanzamiento del concreto en un avance de un metro, así que multiplicaremos por dos y obtendremos 9.46 hrs.

$$9.46 \times 10 = 94.60 \text{ hrs}$$

$$\frac{94.60}{8} = 11.82 \text{ días}$$

Asignamos dos lanzadoras y se reduce el tiempo a 5.91 días.

Resumiendo tenemos para la actividad D:

Trazo, excavación y rezaga	14.45 días
Colocación de anclas	5.23 días
Colocación de malla	1.97 días
Concreto lanzado	<u>5.91 días</u>
	27.56 días

Para la ejecución de esta actividad se emplearán los si guientes recursos:

Equipo

2	Camiones de 6 m ³
1	Retroexcavadora con martillo Kent
1	Retroexcavadora con cucharón de 1 yd ³
2	Lanzadoras de concreto
1	Jumbo T de dos pistolas

Mano de Obra

2	Cuadrillas colocación malla
1	Cuadrilla colocación ancla
1	Cuadrilla de trazo y nivelación

E.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional del cuerpo II Portal Chilpancingo, tramo emportalamiento y emboquillado.

En la tabla VI.2.3 observamos que las secciones 6 y 7 de la M.S.S. tienen avances de un metro, uniformizamos a un avance de dos metros multiplicando sus tiempos que aparecen en la última columna de la tabla VI.2.4 por 2, y sumamos los tiempos de las secciones 8 y 9.

Obtenemos 9.43 horas para un avance de dos metros.

$$9.43 \times 10 = 94.30 \text{ horas}$$

$$\frac{94.30}{8} = 11.78 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.9 para el cuerpo II, tenemos un tiempo total del ciclo para un avance de dos metros, al sumar las cantidades de la última columna, que resulta ser igual a 3.10 horas en la colocación de anclas.

$$3.10 \times 10 = 31.00 \text{ horas}$$

$$\frac{31.00}{8} = 3.87 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.12 para el cuerpo II, tenemos un tiempo total de ciclo para colocación de malla con avance de 1 metro igual a 1.21 horas utilizando una sola cuadrilla, si duplicamos las cuadrillas se tendrá un avance de 2 metros con el mismo tiempo.

$$1.21 \times 10 = 12.10 \text{ horas}$$

$$\frac{12.10}{8} = 1.51 \text{ días}$$

8

En la tabla VI.2.12 también para el cuerpo II, tenemos que el ciclo de lanzado de concreto, toma un tiempo de 3.37 hrs para avance de un metro, por lo cual lo multiplicamos por 2,

$$6.74 \times 10 = 67.40 \text{ horas}$$

$$\frac{67.40}{8} = 8.43 \text{ días}$$

8

Asignamos dos lanzadoras y se reduce el tiempo a 4.21 días.

Resumiendo tenemos para la actividad E:

Trazo, Excavación y rezaga	11.78 días
Colocación de anclas	3.87 días
Colocación de malla	1.51 días
Concreto lanzado	<u>4.21 días</u>
	21.37 días

Asignando los mismos recursos que para la actividad anterior.

F.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional, cuerpo I, Portal Acapulco, tramo emportalamiento y emboquillado.

El tiempo de esta actividad así como los recursos requeridos son los mismos que para la actividad D.

H.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional, cuerpo II, Portal Acapulco, tramo emportalamiento y emboquillado.

El tiempo de esta actividad así como los recursos requeridos son los mismos que para la actividad E.

J.- Armado, Cimbrado y Colado de Placa de emportalamien

to, Portal Chilpancingo.

De las tablas VI.2.15 y VI.2.16 tenemos que el tiempo unitario para armado de zapata y placa es igual a 13.41 días.

Utilizando cuatro cuadrillas tendremos:

$$\frac{13.41}{4} = 3.35 \text{ días}$$

De la misma manera el tiempo unitario para cimbrado, tanto de zapata como de placa es de:

31.50 días

Utilizando 3 cuadrillas tendremos:

$$\frac{31.50}{3} = 3.93$$

Para el colado tenemos como tiempo unitario:

1.50 días

Utilizando 2 cuadrillas tenemos:

$$\frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ días}$$

Tiempo total de la actividad = 8.03 días

K.- Armado, Cimbrado y Colado de Placa de emportalamien
to en el Portal Acapulco.

El mismo tiempo y recursos que la actividad J.

L.- Armado, Cimbrado y Colado, Muro Central, Portal Chil
pancingo, tramo de emportalamiento y emboquillado.

De la tabla VI.2.17 obtenemos un tiempo unitario pa
ra el armado, cimbrado y colado.

	Tiempo Unitario	No. Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	15.67	4	3.91
Cimbrado	72.88	8	9.11
Colado	4.42	2	<u>2.46</u>
			15.48 días

M.- Armado, Cimbrado y Colado, Muro Central, Portal Aca
pulco, tramo de emportalamiento y emboquillado.

Mismo tiempo y recursos que la actividad anterior.

N.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional, cuerpo I, Portal Chilpancingo tramo de transición.

En la tabla VI.2.5 tenemos tiempos de ciclo para distintos avances, la sección 1 y 2 con 3 metros.

La sección 3 con 2 metros y la sección 4 con 4 metros. En la tabla VI.2.6 tenemos tiempos que contemplan las actividades complementarias de la excavación y el tiempo total de cada ciclo.

A partir de lo anterior se obtienen tiempos totales de la actividad para cada sección.

Sección 1: 3.52 hrs. para 3 metros

$$3.52 \times \frac{20}{3} = 23.46 \text{ horas}$$

$$\frac{23.46}{8} = 2.93 \text{ días}$$

Sección 2: 3.53 hrs. para 3 metros

$$3.53 \times \frac{20}{3} = 23.53 \text{ horas}$$

$$\frac{23.53}{8} = 2.94 \text{ días}$$

Sección 3: 2.87 hrs. para 2 metros

$$2.87 \times \frac{20}{2} = 28.70 \text{ horas}$$

$$\frac{28.70}{8} = 3.58 \text{ días}$$

Sección 4: 6.75 hrs. para 4 metros

$$6.75 \times \frac{20}{4} = 33.75 \text{ horas}$$

$$\frac{33.75}{8} = 4.21 \text{ días}$$

Tiempo Completo = 13.66 días.

En la tabla VI.2.10 se tiene el tiempo total para un ciclo con avance de 2 metros, en colocación de anclas.

$$\text{Tiempo} = 3.16 \text{ horas}$$

$$3.16 \times 10 = 31.60 \text{ horas}$$

$$\frac{31.60}{8} = 3.95 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.13 tenemos el tiempo de colocación de malla utilizando una sola cuadrilla para un avance de 3 metros, mismo que es: 3.02 horas

Utilizando dos cuadrillas:

$$\frac{3.02}{2} = 1.51 \text{ horas}$$

$$1.51 \times \frac{20}{3} = 10.06 \text{ horas}$$

$$\frac{10.06}{8} = 1.25 \text{ días}$$

En la misma tabla obtenemos el tiempo total para lanzado de concreto para el tramo de transición, mismo que se observa en la última columna de la tabla.

$$\frac{39.12 \text{ horas}}{8} = 4.89 \text{ días}$$

Asignamos dos lanzadoras para reducir el tiempo a 2.45 días.

Resumiendo tenemos:

Ciclo completo, Excavación y Rezaga	13.66 días
Colocación de malla	1.25 días
Lanzado de concreto	2.45 días
Colocación de anclas	<u>3.95 días</u>
	21.31 días

Para la ejecución de esta actividad se emplean los siguientes recursos:

Equipo:

- 1 Jumbo T
- 1 Cargador sobre neumáticos
- 5 Camiones CAT 769-C de 35 ton.
- 2 Lanzadoras de concreto

Mano de Obra

- 2 Cuadrillas colocación de malla
- 1 Cuadrilla colocación de anclas
- 1 Cuadrilla de amacice de techos
- 1 Cuadrilla de trazo y nivelación

P.-Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional Cuerpo II Portal Chilpancingo tramo de transición.

De la tabla VI.2.5 observamos que tenemos dos distintos avances, uno de 3 metros y otro de 4 metros para las secciones 5 y 6, respectivamente.

Con los tiempos de ciclo para cada sección de la tabla VI.2.6, convirtiendo tenemos:

Sección 5:

$$5.70 \times \frac{20}{3} = 38 \text{ horas}$$

$$\frac{38}{8} = 4.75 \text{ días}$$

Sección 6:

$$5.95 \times \frac{20}{4} = 29.75 \text{ horas}$$

$$\frac{29.75}{8} = 3.71 \text{ días}$$

Tiempo Completo = 8.46 días

Para la colocación de anclas, utilizamos la tabla VI.2.10 para un avance de 2 m.

$$1.33 \times 10 = 13.30 \text{ horas}$$

$$\frac{13.30}{8} = 1.66 \text{ días}$$

La colocación de malla con una cuadrilla emplea un tiempo de 1.60 horas, según la tabla VI.2.13

160 horas para un avance de 3 m

$$1.60 \times \frac{20}{3} = 10.66 \text{ horas}$$

$$\frac{10.66}{8} = 1.33 \text{ días}$$

Con dos cuadrillas será = 0.66 días

El tiempo de concreto lanzado según la tabla VI.2.13 es de: 20 horas.

$$\frac{20}{8} = 2.5 \text{ días}$$

Asignamos dos lanzadoras para reducir el tiempo a 1.25 días.

En resumen:

Ciclo completo excavación y rezaga	8.46 días
Colocación de anclas	1.57 días
Colocación de malla	0.66 días
Concreto lanzado	<u>1.25 días</u>
	11.94 días

Ocupando los mismos recursos que para la actividad N.

R.- Armado, Cimbrado y Colado Muro Central, Portal Chilpancingo, tramo de transición.

De la tabla VI.2.17 obtenemos un tiempo unitario para cada una de las componentes de esta actividad.

	Tiempo Unitario	No. de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	15.48	4	3.87
Cimbrado	72.89	8	9.11
Colado	4.42	2	<u>2.46</u>
			15.44 días

T.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional cuerpo I, Portal Acapulco, tramo de transición.

El tiempo y recursos que se emplean son los mismos de la actividad N.

U.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional cuerpo II, Portal Acapulco, tramo de transición.

El tiempo y recursos que se emplean son los mismos de la actividad P.

W.- Armado, Cimbrado y Colado Muro Central, Portal Acapulco, tramo transición.

El tiempo y recursos que se emplean son los mismos de la actividad R.

X.- Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional, cuerpo I, tramo central.

En las tablas VI.2.7 y VI.2.8 se tiene el tiempo del ciclo: trazo, barrenación, carga, voladura, ventilación, amacice y rezaga, para un avance de 4 m el cual es igual a:

13.89 horas

$$13.89 \times \frac{240}{4} = 833.40 \text{ horas}$$

$$\frac{833.40}{8} = 104.17 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.11 se tiene que para el cuerpo I se necesitarán 2 anclas a cada 3 m entonces el tiempo de la actividad será el referente a un avance de 3 m.

$$0.79 \times \frac{240}{3} = 63.20 \text{ horas}$$

$$\frac{63.20}{8} = 7.90 \text{ días}$$

Concreto lanzado, su tiempo aparece en la tabla VI.2.14 para un avance de 4 m de largo.

$$4.60 \times \frac{240}{4} = 276 \text{ horas}$$

$$\frac{276}{8} = 34.5 \text{ días}$$

Asignamos dos lanzadoras para reducir el tiempo a 17.25 días.

En resumen:

Excavación y rezaga	104.17 días
Colocación de anclas	7.90 días
Concreto lanzado	<u>17.25 días</u>
	129.32 días

Para lo que se necesitarán los siguientes recursos:

Equipo

- 1 Jumbo T
- 1 Cargador sobre neumáticos

- 5 Camiones CAT 769-C de 35 ton
- 2 Lanzadoras de concreto
- Mano de Obra
- 1 Cuadrilla de lanzado de concreto
- 1 Cuadrilla de amacice de techos
- 1 Cuadrilla de trazo y nivelación

Y:.-Excavación, Rezaga y Revestimiento Provisional, Cuerpo II, tramo central.

De las tablas VI.2.7 y VI.2.8 obtenemos el tiempo de el ciclo completo para un avance de 4 metros.

12.24 horas

$$12.24 \times \frac{240}{4} = 734.40 \text{ horas}$$

$$\frac{734.40}{8} = 91.80 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.11 se tiene el tiempo de colocación de anclas para un avance de 3 metros.

$$0.79 \times \frac{240}{3} = 63.20 \text{ horas}$$

$$\frac{63.20}{8} = 7.90 \text{ días}$$

En la tabla VI.2.14 tenemos el tiempo para lanzar el concreto en un avance de 4 metros.

$$4.00 \times \frac{240}{4} = 240 \text{ horas}$$

$$\frac{240}{8} = 30 \text{ días}$$

Asignamos dos lanzadoras para reducir el tiempo a 15 días.

En resumen:

Excavación y rezaga	91.80 días
Colocación anclas	7.90 días
Concreto lanzado	<u>15.00 días</u>
	114.70 días

Para lo que se necesitarán los recursos de la actividad

X.

Z.- Armado, Cimbrado y Colado de Muro Central, en el tramo central.

De la tabla VI.2.17 obtenemos los tiempos unitarios.

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	171.75	4	42.93
Cimbrado	437.36	8	54.67
Colado	53.36	2	<u>26.68</u>
			124.28 días

AA.-Armado, Cimbrado y Colado de banquetas, cuerpo I.

De la tabla VI.2.20 obtenemos los tiempos unitarios.

Excepto para el colado, ya que este se refiere al uso de dos cuadrillas, por lo tanto tendremos:

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	26.26	6	4.37
Cimbrado	28.21	7	4.03
Colado	3.13	2	<u>1.59</u>
			9.99 días

AB.-Armado, Cimbrado y Colado de cubeta, cuerpo I.

De la tabla VI.2.19, obtenemos los tiempos unitarios, excepto para el colado, el cual es para el uso de 2 cuadrillas, por lo tanto:

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	157.6	15	10.50
Cimbrado	3.0	3	1.00
Colado	25.04	8	<u>6.25</u>
			17.75 días

AC.-Armado Revestimiento Definitivo, cuerpo I.

De la tabla VI.2.21

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Armado	444.05	20	22.20 días

AD.-Cimbra Deslizante en Revestimiento, cuerpo I.

De la tabla VI.2.21 obtenemos el rendimiento para este concepto que está ligado al tamaño de la cimbra, cabe mencionar que es de 7.90 de largo.

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Cimbrado	35.60	1	35.60 días

AE.-Colado de Revestimiento Definitivo, cuerpo I.

En la tabla VI.2.21 aparece un rendimiento que no es el unitario, sino el obtenido con el uso de 4 cuadrillas.

Tiempo Propuesto	35.90 días
Cantidad de Cuadrillas	4

AF.-Armado, Cimbrado y Colado de banquetas en cuerpo II.

Los resultados son los mismos que los de la actividad AA.

AH.-Armado, Cimbrado y Colado de cubeta en cuerpo II.

Los resultados son los mismos que los de la actividad AB.

AJ.-Armado Revestimiento Definitivo, cuerpo II.

Los resultados son los mismos que los de la actividad AC.

AK.-Cimbra Deslizante en Revestimiento Definitivo cuerpo II.

Los resultados son los mismos que los de la actividad AD.

AL.-Colado Revestimiento Definitivo, cuerpo II.

Los resultados son los mismos que los de la actividad AE.

AM.-Relleno de Concreto Pobre para Base de Pavimento, cuerpo I.

De la tabla VI.2.18 obtenemos los tiempos unitarios de esta actividad.

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Concreto Pobre	27.82	4	5.95 días

AN.-Relleno de Concreto Pobre para Base de Pavimento, Los resultados de esta actividad son los mismos de la anterior.

AP.-Pavimento de Concreto Hidráulico, cuerpo I.

De la tabla VI.2.18, tenemos los tiempos unitarios.

	Tiempo Unitario	Cantidad de Cuadrillas	Tiempo Propuesto
Pavimento de Concreto	12.84	2	6.42 días

AR.-Pavimento de Concreto Hidráulico, cuerpo II.

Los resultados de esta actividad son los mismos de la anterior.

AS.-Señalamiento y Alumbrado.

Para esta actividad se considera un tiempo de 10 días como suficiente para su realización.

(1) Ei-Ef	ACTIVIDADES (2) CONCEPTO	UNIDAD (3)	VOLUMEN DE OBRA (4)	(5) RECURSOS		RENDI- MIENTOS (6)	UNIDADES DE TIEM- PO (7)	No. DE RECURSOS (8)	DURACION DEFINITI- VA (9)
				HUMA- NOS	EQUIPO				
0-1	ACTIVIDADES PRELIMI- NARES	LOTE	1	G1	M1	0.09	JORNAL	1	12
1-2	DESMONTE, DESPALME Y EXC. DE TALUDES	M2	4300		M2	2500	"	2	0.86
	EN PORTAL CHILPAN- CINGO.	M3	1470		M2	600	"	2	1.22
		M3	7350		M2	400	"	2	3.19
							SUMA:		11.27
1-3	DESMONTE, DESPALME Y EXCAVACION DE TA- LUDES EN PORTAL ACA- PULCO.	M2	4300		M2	2500	"	1	1.72
		M3	1070		M2	600	"	1	1.78
		M3	5120		M2	400	"	1	12.30
							SUMA:		16.30
2-4	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PRO- VISIONAL EN TRAMOS DE EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO POR- TAL (CHILPANCINGO) CUERPO I	M3	1936		M10 M11 M12	134	"	2 1 1	14.45
		M2	1266	G2			"	1	
		M3	189.9	G6		321.32	"	2	1.97
		M	595	M6		16	"	2	5.93
				M3		113.77	"	1	5.23
				G9				1	
							SUMA:		27.53
2-5	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE MURO CEN- TRAL, TRAMO DE EMPO- TALAMIENTO Y EMBOQU- ILLADO PORTAL CHILPA- CINGO.	Kg.	3293	G3		210.55	"	4	3.91
		M2	554	G4		7.60	"	3	3.11
		M3	27.4	G5		13.80	"	2	2.16
							SUMA:		15.43
3-10	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PROVI- SIONAL EN TRAMOS DE EMPORALAMIENTO Y EM- BOQUILLADO, PORTAL ACAPULCO. CUERPO I	M3	1936		M10 M11 M12	134	"	2 1 1	14.45
		M2	1266	G2			"	1	
		M3	139.90	G6		321.32	"	2	1.97
		M	595	M6		16	"	2	5.93
				M3		113.77	"	1	5.23
				G9				1	
							SUMA:		27.35

(1)	ACTIVIDADES	UNIDAD (3)	VOLUMEN DE OBRA (4)	(5) RECURSOS		RENTI- MIENTOS (6)	UNIDADE: DE TIEM- PO (7)	No. DE RECURSO: (8)	DURACION DEFINITI- VA (9)		
				HUMA- NOS	EQUIPO						
3-11	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL DE EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO PORTAL ACAPULCO.	K	3293	G3		210.55		4	3.91		
		M2	554	G4		7.60		3	3.11		
		M3	97.4	G5		19.30		2	2.46		
							SUMA:		15.48		
4-6	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL, TRAMO DE TRANSICION PORTAL CHILPANCINGO. CUERPO I	M3	1936		M3	141.73	JORNAL	1	13.66		
					M4			1			
					M5			5			
					G2			1			
					G10			1			
					G6		321.32	"	2	1.22	
		M2	784				"	2	2.45		
		M3	78.4		M6	16	"	2	3.52		
		M	400		M3	113.77	"	1	3.52		
					G9			1			
							SUMA:		20.85		
4-7	EXCAVACION, REZAGA, REVESTIMIENTO PROVISIONAL, TRAMO EMPORTALAMIENTO Y EMBOQUILLADO, PORTAL CHILPANCINGO. CUERPO II	M3	1600		M10	134	"	2	11.94		
					M11			1			
					M12			1			
					G2			1			
				M2	982		G6	321.32	"	2	1.53
				M3	135.3		M6	16	"	2	4.23
		M	440		M3	113.77	"	1	3.87		
					G9			1			
							SUMA:		21.57		
4-14	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE PLACA DE EMPORTALAMIENTO, PORTAL CHILPANCINGO	K	2844.5	G3		212.28	"	4	3.35		
		M2	243.5	G4		7.74	"	3	3.93		
		M3	97.4	G5		22.37	"	2	2.75		
							SUMA:		9.03		
5-9	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL TRAMO DE TRANSICION, PORTAL CHILPANCINGO.	K	3251	G3		210.55	"	4	3.86		
		M2	554	G4		7.60	"	3	3.11		
		M3	97.4	G5		19.30	"	2	2.46		
							SUMA:		15.43		
6-18	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO CENTRAL, CUERPO I	M3	3328.8		M3	223.95	"	1	104.17		
					M4			1			
					M5			5			
					G2			1			
					G10			1			
				M3	554.3		M6	16	"	2	17.32
		M	800		M3	101.25	"	1	7.90		
							SUMA:		129.33		

(1) Ei-Ef	ACTIVIDADES (2) C O N C E P T O	UNIDAD (3)	VOLUMEN DE OBRA (4)	(5) RECURSOS		RENDI- MIENTOS (6)	UNIDADES DE TIEM- PO (7)	NO. DE RECURSOS (8)	DURACION DEFINITI- VA (9)	
				HUMANOS	EQUIPO					
7-8	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PRO- VISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION POR- TAL CHILPANCINGO. CUERPO II	M3	1600		M3	139.12	"	1	5.46	
					M4			1		
					M5			5		
					G2			1		
					G10			1		
					G6		321.32	"	2	6.62
		M2	400				"	2	1.25	
		M3	40		M6	16	"	2	1.25	
		M	200		M3	113.77	"	1	1.76	
					G9			1		
								SUMA:	12.09	
8-17	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PRO- VISIONAL DE TRAMO CENTRAL. CUERPO II	M3	19280		M3	210.02	JORNAL	1	91.80	
					M4			1		
					M5			5		
					G2			1		
					G10			1		
				M3	482		M6	15	JORNAL	2
		M	800		M3	101.25	"	1	7.90	
					G9			1		
								SUMA:	114.76	
9-17	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE MURO CEN- TRAL, TRAMO CENTRAL	Kg	36068		G3	210.55	"	4	42.82	
		M2	3324		G4	7.60	"	8	54.67	
		M3	1174		G5	22.00	"	2	26.68	
									SUMA:	124.17
10-12	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PRO- VISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION POR- TAL ACAPULCO. CUER- PO I	M3	1936		M3	141.73	"	1	13.66	
					M4			1		
					M5			5		
					G2			1		
					G10			1		
				M2	784		G6	321.32	"	2
		M3	78.4		M6	15	"	2	2.45	
		M	400		M3	113.77	"	1	3.52	
					G3			1		
								SUMA:	20.35	
10-15	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PRO- VISIONAL TRAMO EM- PORTALAMIENTO Y EM- BOQUILLADO, PORTAL ACAPULCO, CUERPO II	M3	1600		M10	134	"	2	11.94	
					M11			1		
					M12			1		
					G2			1		
					G6		321.32	"	2	1.53
				M2	932		M6	15	"	2
		M3	135.3		M3	113.77	"	1	3.37	
		M	440		G9			1		
								SUMA:	21.57	

(1)	ACTIVIDADES	UNIDAD (3)	VOLUMEN DE OBRA (4)	(5) RECURSOS		RENTAL-BIENES (6)	UNIDADES DE TIEMPO (7)	No. DE RECURSOS (8)	DURACION DEFINITIVA (9)
				HUMANOS	EQUIPO				
11-15	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL, TRAMO DE TRANSICION, PORTAL ACAPULCO.	Kg M2 M3	3251 554 97.4	G3 G4 G5		210.55 7.60 19.80	" " "	4 3 2	3.36 9.11 2.46
								SUMA:	15.43
16-19	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE BANQUETAS CUERPO I	Kg M2 M3	5778.2 256.8 159.1	G3 G4 G5		220 9.1 50	" " "	6 7 2	4.37 4.03 1.59
								SUMA:	9.99
16-17	EXCAVACION, REZAGA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION PORTAL ACAPULCO. CUERPO II	M3 M2 M3 M	1600 40 40 200	 G2 G10 G6 M6 M3 G9	M3 M4 M5	189.12 321.32 16 113.77	" " " " JORNAL	1 1 1 2 2 1	3.46 0.62 1.25 1.76
								SUMA:	12.09
16-19	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE BANQUETA. CUERPO I	Kg M2 M3	5778.2 256.8 159.1	G3 G4 G7		220 9.1 50	JORNAL JORNAL JORNAL	6 7 2	4.37 4.03 1.59
								SUMA:	9.99
14-16	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE PLACA EMPORTALAMIENTO, PORTAL ACAPULCO.	Kg M2 M3	2844.5 243.5 34.31	G3 G4 G5		212.28 7.74 22.37	" " "	4 3 2	3.35 3.93 0.75
								SUMA:	9.03
16-13	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE CUBETA. CUERPO I	Kg M2 M3	34668 27.3 1252	G3 G4 G7		220 9.1 50	" " "	15 3 3	10.5 1.0 6.25
								SUMA:	17.75
17-20	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE CUBETA. CUERPO II	Kg M2 M3	34668 27.3 1252	G3 G4 G7		220 9.1 50	" " "	15 3 3	10.5 1.6 6.25
								SUMA:	17.75
17-21	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE BANQUETA. CUERPO II	Kg M2 M3	5778.2 256.8 159.1	G3 G4 G7		220 9.1 50	" " "	6 7 2	4.37 4.03 1.59
								SUMA:	9.99

(1) Ei-Ef	ACTIVIDADES (2) CONCEPTO	UNIDAD (3)	VOLUMEN DE OBRA (4)	(5) RECURSOS		RENDI- MIENTOS (6)	UNIDADES DE TIEM- PO (7)	No. DE RECURSOS (8)	DURACION DEFINITI- VA (9)
				HUMA- NOS	EQUIPO				
19-22	CIMBRA DESLIZANTE PA- RA REVESTIMIENTO DE FINITIVO. CUERPO I	M2	7158	G11	M8	201	JORNAL	1 1	35.6
19-23	ARMADO DE REVESTI- MIENTO DEFINITIVO. CUERPO I	Kg	93250.5	G3		210	"	20	22.2
19-24	COLADO DE REVESTI- MIENTO DEFINITIVO. CUERPO I	M3	2728.5	G5		19	"	4	35.9
21-25	CIMBRA DESLIZANTE PARA REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO I	M2	7158	G11	M8	201	"	1 1	35.6
21-26	ARMADO DE REVESTI- MIENTO DEFINITIVO CUERPO II	Kg	93250.5	G3		210	"	20	22.2
21-27	COLADO DE REVESTI- MIENTO DEFINITIVO. CUERPO II	M3	2728.5	G5		19	"	4	35.9
24-32	RELLENO DE CONCRETO POBRE PARA BASE DE PAVIMENTO CUERPO I	M3	1669.20	G7		60	"	4	6.95
24-23	PAVIMENTO DE CONCRE- TO HIDRAULICO. CUER- PO I	M3	449.4	G8		35	"	2	6.42
27-30	RELLENO DE CONCRETO POBRE PARA BASE DE PAVIMENTO CUERPO II	M3	1669.20	G7		60	"	4	6.95
27-32	PAVIMENTO DE CONCRE- TO HIDRAULICO. CUER- PO II	M3	449.4	G8		35	"	2	6.42
32-33	SEÑALAMIENTO Y ALUM- BRADO	LOTE	1	G12	M13	0.1	"	1 1	10

VI.3 RUTA CRITICA Y PROGRAMA DE OBRA

A partir de los cálculos efectuados en el inciso anterior y siguiendo los lineamientos planteados en la primera parte de este capítulo, a continuación se elaborará la Ruta Crítica.

Como primer paso, con el listado de actividades que se presentó en el capítulo V, se realizó la tabla de precedencias y dependencias (tabla VI.3.1).

Con esta tabla se elaboró el diagrama de flechas, misma que se representa en la fig. VI.3.1. En este diagrama aparecen los tiempos de duración de actividades, así como sus inicios próximos y remotos, calculando todo en base a los resultados del subcapítulo anterior.

Podemos observar que la Ruta Crítica, marcada con línea fuerte en el diagrama, se presenta en las siguientes actividades.

- Actividades preliminares.
- Excavación de taludes Portal Chilpancingo.
- Excavación, rezaga y revestimiento provisional, tramo

emportalamiento y emboquillado, Portal Chilpancingo, cuerpo I.

- Excavación, rezaga y revestimiento provisional, tramo de transición, Portal Chilpancingo, cuerpo I.
- Excavación, rezaga y revestimiento provisional, tramo central, cuerpo I.
- Excavación, rezaga y revestimiento provisional, tramo de transición, Portal Acapulco, cuerpo II.
- Armado, cimbrado y colado de banquetas, cuerpo II.
- Armado, cimbrado y colado de cubeta en cuerpo II.
- Cimbra deslizante para revestimiento definitivo, cuerpo II.
- Colado, revestimiento definitivo, cuerpo II.
- Relleno de concreto pobre para base de pavimento, cuerpo II.
- Pavimento de concreto hidráulico, cuerpo II.
- Señalamiento y alumbrado.

Al diseñar la Ruta Crítica se planteo tener dos frentes de ataque, uno ubicado en el Portal Chilpancingo y otro en el Portal Acapulco, atacándose simultáneos a partir de la excavación de taludes, estos dos frentes se duplican, para convertirse en cuatro, al atacarse en cada portal, los dos cuerpos del túnel. Llevando un

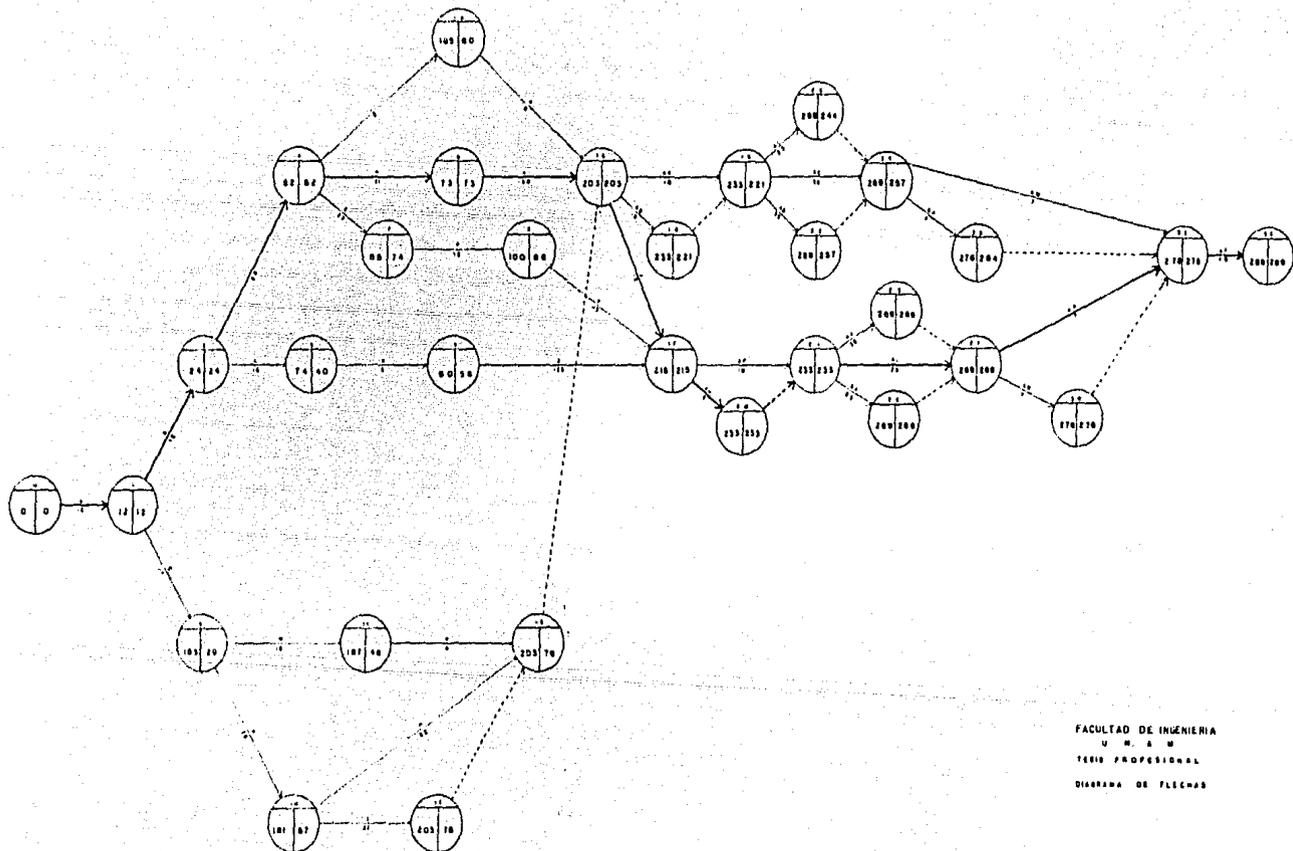
desfasamiento entre cuerpo y cuerpo en cada portal, es to por restricciones del proceso constructivo y en se gundo término para no utilizar más de dos conjuntos de equipo para excavación en roca, ni más de dos conjun tos de equipo para excavación en suelos.

También al atacar las actividades que componen la es tructura del túnel (acero, cimbra y concreto), se pen só en optimizar el uso de la mano de obra haciendo que no tenga cambios bruscos el número de personal en acti vo.

Por esto se redujo los frentes a dos nuevamente, uno por cada cuerpo avanzandose de Chilpancingo hacia Aca pulco.

Con la Ruta Crítica planteada en este capítulo, se lle gó a una duración total de 285 días.

Para cerrar este capítulo se presenta el Diagrama de Barras ó Programa de Obra.



FACULTAD DE INGENIERIA
 U. N. A. M.
 TESIS PROFESIONAL
 DIAGRAMA DE FLECHAS

FIGURA VI 3 1

ACTIVIDADES		DURACION	INICIOS		TERMINOS		HOLGURAS	
Nº	DESCRIPCION		PROBABLE	RECORRIDO	PROBABLE	RECORRIDO	TOTALES	LIBRES
0-1	ACTIVIDADES PRELIMINARES	12	0	0	12	12	---	---
1-2	DESARROLLO, DESMOLDE Y ELEVACION DE TALUZO EN PORTAL DEL PRINCIPAL	12	12	12	24	24	---	---
1-3	DESARROLLO, DESMOLDE Y ELEVACION DE TALUZO EN PORTAL DEL PRINCIPAL	17	12	136	29	153	124	---
2-4	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DE EMPALMADO PORTAL DEL PRINCIPAL	28	24	24	52	52	---	---
4-7	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DE EMPALMADO PORTAL DEL PRINCIPAL	22	52	66	74	88	14	---
3-10	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DE EMPALMADO PORTAL DEL PRINCIPAL	26	29	153	57	161	124	---
10-18	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DE EMPALMADO PORTAL DEL PRINCIPAL	22	57	161	79	203	124	---
4-16	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO DE EMPALMADO EN PORTAL DEL PRINCIPAL	8	52	167	60	195	135	---
16-16	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO DE EMPALMADO EN PORTAL DEL PRINCIPAL	8	60	195	68	203	135	135
2-9	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL, TRAMO DE TRANSICION Y EMPALMADO PORTAL DEL PRINCIPAL	16	24	56	40	74	34	---
3-11	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL DE EMPALMADO EN PORTAL DEL PRINCIPAL	16	29	171	43	187	142	---
4-8	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DEL PRINCIPAL	21	52	52	73	73	---	---
7-8	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DEL PRINCIPAL	12	74	88	86	100	14	---
8-9	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL, TRAMO DE TRANSICION, PORTAL DEL PRINCIPAL	16	40	74	56	90	34	---
10-12	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DEL PRINCIPAL	21	57	162	78	203	125	---
16-17	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO DE TRANSICION CENTRAL DEL PRINCIPAL	12	203	203	215	215	---	---
11-13	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO CENTRAL, TRAMO DE TRANSICION PORTAL DEL PRINCIPAL	16	45	187	61	203	142	18
8-16	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO CENTRAL DEL PRINCIPAL	130	73	73	203	203	---	---
8-17	ELEVACION, REJALA Y REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE TRAMO CENTRAL DEL PRINCIPAL	115	86	100	201	215	14	14
9-17	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE MURO TRAMO CENTRAL	125	56	90	181	215	34	34
16-19	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE BANQUETAS CUERPO I	10	203	223	213	233	20	8
16-18	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE CUBETA CUERPO I	18	203	215	221	233	12	---
18-23	ARMADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO I	23	221	246	244	269	25	---
18-22	CUBIERTA DEFINITIVA PARA REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO I	36	221	233	257	269	12	---
9-24	COLADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO I	36	221	233	257	269	12	---
17-21	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE BANQUETAS CUERPO II	10	215	223	225	233	8	9
17-20	ARMADO, CERRADO Y COLADO DE CUBETA CUERPO II	18	215	215	233	233	---	---
21-25	ARMADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO II	23	233	246	256	269	13	---
21-25	CUBIERTA DEFINITIVA PARA REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO II	36	233	233	259	269	---	---
21-27	COLADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO CUERPO II	36	233	233	269	269	---	---
24-28	RELLENO DE CONCRETO ACERE PARA BASE DE PAVIMENTO CUERPO I	7	257	269	264	276	12	12
27-30	RELLENO DE CONCRETO PARA BASE DE PAVIMENTO CUERPO I	7	269	269	276	276	---	---
28-29	PAVIMENTO DE CONCRETO ACEROLADO CUERPO I	7	227	269	264	276	12	---
27-32	PAVIMENTO DE CONCRETO ACEROLADO CUERPO II	7	269	269	276	276	---	---
12-33	SERVIANTO Y CALZADO	10	276	276	286	286	---	---

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

A partir del procedimiento constructivo expuesto en este trabajo y aplicando el Método de la Ruta Crítica, se de terminó que la duración total de la obra es de 286 días efectivos de trabajo.

Este método permitió detectar en forma independiente las actividades más importantes y nivelar recursos para eje cutar la obra de una manera racional, observándose que la excavación es el concepto más importante dentro del procedimiento constructivo ya que representa el 75% del tiempo total de la obra.

La cantidad de equipo asignada se determinó buscando la optimización del mismo y tratando de atacar el mayor número de frentes a la vez (dos, tramo central). Una limi tante para no atacar más de dos frentes simultáneamente, fue la existencia del muro central entre uno y otro túnel, obligando a un desfaseamiento entre ambos cuerpos du rante su construcción.

Es importante destacar que los trabajos de exploración di recta para verificar el tipo de terreno detectado en los

estudios geofísicos fueron limitados (tres sondeos) de tal suerte que cualquier cambio importante en los mate
riales encontrados durante el proceso de excavación aca
rrará cambios en el procedimiento constructivo e incidi
rá directamente en el costo y el tiempo de realización de la obra.

Debido a que la realización del presente trabajo se efectuó paralelamente al desarrollo del proyecto, se optó por una de las alternativas que inicialmente se ha
bían contemplado, consistiendo ésta en la construcción de dos túneles paralelos separados por un muro central de concreto armado. Cabe indicar que el proyecto defini
tivo consiste en la construcción de dos túneles indep
endientes con 20.00 m de separación entre ejes, eliminán
dose el muro central, quedando la sección geométrica de los túneles con las mismas características, no así el pro
cedimiento constructivo que obviamente se modifica, así como el tiempo de duración de la obra.

Es imperativo aplicar nuevos criterios en la moderniza
ción de la red carretera en México, si bien apoyándose en las experiencias principalmente de países Europeos y de los Estados Unidos de Norteamérica, quienes en la

práctica utilizan los túneles como solución a una más pronta y segura comunicación entre los principales puntos económicos y que en nuestro país se hacen cada vez más necesarios debido a la topografía tan accidentada de nuestro territorio. Reducir distancias, consumos de energéticos, dar seguridad a los usuarios, afectar menos nuestro medio ambiente, mediante proyectos más ambiciosos con alineamientos tanto verticales como horizontales más adecuados, y la construcción de obras mayores como túneles y puentes, nos obligaría a mejorar técnicamente a los Ingenieros Civiles y estar en posibilidad de enfrentar los retos que siempre nos presenta el futuro.

BIBLIOGRAFIA

1. "Túneles y Excavaciones Subterráneas", Tomos 1 y 2, Curso Víctor Hardy, 1987, Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, AMITOS, México.
2. "Túneles Carreteros", 1984, Memorias, Seminario de Túneles Carreteros, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
3. "Los Túneles Carreteros", (1985), Memorias, Reunión Conjunta, Asoc. Mex. de Ing. de Túneles y Obras Subterráneas, Asóc. Mex. de Ing. de Vías Terrestres, Soc. Mex. de Ing. Estructural, Soc. Mex. de Mecánica de Rocas y Soc. Mex. de Mecánica de Suelos, México, D.F.
4. "Diseño y Construcción de Túneles", (1983), Memorias, Curso División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

5. "Proyecto Ejecutivo del Túnel Tierra Colorada, Autopista México-Acapulco", (1990), Consultec, Ingenieros Asociados, S.C., elaborado para la Dirección General de Proyectos Servicios Técnicos y Concesiones, S.C.T., México.

6. "Cimentaciones y Túneles", (1974-1977), Paul Galabru, 2^a ed., Reverti, S.A., Barcelona, España.

7. "Método del Camino Crítico", 12^a Impresión, 1989, preparado por Catalytic Construction Company, Diana, México, D.F.

8. "Apuntes de Ruta Crítica", Sección de Construcción, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.