

U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE
RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES "DOS RIOS"
MUNICIPIO DE HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO.

PROGRAMA DEL CURSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"
QUE SE IMPARTIRA DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.

HORARIO	T E M A	P R O F E S O R
8 a 9 hs.	RECEPCION E INSCRIPCIONES.	
9 - 9:15	INAUGURACION	
9:15 - 9:30	INTRODUCCION	ING. JORGE HUIDOBRO YABRES
9:30 - 11:00	ACCESOS, PORTALES, LUMBRERAS, VENTANAS, INSTALACIONES EXTERIORES.	ING. OCTAVIO CORIA OCHOA
11:00 - 11:15	R E C E S O	
11:15 - 13:00	CONTINUACION: "ACCESOS, PORTALES, ETC..."	ING. OCTAVIO CORIA OCHOA
13:00 - 14:00	C O M I D A	
14:00 - 15:20	EXCAVACION EN ROCA	ING. FERNANDO BERISTAIN GOMEZ
15:20 - 15:35	R E C E S O	
15:35 - 17:00	CONTINUACION: "EXCAVACION EN ROCA"	ING. FERNANDO BERISTAIN GOMEZ
2 JUN-MARTES 9:00 - 11:00	MARCOS, CONCRETO, LANZADO, PERNOS. SISTEMAS DE SOPORTE: COMBINACIONES	ING. FERNANDO RAMIRO LALANA
11:00 - 11:15	R E C E S O	
11:15 - 13:00	MANEJO DEL AGUA	ING. JORGE HUIDOBRO YABRES
13:00 - 14:00	C O M I D A	
14:00 - 15:20	REVESTIMIENTO DEFINITIVO	ING. FRANCISCO JAVIER RODRIGUEZ ZUMARRAGA

PROGRAMA DEL CURSO : "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"
 QUE SE IMPARTIRA DEL 24 AL 29 DE JUNIO

DE 1985

FECHA	HORARIO	T E M A	P R O F E S O R
25 JUN-MARTES	15:35 - 17:00	CONTINUACION: "REVESTIMIENTO DEFINITIVO"	ING. FRANCISCO JAVIER RODRIGUEZ ZUMARRAGA
26 JUN-MIER	9:00 - 11:00	REFLEXIONES SOBRE CONSTRUCCION DE TUNELES	ING. JOSE VICENTE OROZCO Y OROZCO
	11:00 - 11:15	R E C E S O	
	11:15 - 13:00	UBICACION DE BANCOS. ESTUDIO DE SUS CARACTERISTICAS.	ING. VICTOR MANUEL MENA
	13:00 - 14:00	C O M I D A	
	14:00 - 15:20	DISEÑO DEL CONCRETO HIDRAULICO	ING. VICTOR MANUEL MENA
	15:20 - 15:35	R E C E S O	
	15:35 - 17:00	CONTINUACION: "DISEÑO DEL CONCRETO HIDRAULICO"	ING. VICTOR MANUEL MENA
27 JUN-JUEV	(EN LA RESIDENCIA DE "LOS BERROS")		
	10:00 - 11:00	CONTROL DE CALIDAD	ING. ARMANDO WONG RAMOS
	11:00 - 11:15	R E C E S O	
	11:15 - 13:00	LABORATORIO	ING. JORGE FLORES NUÑEZ
	13:00 - 14:00	C O M I D A	
	14:00 - 15:20	CONTINUACION: "LABORATORIO"	ING. JORGE FLORES NUÑEZ
	15:20 - 15:35	R E C E S O	
	15:35 - 17:00	CONTINUACION: "LABORATORIO"	ING. JORGE FLORES NUÑEZ

U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
 RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES "DORIOS"
 MPIO. DE HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

PROGRAMA DEL CURSO : "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"
 QUE SE IMPARTIRA DEL 24 AL 29 DE JUNIO

DE 198⁵

FECHA	HORARIO	T E M A	P R O F E S O R
27 JUN-JUEV	17:00 - 18:00	INSTRUMENTACION	ING. ARMANDO WONG RAMOS
28 JUN-VIER	9:00 - 11:00	REFLEXIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO DE TUNELES.	ING. JOSE VICENTE OROZCO Y OROZCO
	11:00 - 11:15	R E C E S O	
	11:15 - 13:00	CRITERIOS DE SELECCION DE CIMBRAS Y SU DISEÑO.	ING. ROBERTO GONZALEZ IZQUIERDO
	13:00 - 14:00	C O M I D A	
	14:00 - 16:00	CIMBRAS Y COLOCACION DEL CONCRETO	ING. MANUEL OSES PEREZ
	16:00 - 16:15	R E C E S O	
	16:15 - 17:15	SUPERVISION Y CONTROL.	ING. ENRIQUE FARJEAT PARAMO
29 JUN-SABAD	9:00 - 11:00	RECAPITULACION Y RECOMENDACIONES.	ING. JOSE VICENTE OROZCO Y OROZCO
	11:00 - 11:15	R E C E S O	
	11:15 - 13:00	M E S A R E D O N D A	
	13:00 - 14:00	ENTREGA DE CONSTANCIAS Y CLAUSURA.	

CURSO

"DISERVO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"
DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.

COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO,
RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES "DOS RIOS",
MPIO. DE HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO.

DIRECTORIO DE PROFESORES

1. ING. FERNANDO BERISTAIN GOMEZ,
SUPERINTENDENTE DEL
GRUPO ICA
MINERIA NUM. 145, EDIF. "B", 1er. piso,
MEXICO, D.F. 516-04-60 601 6 707
2. ING. OCTAVIO CORIA OCHOA,
SUPERINTENDENTE DEL
GRUPO ICA,
MINERIA NUM. 145, EDIF. "B", 1er. piso,
MEXICO, D.F. 516-04-60 767 6 727
3. ING. ENRIQUE FARJEAT PARAMO,
GERENTE DE MOFAL CONSULTORES, S. C.,
AV. INSURGENTES SUR NUM. 949, DESP. 802,
MEXICO, D.F. 536-02-89
4. ING. JORGE FLORES NUNEZ,
RESIDENTE GENERAL DE PROYECTOS,
COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO,
FRAY SERVANDO TERESA DE MIER NUM. 32, 3er. piso,
MEXICO, D.F. 761-73-88 160
5. ING. ROBERTO GONZALEZ IZQUIERDO,
DIRECTOR TECNICO DE
ESTRUCTURAS INTERNACIONALES, S. A.,
M. A. DE QUEVEDO NUM. 516,
COYOACAN, D. F. 658-50-07
6. ING. JORGE HUIDOBRO YABRES,
COORDINACION TECNICA DE
GRUPO ICA,
MINERIA NUM. 145, EDIF. "B", 1er. piso,
MEXICO, D.F. 271-37-20
7. ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER,
CONSULTOR,
CRUZ DEL VALLE VERDE NUM. 38,
SANTA CRUZ DEL MONTE,
CD. SATELITE, EDO. DE MEX. 572-47-81
8. ING. JOSE VICENTE OROZCO Y OROZCO.
AV. MEXICO # 49, COL. DEL CARMEN,
COYOACAN, D. F. C.P. 04100 554-70-62

Directorio Profesores Curso :
 "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"...

- | | | |
|--|-----------|---------|
| 9. ING. MANUEL OSES PEREZ,
GERENTE GENERAL DE
ESTRUCTURAS INTERNACIONALES, S. A.,
M. A. DE QUEVEDO NUM. 526,
COYOACAN, D. F. | 658-50-07 | 37 6 97 |
| 10. ING. FERNANDO RAMIRO LALANA,
SUBGERENTE DE CONSTRUCCION
LINEA 7 DEL METRO SUR,
AV. REVOLUCION ESQ. SARTO,
MIXCOAC, D. F. | 563-85-73 | |
| 11. ING. FRANCISCO JAVIER RODRIGUEZ ZUMARRAGA,
SUPERINTENDENTE GENERAL DE LA
LINEA 9 DEL METRO,
AV. CENTRAL Y EJE LAZARO CARDENAS,
COL. DE LOS DOCTORES,
MEXICO, D.F. | 519-04-77 | |
| 12. ING. ARMANDO WONG RAMOS,
SECRETARIA TÉCNICA DE LA
COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO,
FRAY SERVANDO TERESA DE MIER NUM. 32, 5o. piso,
MEXICO, D.F. | 761-73-88 | 213 |

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

RSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"

CHA: DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.
HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIO VISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA					
ING. FERNANDO BERISTAIN GOMEZ					
ING. OCTAVIO CORIA OCHOA					
ING. ENRIQUE FARJEAT PARAMO					
ING. JORGE FLORES NUÑEZ					
ING. ROBERTO GONZALEZ IZQUIERDO					
ING. JORGE HUIDOBRO YABRES					
ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER					
ING. JOSE VICENTE OROZCO Y OROZCO					
ING. MANUEL OSES PEREZ					

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

1

CURSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"

FECHA: DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
1.	ING. FERNANDO RAMIRO LALANA				
2.	3. FRANCISCO JAVIER RODRIGUEZ ZUMARRAGA				
3.	ING. ARMANDO WONG RAMOS				
4.					
5.					
6.					
7.					
8.					
9.					

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

CURSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"

FECHA: DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.

LUGAR: HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
1	INTRODUCCION				
2	ACCESOS, PORTALES, LUMBRERAS, VENTANAS, INSTALACIONES EXTERIORES.				
3	EXCAVACION EN ROCA				
4	SISTEMAS DE SOPORTE: MARCOS, CONCRETO, LANZADO, PERNOS, COMBINACIONES.				
5	MANEJO DEL AGUA				
6	REVESTIMIENTO DEFINITIVO				
7	REFLEXIONES SOBRE CONSTRUCCION DE TUNELES				
8	UBICACION DE BANCOS. ESTUDIO EN SUS CARACTERISTICAS				
9	DISEÑO DEL CONCRETO HIDRAULICO				
10	CONTROL DE CALIDAD				

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"

DEL 24 AL 29 DE JUNIO DE 1985.

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
11	LABORATORIO				
12	INSTRUMENTACION				
-	REFLEXIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO DE TUNELES				
14	CRITERIOS DE SELECCION DE CIMBRAS Y SU DISEÑO				
15	CIMBRAS Y COLOCACION DEL CONCRETO				
16	SUPERVISION Y CONTROL				
17	RECAPITULACION Y RECOMENDACIONES				

EVALUACION DEL CURSO

3

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

REVESTIMIENTO DE TUNELES
CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL ENA FERRER

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

3. CONCRETO

3.1 INTRODUCCION

Es necesario tener presente que existen razones y propósitos para revestir un túnel, que pueden ser de índole diversa a las consideraciones puramente estructurales. De ahí que no siempre sea la resistencia mecánica la propiedad que en forma predominante deba especificarse para este concreto. No obstante, ya que existe relación entre la resistencia mecánica y otras características requeridas, la búsqueda de estas últimas suele conducir paralelamente a la obtención de un concreto de alta resistencia mecánica. De conformidad con las técnicas actuales, existen dos procedimientos básicos para revestir un túnel de concreto:

1. Revestimiento de concreto convencional, que consiste en el empleo de mezclas comunes, de consistencia entre plástica y fluida que se colocan mediante el apoyo de cimbras.
2. Revestimiento de concreto lanzado, que consiste en el uso de mezclas de consistencia relativamente seca, que se proyectan directamente sobre la superficie de excavación, y que no requieren del apoyo de cimbras.

El concreto convencional es el más utilizado y adaptable a las necesidades que son frecuentes para revestimientos definitivos de túneles, principalmente hidráulicos. El concreto lanzado ofrece ventajas como soporte temporal y como revestimiento definitivo de túneles en donde se permiten mayores tolerancias geométricas y no existen requisitos especiales de acabado.

3.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO CONVENCIONAL

El concreto que se emplea para revestir túneles suele verse sometido a acciones de muy variada índole, que guardan relación con las causas que obligan a revestirlos, el tipo de servicio que prestan y las condiciones en que operan. Para cumplir su función bajo estas diversas condiciones y circunstancias, el revestimiento de concreto debe poseer dos atributos básicos: resistencia y durabilidad. Esto significa, asimismo, que eventualmente debe poseer buenas características y propiedades en los siguientes aspectos:

- Resistencia mecánica
- Resistencia a la abrasión
- Impermeabilidad
- Resistencia al ataque químico de sustancias en el agua

Además, debe ser protegido adecuadamente contra dos posibles causas adicionales de deterioro:

- La acción disolvente de las aguas muy puras
- La reacción entre los álcalis del cemento y ciertos agregados

3.2.1 Resistencia mecánica

Aún cuando una elevada resistencia mecánica suele ser índice de buena calidad en el concreto, esta relación no puede considerarse como una regla de carácter general, porque hay ciertos aspectos tales como la resistencia a la abrasión y al ataque químico, que más bien dependen de otros factores.

La obtención de una alta resistencia mecánica, requiere del uso de una baja relación agua/cemento. Sin embargo, esta condición no siempre es suficiente porque con una determinada relación

agua/cemento, el mejor concreto es el que contiene menos agua, es decir, el que se elabora con la consistencia más seca, siempre y cuando se le pueda compactar eficientemente.

En el caso particular del revestimiento de túneles, suelen existir determinadas condiciones de colocación impuestas por limitaciones de espacio entre la cimbra y el terreno y por restricciones de acceso, que impiden el uso de mezclas de concreto de consistencia seca.

Debido a estas restricciones y limitaciones, es frecuente la tendencia a emplear mezclas relativamente fluidas, pero a condición de que sean cohesivas y poco segregables.

Como consecuencia, los consumos de cemento requeridos para el logro de una misma resistencia especificada, suelen ser un poco más altos en el concreto para revestimiento de túneles, que en otras aplicaciones donde es posible trabajar con mezclas de consistencia más seca.

3.2.2 Resistencia a la abrasión

En el caso de túneles para obras hidráulicas, es importante que el concreto posea buena resistencia a la abrasión, principalmente cuando el agua alcanza grandes velocidades y transporta partículas abrasivas. En términos generales, requieren particular atención en este aspecto los túneles que conducen agua a velocidades mayores de unos 15 m/s, debido a que las pequeñas irregularidades superficiales provocadas por la abrasión pueden crear condiciones favorables para que se produzca cavitación, cuyos efectos destructivos son bien conocidos.

Ya que la resistencia a la abrasión del concreto se resuelve en la superficie, es necesario que esta sea dura y compacta y que no presente irregularidades que faciliten la acción incipiente de los agentes de desgaste superficial. Para lograr una superficie de esta naturaleza en el revestimiento de concreto, suelen resultar útiles las siguientes precauciones y recomendaciones:

- a) Debe especificarse una elevada resistencia mecánica para el concreto (aún cuando los esfuerzos de trabajo no sean demasiado altos) a fin de que la relación agua/cemento con que se diseñe y elabore la mezcla de concreto, sea adecuada para obtener una pasta de cemento dura y resistente en la superficie.
- b) El diseño de la mezcla de concreto debe hacerse tratando de hacer compatible el uso de la máxima proporción de agregado grueso con el requisito de lograr una mezcla que sea poco segregable.
- c) El concreto debe colocarse en forma tal que el agregado grueso se distribuya uniformemente a través de todo el espesor del revestimiento, inclusive en la proximidad de la superficie.
- d) Debe evitarse que se forme agua de sangrado en la superficie del concreto, mediante el empleo de mezclas que no sean demasiado fluidas y que posean una adecuada proporción de partículas finas, menores de 150 micras, que pueden proceder tanto de la arena como del cemento.
- e) Deben emplearse cimbras rígidas y estancas, recubiertas con un material que posea la condición superficial ade-

cuada para producir superficies de contacto tersas, sin irregularidades y con la geometría especificada. Para este objeto, suelen utilizarse cimbras con superficies metálicas o de madera. Algunas veces se prefieren estas últimas, debido a que pueden absorber una limitada proporción del agua superficial de sangrado del concreto, con lo cual no se degrada la calidad de la pasta en la superficie y se conserva su dureza y resistencia potencial.

- f) La compactación del concreto debe hacerse por vibración, en la medida justa para lograr la máxima compacidad en la masa y un acabado exento de imperfecciones, pero sin llegar al extremo de la sobre vibración que produce excesiva afluencia de lechada hacia la superficie del concreto. En este aspecto, debe vigilarse que la mezcla no adolezca de evidente falta de mortero que obligue a un vibrado exhaustivo para conseguir buenos acabados. La vibración debe conducirse ordenadamente, conforme a un plan establecido. La práctica común consiste en emplear vibradores del tipo de inmersión, de diámetro y potencia adecuados al tamaño máximo del agregado, a la consistencia del concreto y a las dimensiones del espacio de colado, cuya acción se complementa a veces con vibradores externos, que se adosan a la cimbra en los sitios donde resulta más difícil el acomodo del concreto. Cuando existe acero de refuerzo próximo a la cimbra, suele resultar conveniente el empleo de vibradores adicionales.

6

del tipo de inmersión, de diámetro reducido, que se usan como vibradores de "afine" para asegurar el buen acomodo y acabado del concreto en esta zona donde no siempre caben los vibradores principales.

- g) El concreto colocado debe curarse eficientemente, a continuación de la remoción de las cimbras. A fin de asegurar la existencia permanente de agua para la hidratación del cemento en la superficie del concreto, lo recomendable es que el curado se realice con agua durante un lapso no menor de 14 días. Solamente cuando un buen curado con agua no sea factible, debe promoverse el uso de una membrana impermeable de buena calidad, en cuyo caso debe tenerse particular precaución de asegurarse que no tenga componentes que puedan afectar la dureza y resistencia de la superficie del concreto.

3.2.3 Impermeabilidad

Existe una buena relación entre la impermeabilidad de la pasta de cemento y su resistencia a compresión, ya que ambas propiedades son regidas por parámetros comunes. Sin embargo, el uso de la resistencia como índice de la impermeabilidad del concreto tiene alcance limitado debido a que, para las condiciones hidráulicas comunes, en que se opera con gradientes reducidos, la impermeabilidad del concreto suele depender de la homogeneidad y compacidad que se consigue al colocarlo y de la ausencia de fisuras en la estructura terminada.

7 La impermeabilidad es una característica necesaria en el revestimiento de concreto para túneles, no tanto por sí misma cuanto por lo que significa para su durabilidad, en relación con los efectos perjudiciales que el agua que se filtra puede ocasionar en el concreto.

Para producir un revestimiento de concreto que para fines prácticos sea impermeable, y por lo tanto más durable, son recomendables las siguientes medidas, además de las mencionadas previamente:

- a) Debe emplearse una baja relación agua/cemento, de preferencia menor de 0.50, con lo cual la pasta de cemento, por sí misma, debe manifestar buena resistencia y adecuada impermeabilidad. De aquí resulta evidente que, aunque por motivos estructurales no se requiera una elevada resistencia en el revestimiento de concreto, la necesidad de hacerlo impermeable conduce implícitamente a la obtención de una resistencia alta, que puede parecer excesiva si se juzga únicamente para fines estructurales.
- b) Debe evitarse a toda costa la segregación del concreto durante su colocación, porque es fuente de defectos constructivos que hacen a la estructura más permeable. En este aspecto, resulta necesario seleccionar adecuadamente los procedimientos y equipos de construcción apropiados a las condiciones particulares en que debe ejecutarse el trabajo de colocación del concreto.
- c) Deben reducirse al mínimo posible, las contracciones por secado y por temperatura del concreto, porque tienden a fisurarlo. Para reducir la contracción por secado,

8 los contenidos de agua y de cemento en la mezcla de concreto deben limitarse al mínimo que sea compatible con las características y propiedades requeridas. En cuanto a la contracción por temperatura, su principal origen se relaciona con el descenso paulatino de temperatura del concreto en la estructura, después de haberse sobrecalentado durante el período inicial de hidratación del cemento. Esto último propiciado por la naturaleza misma de los túneles en donde, frecuentemente, existen limitaciones para que se disipe con rapidez al ambiente el calor que se produce por la hidratación del cemento. Consecuentemente, una forma razonable de reducir la contracción de origen térmico, consiste en restringir la sobre elevación de temperatura, ya sea utilizando un cemento que posea moderado calor de hidratación (como el portland tipo II) y/o pre enfriando el concreto durante el mezclado.

- d) Deben estudiarse y prevenirse los casos en que el revestimiento de concreto necesite acero de refuerzo, con el fin de evitar que ocurran agrietamientos relacionados con su comportamiento estructural.

3.2.4 Resistencia al ataque químico

Existen diversas sustancias que, en el caso de hallarse presentes en el agua en cantidades significativas, pueden provocar ataque químico sobre el concreto de revestimiento de un túnel, y acortar su vida de servicio útil. El tipo de sustancias que

pueden presentarse depende de la procedencia del caudal, ya sea que se trate de agua proveniente de fuentes naturales o de desechos domésticos e industriales.

En el caso del agua que procede de fuentes naturales, las sustancias cuya presencia y proporción debe verificarse normalmente son las diversas sales inorgánicas que pueden ser agresivas al concreto de cemento portland y al acero de refuerzo, como los sulfatos y los cloruros. También puede ocurrir presencia de bióxido de carbono (CO_2) que es un gas considerado como altamente corrosivo.

Por lo que se refiere a los residuos de origen doméstico e industrial, que con frecuencia se hallan confundidos en una misma descarga de aguas residuales, pueden contener una gran variedad de sustancias de carácter orgánico e inorgánico que son muy agresivas al concreto, principalmente las que tienen condición ácida y provienen de procesos industriales. Sin embargo, como los reglamentos municipales obligan a la dilución y/o tratamiento de estos últimos, antes de descargarlos en las redes de conducción, puede suponerse que el agua por conducir no resulte todo lo agresiva que pudiera ser, en caso de no respetarse esta reglamentación.

De cualquier modo, es una práctica obligatoria determinar con la mayor certeza posible la composición química del agua que debe conducirse, a fin de poder adoptar los medios de protección adecuados al tipo y concentración de las sustancias potencialmente agresivas que se hallen presentes. Al efectuar esta determinación, debe tomarse en cuenta la influencia que pueden ejercer diversos factores tales como los horarios de trabajo en las fábricas.

cas, las aportaciones de aguas pluviales y otros. Para tomarlos en cuenta, la información que se obtenga por muestreo y ensaye del agua debe abarcar diversas horas del día, en diferentes épocas del año.

En términos generales, la protección del revestimiento contra el ataque químico del agua puede suministrarse por dos procedimientos básicos:

- a) Promoviendo mayor resistencia intrínseca en el concreto
- b) Aplicando un recubrimiento superficial al revestimiento

Para promover buena resistencia intrínseca en el concreto contra el ataque químico, una primera medida lógica consiste en restringir la penetración de los agentes agresivos, produciendo un concreto que sea impermeable mediante las prácticas recomendadas en párrafos anteriores. Estas medidas suelen complementarse con el uso de un cemento adecuado, como por ejemplo, uno que posea bajo contenido de aluminato tricálcico (portland tipo V) cuando el ataque previsible sea por sulfatos.

Aunque existen variados materiales efectivos para proteger el concreto contra el ataque químico, mediante su aplicación como recubrimientos superficiales su empleo no es una práctica común en el caso del revestimiento de túneles, tal vez porque el grado usual de agresividad en las aguas no lo justifica.

La Ref. (1) contiene amplia información acerca de las clases de recubrimientos de superficie que son recomendables para proteger al concreto contra diversos tipos de sustancias agresivas.

3.2.5 Acción de aguas muy puras

Durante la hidratación del cemento portland se produce normalmente una cierta proporción de hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) que es un compuesto fácilmente soluble. De tal manera, si se establece un flujo de agua a través del revestimiento, esta cal tiende a ser solubilizada y extraída del seno del concreto, fenómeno que se conoce como lixiviación, y que tiende a incrementar la porosidad del revestimiento. Con ello, paralelamente, se facilita la penetración de otros agentes agresivos y se reduce el efecto protector del recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo.

En condiciones normales, este efecto de deslave de la cal no alcanza proporciones peligrosas, pero si los gradientes hidráulicos son altos y/o las aguas son muy puras (ávidas de disolver sales) el fenómeno se vuelve tan evidente que justifica la adopción de medidas particulares de protección.

Además de las recomendaciones anteriores para producir un revestimiento de concreto que sea impermeable, también resulta útil el empleo de un cemento que al cabo de su hidratación presente menos proporción de hidróxido de calcio, como suele ser el caso de los cementos de escoria de alto horno y algunos cementos puzolánicos de buena calidad.

3.2.6 Reacción álcali-agregado

Existen algunos agregados que contienen cierto tipo de sílice capaz de reaccionar desfavorablemente con los álcalis del cemento,

ya que se producen expansiones que tienden a desintegrar el -- concreto. Para que se produzca una reacción deletérea de esta - naturaleza, suele requerirse la concurrencia de tres condiciones básicas:

- 1) Que los agregados contengan sílice reactiva, en determinadas proporciones
- 2) Que el cemento posea un contenido de álcalis totales, superior a 0.60 %, expresado como Na_2O
- 3) Que el concreto preste servicio en condición húmeda

Puesto que la tercera condición es normal para el revestimiento de concreto de túneles para obras hidráulicas, es recomendable - en estos casos efectuar el estudio petrográfico de los agregados disponibles, a fin de investigar la presencia de sílice reactiva. Si esta existe, y no es factible cambiar de agregados, las medidas de protección comunes, son:

- a) Emplear un cemento con bajo contenido de álcalis, esto es, que sea inferior a 0.60 %
- b) Emplear un material que sea efectivo para inhibir la posible reacción álcali-agregado. (Algunos materiales puzo lánicos resultan adecuados para esta finalidad, si bien es necesario confirmar su aptitud en este sentido, mediante pruebas de laboratorio.)

Por otra parte, como la presencia de sílice reactiva en los agregados no siempre conduce a expansiones detrimentales (aún con cementos de alto contenido de álcalis) es recomendable también confirmar el carácter reactivo de los agregados mediante pruebas -

adicionales, conforme a los procedimientos establecidos en los métodos de prueba ASTM C 289 (2) (método químico) y ASTM C - 227 (3) (método de barras de mortero).

Existe otra posible reacción deletérea entre los agregados y los álcalis del cemento, que es conocida como reacción álcali-carbonato, y que ocurre cuando aquellos contienen dolomita reactiva, que es una variedad de roca carbonácea, y el cemento posee alto contenido de álcalis. Esta clase de reacción, que no es muy frecuente, ha sido observada principalmente en los EEUU (4).

3.3 FABRICACION DEL CONCRETO

Las prácticas que son recomendables para fabricar el concreto para revestimiento de túneles, no difieren sustancialmente de las que se aplican en otras obras en donde existen requisitos de calidad y especificaciones de producción bien definidos, y relativamente estrictos. En lo que sigue, se hace una breve revisión de los aspectos fundamentales que deben observarse con motivo de la fabricación del concreto.

3.3.1 Componentes del concreto

Cemento. Debe seleccionarse un cemento que sea apropiado a las condiciones particulares de exposición y servicio que se contemplan. Las siguientes son las clases de cemento de uso más común para el revestimiento de túneles:

<u>Clase de cemento</u>	<u>Razones para utilizarlo</u>
Portland, tipo II	Obtener un moderado calor de hidratación y/o una moderada resistencia a los sulfatos.
Portland, tipo V	Obtener una elevada resistencia contra el ataque por sulfatos.
Portland-puzolana*	Obtener un moderado calor de hidratación y/o aumentar la resistencia al deslave, y/o inhibir la reacción álcali-agregado.
Portland-escoria alto horno	Obtener un moderado calor de hidratación y/o una moderada resistencia a los sulfatos, y/o aumentar la resistencia al deslave.

* Siempre y cuando la puzolana sea de calidad adecuada

Agregados. Tomando en cuenta la necesidad de trabajar con mezclas de concreto que sean manejables, y de acuerdo con las condiciones de operación y servicio del túnel, a continuación se enumeran las características de los agregados que requieren observarse con atención, sin menoscabo de los requisitos comunes:

- a) Resistencia, sanidad, dureza y densidad en las partículas.
- b) Composición granulométrica adecuada, principalmente en el caso de la arena, en la cual es deseable contar con una proporción ligeramente mayor de lo normal de partículas que pasen la malla No. 50 (0.3 mm) que son las que ayudan a lograr mezclas manejables, sin tener que acudir a muy elevados consumos de cemento.
- c) Forma geométrica correcta de las partículas, tanto de la arena como de la grava. Este es un aspecto que merece particular atención cuando se trata de obtener los agregados por trituración. En este caso, deben seleccionarse equipos que, en función de las características de la roca, tiendan a producir fragmentos equidimensionales.

Aditivos. Existen numerosas sustancias que se emplean como aditivos para concreto, para cuyas aplicaciones específicas es recomendable consultar la Ref. (5). Para el caso del concreto de revestimiento de túneles, los aditivos que suelen emplearse con alguna frecuencia son:

<u>Clase de aditivo</u>	<u>Razones para utilizarlo</u>
Reductor del agua de mezclado	Fluidizar el concreto y/o reducir la relación agua/cemento, -

Retardante del fraguado

sin incrementar el consumo de cemento.

Aumentar controladamente el tiempo de fraguado del concreto, sin menoscabo de la resistencia temprana requerida para el descimbrado.

Inclusor de aire*

Aumentar la manejabilidad de las mezclas, y/o reducir el agua de sangrado, cuando existen deficiencias atribuibles a mala graduación o forma de los agregados.

* En los países de clima frío, los inclusores de aire se utilizan principalmente para proteger al concreto contra los efectos de la congelación y el deshielo.

3.3.2 Características de las mezclas

Debido a las dificultades que se presentan durante el revestimiento de túneles, ocasionadas principalmente por las restricciones de espacio en las zonas de colado, el equipo que se puede emplear para la colocación del concreto es limitado. Los equipos más usados son las bombas, los cañones y las bandas transportadoras; estas últimas en aquellos casos en los cuales la cubeta y las guarniciones se cuelan en forma independiente de la bóveda o arco.

Lo anterior no significa que, necesariamente, las características del concreto y el diseño de su composición deban ser adaptadas a los métodos de transporte y colocación propuestos o disponibles. Sin querer decir tampoco que no debieran hacerse algunas adapta-

ciones al diseño de las mezclas para facilitar su transporte y colocación. Lo conveniente sería que, en cada caso, se hiciera el diseño de las mezclas y posteriormente se eligiera el equipo adecuado para el manejo del concreto de las características requeridas en la estructura y que, finalmente, se hicieran las modificaciones que no afecten la calidad del concreto, pero que permitan utilizar el equipo seleccionado después de un cuidadoso estudio de las características del concreto.

El concreto que se emplea para el revestimiento de túneles tiene básicamente los mismos ingredientes que un concreto convencional; sin embargo, por sus condiciones de colocación normalmente requiere la implantación de métodos y sistemas de control de calidad aún más estrictos que los necesarios en otras estructuras.

Respecto a los ingredientes, puede decirse que, en términos muy generales, el agregado grueso natural es preferible al agregado triturado; la arena de río o de depósitos naturales (salvo excepciones) tiene ventajas sobre la arena de trituración o molienda; el cemento se fija de acuerdo con los criterios de resistencia mecánica o de durabilidad.

El movimiento del concreto para su colocación final dentro de las formas de un revestimiento, normalmente se lleva a cabo por medio de tuberías y en ocasiones mediante el uso de bandas transportadoras. En cada caso, las características del concreto fresco deben ser apropiadas al procedimiento que se utilice. A continuación se discuten ambas posibilidades, sin perder de vista que en casos justificados el concreto del revestimiento de túneles puede también colocarse con otros medios más sencillos, como son las carre-

tillas o bogues, especialmente en la cubeta, losa de piso o guarnición de túneles pequeños.

3.3.2.1 Concreto transportado por tubería

Tanto la bomba como el cañón utilizan tubería para la conducción del concreto hasta el punto de descarga. Para el objeto, la mezcla deberá ser plástica y homogénea, poco propensa a la segregación y al sangrado y, por lo general, de revenimiento un poco alto (10 a 12 cm). Probablemente, los factores que más afectan el movimiento del concreto dentro de una tubería, son la granulometría y la forma de los agregados. Para este caso se requiere, más que en otros, que los agregados cumplan ciertos requisitos de granulometría y que se acerquen lo más posible a los valores promedio, especialmente en los finos.

Agregado grueso. El tamaño máximo del agregado grueso, si es angular, no conviene que sea mayor de un cuarto del diámetro interior de la tubería. Para agregados redondeados, el tamaño máximo puede ser hasta de un tercio del diámetro del conducto. Se deben tomar precauciones tales como la colocación de mallas en la tolva de la bomba o cañón, para eliminar cualquier partícula que exceda lo especificado. La forma de las partículas ejerce influencia sobre las proporciones de la mezcla; las partículas angulosas tienen una superficie específica mayor que las redondeadas por lo cual requieren más mortero para cubrirlas. El tamaño máximo afecta la cantidad de agregado grueso que puede ser utilizado con eficiencia; la cantidad de agregado grueso debe reducirse a medida que el tamaño máximo sea más pequeño.

Arena. Las características de la arena son mucho más importantes en el proporcionamiento de las mezclas que las del agregado grueso, ya que la arena junto con el cemento y el agua proporcionan el mortero o fluido que conduce las partículas de agregado grueso dentro de la tubería.

La granulometría de la arena debe cumplir con las especificaciones usuales, pero debe prestarse especial atención a las partículas más finas. Cuando se emplean tuberías con diámetro menor de 15 cm (6") entre un 15 y un 30% del peso de la arena debe pasar la malla No. 50 y del 5 al 10% la malla No. 100. Las arenas que presentan deficiencias en estos tamaños, deben mezclarse con arenas más finas, a fin de cumplir con los porcentajes anteriores. Si se emplean porcentajes de finos mayores que los indicados, puede ser necesario incrementar el consumo de agua, lo que puede inducir contracciones y disminuir la resistencia. Cuando se emplean consumos de cemento relativamente bajos es necesario aumentar el contenido de finos en la arena. De acuerdo con la experiencia alemana, para que un concreto sea bombeable, se requiere un contenido mínimo de finos (partículas menores de 0.2 mm) comprendido entre 350 y 400 kg por m³ de concreto.

Para juzgar la composición granulométrica de la arena, pueden utilizarse los límites de la Especificación ASTM C 33. Como en la práctica es casi imposible obtener una arena que pase por la media, lo recomendable es preferir arenas finas (fig. 1). Las figuras 2, 3 y 4 indican límites granulométricos de agregados combinados, recomendables para concreto bombeable.

El uso de consumos elevados de cemento como solución a los proble-

mas de transporte por tubería, ocasionados por deficiencias de finos o de forma en los agregados, es antieconómico e inadecuado; por lo tanto, es aconsejable corregir esas deficiencias, especialmente en los finos de la arena; por algún otro medio.

3.3.2.2 Concreto transportado por banda

Al igual que el concreto que se coloca con bomba, las mezclas deben ser plásticas, homogéneas y poco segregables, aún cuando es posible y recomendable trabajar con revenimientos relativamente bajos (5 a 10 cm). El tamaño máximo del agregado no es crítico como no lo es la granulometría de los agregados ni la finura de la arena, si la mezcla de concreto resulta homogénea y manejable.

3.3.3 Manejo de los materiales

3.3.3.1 Cemento. El cemento puede manejarse a granel o envasado en sacos de 50 kg. Cuando se dispone del equipo adecuado para manejarlo a granel, esto produce las siguientes ventajas:

- a) Se ahorra el costo de las bolsas de papel
- b) Se evitan daños al cemento durante el transporte
- c) Se reducen los volúmenes de desperdicio
- d) El manejo resulta más expedito
- e) Su almacenamiento (en silos) es más protegido
- f) El uso del cemento por orden cronológico resulta natural
- g) Se obliga a dosificarlo por peso

3.3.3.2 Agregados. Los agregados deben manejarse en fracciones separadas, que se dosifiquen independientemente. El número mínimo

de fracciones, que es recomendable, varía en función del tamaño máximo de la grava, como sigue:

<u>Tamaño máximo</u>	<u>Fracciones recomendables (mínimas)</u>
Hasta 25 mm (1")	Arena y una grava
Hasta 50 mm (2")	Arena y dos gravas
Mayor de 50 mm (2")	Arena y tres gravas

Cada fracción debe almacenarse en espacios adecuados, de modo que puedan drenarse con eficiencia y que no se produzca segregación, contaminación con el terreno, ni mezcla de tamaños.

3.3.4 Dosificación y mezclado

3.3.4.1 Planta de concreto. El concreto debe dosificarse y mezclarse en una planta central, o varias, si la obra lo justifica. La capacidad de la planta deberá ser en función de los volúmenes de concreto requeridos y de las características de los equipos de transporte y colocación.

Es conveniente localizarla en una zona de fácil acceso, para permitir el suministro de los ingredientes del concreto; además debe estar ubicada lo más cerca posible del sitio donde se va a introducir el concreto al túnel, evitando largos acarrees que propician las pérdidas de revenimiento y la segregación del concreto. Por otra parte, deberá contar con patios adecuados debidamente drenados para el almacenamiento de agregados, así como de silos para almacenamiento de cemento con capacidad suficiente para prevenir posibles deficiencias en el suministro.

3.3.4.2 Dosificación. La dosificación de los ingredientes del concreto debe hacerse en peso, a excepción del agua y algunos aditivos que pueden dosificarse por volumen. Con objeto de evitar segregación en el agregado grueso, es recomendable que este se dosifique en fracciones de acuerdo a los diferentes tamaños. Las tolerancias en pesos de acuerdo a la Norma Oficial Mexicana DGN C-155-76 son las siguientes:

Cemento. Cuando la cantidad de cemento de una revoltura sea igual o mayor del 30% de la capacidad total de la tolva-báscula, la tolerancia será $\pm 1 \%$. Para revolturas menores cuando la cantidad de cemento sea menor del 30 % de la capacidad total, la tolerancia será de $\pm 4 \%$.

Agregados. Cuando se pesen individualmente, la tolerancia será de $\pm 2 \%$. Cuando los agregados se pesen en forma acumulativa y su peso sea del 30 % o más de la capacidad de la báscula, será de $\pm 1 \%$; si el peso es menor del 30 %, la tolerancia será de $\pm 3 \%$ del peso requerido o de la capacidad de la báscula, aceptando el valor que sea menor.

Aditivos. Los aditivos en polvo se pesan y los aditivos en pasta o líquidos se pueden dosificar por peso o por volumen, con una tolerancia de $\pm 3 \%$. En este renglón se incluyen las puzolanas.

Agua. El agua se puede dosificar por peso o por volumen, pero con una tolerancia de $\pm 1 \%$.

3.3.4.3 Mezclado. El equipo de mezclado debe ser eficiente, de acuerdo a las características de los concretos empleados, para lograr que la mezcla resulte homogénea y cohesiva. Si debido a circunstancias inevitables durante el transporte del concreto, ocurre segregación y/o pérdida de consistencia y trabajabilidad, debe establecerse un remezclado del concreto en el sitio de la recepción, inmediatamente antes de su colocación.

Debe verificarse que el equipo de mezclado sea apropiado para producir revolturas homogéneas dentro de los tiempos de operación establecidos, sometiendo las mezcladoras a la prueba de eficiencia recomendada en la especificación ASTM C 94 (6), verificando asimismo el cumplimiento de las tolerancias que en la misma se recomiendan.

3.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO

Siendo el transporte uno de los aspectos que ocasionan mayores problemas en el concreto que se emplea en el revestimiento de túneles, la selección de los sistemas y del equipo debe efectuarse en forma cuidadosa, tomando en cuenta básicamente los siguientes factores:

- 1.- Distancia de acarreo
 - a. En superficie
 - b. Dentro del túnel
 - c. Vertical por lumbreras o pozos
- 2.- Dimensiones del túnel
- 3.- Volumen por transportar

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes:

Bogues.-- Este es uno de los sistemas de menor capacidad de transporte; se emplea principalmente en túneles pequeños y en distancias cortas, cuando el acceso al sitio de colocación se encuentra al mismo nivel que el sitio donde se elabora el concreto.

En ocasiones, cuando el concreto es introducido al túnel por lumbreras o pozos, estos bogues se emplean para el transporte dentro del túnel al sitio de colocación. Los bogues pueden ser manuales o motorizados.

Camiones de volteo.-- Este sistema es empleado en túneles de gran sección que permiten el acceso y las maniobras de vehículos motorizados, y en los que el acceso se encuentra prácticamente al mismo nivel que la planta productora de concreto. Es un siste -

ma poco recomendable, debido a que en túneles generalmente se emplean concretos con revenimientos un poco altos, en los cuales se propicia la segregación.

Si se emplea este sistema será necesario, en la mayoría de los casos, contar con una unidad remezcladora del concreto antes de proceder a su colocación.

Camiones revolvedores.- Estas unidades, al igual que los de volteo, operan únicamente en túneles de gran sección y en los cuales el acceso es a nivel a través de un portal. Tienen la ventaja sobre los de volteo, que por estar agitando el concreto durante su transporte, evitan la segregación y la necesidad de la unidad de remezclado.

Vagonetas.- Este sistema es muy empleado en grandes túneles, en los cuales se utilizan sistemas convencionales de vías con espaldas y tránsito en ambas direcciones; permite mover grandes volúmenes; se puede variar la capacidad de las vagonetas y el número de ellas en el tren. Este sistema de transporte es útil tanto en los casos en que el acceso al sitio de colado es a nivel del túnel a través de un portal, permitiendo el llenado de las vagonetas directamente de la planta donde se produce el concreto, como en el caso en el que solo se requiere mover horizontalmente el concreto de la descarga de un pozo al sitio de colado dentro del túnel. Tiene el inconveniente de propiciar la segregación del concreto, especialmente cuando se emplean revenimientos altos.

Trenes de carros agitadores. Estos carros trabajan sobre un sistema de vías al igual que los trenes de vagonetas, pero es posible remezclar el concreto antes de la descarga con lo cual se reduce la segregación. Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto dentro del túnel. El diseño de los carros agitadores les permite trabajar en forma individual o acoplados unos a otros; cada carro tiene capacidad de aproximadamente 4.5 m^3 ; normalmente se emplean trenes de cuatro o cinco carros movidos por una locomotora. La parte principal la forma el cilindro donde se aloja el concreto para ser transportado dentro del túnel. En el interior del cilindro y soldada a las paredes se encuentra una espiral de lámina que lo recorre longitudinalmente y que sirve como medio de descarga al girar en sentido contrario a las manecillas del reloj; al ser operado en el otro sentido funciona como agitador.

Este sistema se usa principalmente para movimientos horizontales del concreto dentro del túnel, en aquellos casos en los cuales el acceso al túnel es a través de un portal que permite el llenado de los carros directamente de la planta de concreto y en el que la descarga del concreto es por tubería vertical dentro de un pozo, que alimenta a los carros agitadores.

Bandas transportadoras.- Este sistema permite mover grandes volúmenes de concreto; se emplea principalmente como sistema complementario para transportar concreto del sitio de descarga de camiones, bogues o carros agitadores a la tolva de la bomba o sistema de colocación. Se emplea además para mover concreto de

la planta de elaboración a las unidades de transporte. Se usa generalmente en distancias relativamente cortas (30 a 50 m) y permite transportar el concreto horizontalmente o hacia arriba con un ángulo de 20° (aproximadamente).

Bombas. - Es el método más empleado en túneles para transportar y colocar el concreto. Las bombas modernas permiten mover volúmenes de hasta $80 \text{ m}^3/\text{hr}$, a distancias hasta de 600 m horizontales y hasta 150 m verticales (hacia arriba). El transporte de concreto para revestimiento de túneles mediante bombas presenta algunas dificultades, cuando el concreto se bombea desde la superficie hasta un túnel que se encuentra en la parte inferior (bombeo hacia abajo). El bombeo hacia abajo presenta mayor dificultad que el bombeo hacia arriba pues el concreto, al caer por el tubo, forma vacíos que bloquean la tubería y en algunas ocasiones con la presión del bombeo se produce la falla repentina de la tubería. Con objeto de evitar este problema, es aconsejable instalar una válvula en la mitad de la curva más elevada de la tubería y, en muchos casos, es necesario además, hacer pequeñas perforaciones a lo largo de la tubería vertical para facilitar el escape del aire.

El sistema de bombeo es por lo general más empleado como medio de colocación que de transporte, por lo que se tratará con más detalle al discutir los métodos de colocación.

Cubos. - Un sistema económico, para transportar el concreto desde la superficie hacia el túnel que se encuentra a un nivel inferior, es el empleo de cubos con compuerta en la parte inferior, movidos

por medio de malacates. Este sistema efectúa el transporte del concreto sin producir segregación. Los cubos descargan en tolvas, desde las cuales se mueve el concreto por medio de otro sistema, hasta el sitio de colocación.

Tubo de caída libre.- Con este sistema, una vez que el concreto ha sido elaborado cerca de una lumbrera o pozo, es conducido hasta una tolva donde se inicia una tubería (de 15 a 20 cm de diámetro) que conduce verticalmente el concreto desde la superficie hasta el túnel. Al final de la tubería se instala un tanque amortiguador, que recibe el impacto de la caída libre del concreto y que, a través de un codo de salida colocado a $2/3$ de la altura, lo descarga a una tolva desde donde se alimentan los sistemas de transporte horizontal. Para el empleo de este método, es necesario tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El tubo vertical debe estar a plomo, bien asegurado a la pared del pozo, ya que pequeñas variaciones del eje vertical producen desgaste rápido de la tubería.
- Los extremos de los tubos que se suelden, deben estar colocados de tal manera que formen juntas circulares sin rugosidad ni salientes.
- Aunque no existen limitaciones definidas para la longitud de la tubería, es conveniente limitarla experimentalmente juzgando el concreto en la descarga.
- Es necesario limpiar constantemente la tubería y el tanque amortiguador, evitando que el concreto adherido se endurezca.

las principales características del tanque amortiguador son las siguientes:

- Está acondicionado con placas intercambiables en las paredes interiores, para evitar que se deterioren las paredes del tambor.
- En la parte inferior del tanque lleva una compuerta de guillotina, cuya función es permitir la salida del concreto que se acumula en la parte inferior, antes de que endurezca.
- La descarga del tanque se encuentra localizada a las dos terceras partes de su altura, para disponer de un colchón de concreto que sirva para amortiguar, en parte, la velocidad de caída.
- El tanque se encuentra soportado por cuatro resortes con los que se absorbe la energía producida por la caída libre del concreto.
- En el fondo del tanque, en dirección axial con la tubería, se dispone de una "aguja" metálica para romper el chorro y ayudar a que se produzca la "ebullición" del concreto que produce el efecto de un remezclado.

3.5 COLOCACION DEL CONCRETO

La selección adecuada del método para la colocación final del concreto para revestimiento de túneles, es un factor muy importante y depende principalmente del avance de la excavación respecto al colado, de los problemas de estabilidad, de los espesores y volúmenes por colar, del uso que vaya a tener el túnel, de la sección del mismo, de la disponibilidad de espacio para maniobras, etc.

Existen varios sistemas de colocación de concreto para el revestimiento de túneles. Los más conocidos son los siguientes:

- a. Colado contra formas
- b. Sistema Bernold
- c. Concreto lanzado

El sistema Bernold constituye un caso particular de concreto colocado contra formas, mientras que el sistema de concreto lanzado que se describe en el punto 3.7, se utiliza más bien como sistema de revestimiento temporal. Otro sistema que suele utilizarse es el de dovelas de concreto prefabricadas.

3.5.1 Colado contra formas (sistema convencional)

Normalmente consiste en el colado del concreto mediante apoyo de formas que pueden ser metálicas o de madera. En este método, que es el más empleado, la colocación final del concreto se efectúa con diferentes equipos; los más usados son bombas, cañones y bandas transportadoras.

3.5.1.1 Bombas

Desde 1950 se ha producido un notable adelanto en la especialidad

del bombeo de concreto, incluyendo nuevos diseños y bombas más perfeccionadas así como la introducción de mangueras de metal -- flexible y de material plástico. Gracias a estas innovaciones, la colocación del concreto por bombeo ha sido una de las prácticas de construcción más rápidamente difundidas, en especial en el revestimiento de túneles, donde el espacio para el equipo de colocación es muy reducido. El rendimiento del bombeo puede variar desde 10 hasta 80 m³ por hora. El alcance efectivo varía de 20 a 300 m horizontalmente o de 30 a 90 verticalmente. Se han registrado casos en que el concreto ha sido bombeado con éxito a más de 600 m horizontales y de poco más de 150 m verticalmente (hacia arriba).

Las bombas se componen básicamente de una tolva de recepción para el concreto, una válvula de entrada, otra de salida, un pistón y un cilindro. En la actualidad, la mayoría de estas bombas tiene dos pistones que empujan el concreto alternativamente, lo que permite un flujo más continuo.

3.5.1.2 Cañón neumático

La diferencia básica entre una bomba y un cañón, radica que en la primera la entrega de concreto se hace en forma casi continua, y en el segundo en forma intermitente; el cañón esta compuesto básicamente de un recipiente en el cual se coloca el concreto, este recipiente está equipado con una tapa de cierre hermético; a través de una tubería instalada en la parte superior se introduce aire a presión, el cual impulsa al concreto a través de una tubería conectada en la parte inferior del recipiente.

3.5.1.3 Bandas transportadoras

Como se dijo anteriormente, este es un sistema que permite mover grandes volúmenes de concreto. Se emplea principalmente para distancias cortas. El uso de este tipo de equipo se ha generalizado en la construcción, debido al poco espacio que requiere y a su versatilidad.

En el revestimiento de túneles, cuando éste se lleva a cabo por secciones, se obtienen mejores resultados cuando el colado de la cubeta se efectúa con banda que cuando se emplea bomba, pues se logra una mejor distribución del concreto, es posible usar revestimientos más bajos que permiten un mejor acomodo del concreto sin el apoyo de cimbra y la calidad final es mejor. Para este tipo de trabajo, es conveniente el empleo de bandas con desplazamientos laterales en los extremos, dotadas de tolvas con trompas de elefante, que permitan depositar el concreto a poca distancia del sitio de la colocación. En el colado del arco o bóveda generalmente no es posible el uso de bandas.

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

1. Transportador portátil. Para distancias cortas y volúmenes pequeños, generalmente montadas sobre un trailer que lleva fácilmente la armadura donde se colocan los transportadores de banda. Este tipo generalmente no se emplea para el revestimiento de túneles.
2. Tipo alimentador. Generalmente horizontal, aunque puede tener pequeñas pendientes. Su uso principal es como complemento del equipo de transportación. Puede tener capacidad hasta de $100 \text{ m}^3/\text{h}$.
3. Tipo de descarga lateral. Semejante al alimentador, pero

equipado con un dispositivo que permite hacer la descarga hacia los lados y también moverse hacia atrás y hacia adelante para poder distribuir mejor el concreto. Debido a estas cualidades, es el equipo adecuado para la colocación de concreto en la cubeta de túneles. Los tres tipos de bandas, se pueden usar en serie para alcanzar distancias mayores.

3.5.1.4 Cimbras

La selección del método de colado, y por consiguiente el tipo de cimbra, depende fundamentalmente de los avances de la excavación y de las dificultades que ahí se presentan; básicamente existen dos tipos de cimbras para el colado de túneles.

- a. Cimbra seccionada
- b. Cimbra de sección completa

La cimbra seccionada, se emplea principalmente en aquellos casos en los que es necesario colar y excavar simultáneamente. Generalmente se lleva a cabo en tres etapas con el siguiente orden:

- 1. Guarniciones.
- 2. Cubetas.
- 3. Arco.

La cimbra de sección completa no permite el tráfico a través de ella y se emplea en túneles en los que ya se ha terminado la excavación, por lo menos en un determinado tramo. Estas cimbras se pueden a su vez clasificar en dos tipos: a) cimbra estacionaria que se emplea en túneles relativamente cortos en los cuales el avance en colocación de concreto puede ser lento y b) cimbra telescópica, para cuando los colados se efectúan en forma continua,

con un avance que en algunos casos llega a ser hasta de 60 m diarios. Por ejemplo, en la obra del Emisor Central del Departamento de Distrito Federal se empleó cimbra de este tipo formada con nueve secciones telescópicas de 7.32 m de longitud cada una, lo que representa un total de 65.88 m. Cada una de éstas secciones podía moverse en menos de dos horas. Este tipo de cimbra, se forma por varias secciones retráctiles, movidas por medio de gatos hidráulicos o neumáticos apoyados sobre un sistema móvil, permitiendo con esto el avance continuo de las cimbras sin suspender el colado.

3.5.1.5 Colado continuo

Para la realización de este tipo de colado es necesario el empleo de bombas o cañones, debido principalmente a los grandes volúmenes que por lo general se requieren y a la necesidad de depositar el concreto en la parte superior del frente de colado. Asimismo, es indispensable una plataforma de colado que permita el movimiento continuo del equipo de acuerdo a los avances del colado.

El concreto al ser depositado en la parte superior del frente de colado, desliza por las paredes hasta el piso del túnel formando un talúd que adopta su ángulo de reposo. Para que el concreto llene los huecos existentes entre las paredes de la cimbra y el túnel, generalmente es necesario el vibrado por inmersión lo que se debe hacer por medio de vibradores neumáticos o eléctricos de alta frecuencia y capacidad adecuada.

En otras ocasiones se usan vibradores de forma, principalmente en la parte inferior, donde es difícil introducir los vibradores de

inmersión. Es recomendable que los vibradores tanto de inmersión como de forma sean de funcionamiento neumático.

3.5.1.6 Colado discontinuo

Este tipo de colados puede realizarse básicamente en dos formas:

- a. Sección completa. Este procedimiento, es similar al empleado para el colado continuo, siendo la diferencia básica el hecho de que la cimbra empleada es de tipo estacionario, por lo que los avances son más lentos. El equipo de colocación y el procedimiento empleado pueden ser los mismos que en el caso del colado continuo, únicamente que, al no ser necesario que el equipo se esté moviendo en forma constante, puede simplificarse la plataforma de colado, con lo cual la inversión es menor en comparación con el colado continuo, a cambio de un ritmo más lento en el colado.

Los procedimientos de colado de sección completa se emplean principalmente en obras en las que se ha terminado previamente la etapa de excavación o cuando no es necesario el paso de equipo de excavación a través de la zona de colado.

- b. Colado por etapas. Este procedimiento de colado se realiza colando el revestimiento en secciones o etapas; el tipo de seccionamiento más empleado es el de dividir el revestimiento en una zona inferior o cubeta, dos muros o guarniciones y el arco; se puede variar el orden en el que efectúan los trabajos. Cuando se realiza primero

el colado de la parte inferior o cubeta, para la cual por lo general no es necesario el empleo de cimbras, el equipo más recomendado es el de las bandas transportadoras, que permite usar concretos con revenimientos inferiores al empleado en las bombas y además lograr mejor distribución del concreto disminuyendo la segregación.

El procedimiento de colado en secciones o etapas, se emplea principalmente en aquellas obras, chicas o grandes, en las cuales el colado va a pocos metros de la excavación, o cuando es necesario ir revistiendo conforme se va avanzando en la excavación.

3.5.2 Método Bernold

Este método se emplea únicamente en aquellos casos en los que, debido a la inestabilidad del terreno, es necesario el empleo de un gran número de anclas. Este método emplea el acero del soporte temporal como acero de refuerzo, eliminando la necesidad de anclas y consiste en que inmediatamente después de la excavación se cuela un cascarón de concreto armado. Lo novedoso de este método es que se trata de concreto bombeado colocado detrás de placas perforadas de acero de forma especial, las cuales sirven al mismo tiempo como parte del cascarón y como armado.

El razonamiento básico para el desarrollo de éste sistema fue hecho en primer lugar para el ahorro de perfiles de acero y del sistema de anclaje.

3.6 CONTROL DE CONCRETO

El laboratorio a cargo del control de concreto, que normalmente se emplaza en la vecindad de la planta de concreto, tiene como función efectuar los ajustes necesarios a los proporcionamientos, que se requieren por las variaciones en contaminación y humedad de los agregados; controlar las características de los mismos, llevar a cabo los ensayos de concreto fresco, y elaborar los especímenes para la determinación de la resistencia. Los especímenes pueden ser ensayados en el propio laboratorio de campo, o bien ser transportados a un laboratorio central donde son sujetos a curado estándar o acelerado, según el caso, y después ensayados.

3.6.1 Muestreo, - Uno de los aspectos más importantes en el proceso de control de concreto es el muestreo. Ya que, como es obvio, resulta impráctico ensayar especímenes de cada unidad o revoltura, el muestreo para fines de resistencia, debe realizarse de acuerdo a un sistema aleatorio.

Los ensayos que se efectúen, por numerosos que sean, no conducen a resultados satisfactorios si el muestreo se realiza con criterio selectivo o bien se lleva a cabo descuidadamente y si, además, las muestras no son representativas del concreto utilizado

En vista de que uno de los problemas más delicados del concreto para revestimiento de túneles, es la pérdida de trabajabilidad (reventamiento) provocada por los sistemas de transporte y colocación normalmente empleados, la obtención de muestras se lleva a cabo de la forma siguiente:

- a. Cuando el objeto del muestreo es únicamente verificar la calidad potencial del concreto producido, es conveniente efectuar este muestreo a la descarga de la planta mezcladora, antes que sea introducido al túnel.

- b. Si se desean conocer además los efectos que sobre el concreto originan el transporte y la colocación, el muestreo se realiza también en el sitio de colado. El muestreo para la elaboración de especímenes normalmente va acompañado del ensaye de concreto fresco. Esto permite detectar las pérdidas de trabajabilidad y los cambios en las características del concreto fresco.

La intensidad del muestreo varía en cada caso en función de los volúmenes diarios o por turno, del equipo de que se disponga, del propósito de la obtención, de la capacidad del laboratorio, etc. Como referencia se indica enseguida la recomendación que para verificar la calidad del concreto premezclado, propone, la Norma DGN C-155-1976.

NUMERO DE REVOLTURAS	NUMERO DE MUESTRAS *	
	Recomendado	Mínimo Obligatorio
1	1	1
2 a 4	2	1
5 a 9	3	2
10 a 25	5	3
26 a 49	7	4
50 en adelante.	9	5

* De cada muestra se elaborarán dos especímenes para ensayar a la edad especificada.

3.6.2 Ensayes de concreto fresco. El control del concreto fresco tiene especial importancia por el hecho de que los resultados que de él se derivan se obtienen en un tiempo relativamente corto, y por lo tanto permiten, en forma oportuna, detectar anomalías en el concreto y efectuar los ajustes necesarios. Las determinaciones que se efectúan en forma rutinaria son las siguientes: revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico y rendimiento. Las determinaciones del revenimiento, tanto en la planta como en el frente de colado, deberán hacerse por lo menos en aquellas revolturas de las que se obtengan muestras para pruebas de resistencia. Periódicamente es conveniente realizar otro tipo de determinaciones tales como: tiempos de fraguado del concreto, sangrado, pérdida de revenimiento, etc.

3.6.3 Ensayes de concreto endurecido, Los ensayos del concreto endurecido tienen como objetivo principal la determinación de la resistencia del concreto. La resistencia a la compresión se acepta por lo general como una medida de la calidad del concreto, y además, su obtención es relativamente simple. Por estas razones es el ensayo que más frecuentemente se realiza en concreto endurecido.

Debido a que la resistencia a compresión del concreto se especifica normalmente a 28 días de edad los resultados, en muchas ocasiones, pueden ser extemporáneos y no permitir acción correctiva. Teniendo en cuenta esto, se han desarrollado nuevas técnicas de curado de los especímenes, a fin de que estos se puedan ensayar a edades menores y los resultados así obtenidos permitan predecir, mediante correlaciones, la resistencia del concreto a la edad de proyecto.

Así por ejemplo, durante las obras del Emisor Central de la Ciudad de México (Sistema de Drenaje Profundo del D.F.), para el control de producción del concreto, se empleó el procedimiento de ensaye acelerado (ligeramente modificado) de agua en ebullición (procedimiento B, ASTM C. 684). Este procedimiento puede resumirse en lo siguiente ; curado en obra de los especímenes durante 23 horas \pm 15 minutos, evitando pérdida de humedad, a una temperatura de $21 \pm 5^\circ \text{C}$; transporte de

especímenes a un laboratorio central, curado de especímenes en agua en ebullición durante 3 1/2 hrs; enfriado (aproximadamente 1 hr); cabeceo y ensaye a las 28 1/2 hrs de edad.

3 6.4 Interpretación de resultados. La función principal del control del concreto y en particular de los ensayos de compresión, es asegurar la producción de un concreto uniforme y de la resistencia y calidad deseadas. Como el concreto es una masa endurecida compuesta de materiales diversos, está sujeto a la influencia de numerosas variaciones. Estas variaciones, que se reflejan en la resistencia del concreto, deben aceptarse como una característica del concreto y debe aprenderse a interpretarlas. De esta forma es posible producir un concreto de la calidad adecuada si se mantiene un control correcto y si además se analizan juiciosamente los resultados. Para obtener información adecuada deberán hacerse ensayos de compresión en número suficiente para representar al concreto producido. Los métodos estadísticos proporcionan los medios adecuados para interpretar los resultados obtenidos, a fin de establecer el nivel de calidad alcanzado, y expresar la resistencia del concreto en la forma más útil.

3.7 CONCRETO LANZADO

3.7.1 Aplicación .- Este sistema se emplea principalmente como soporte temporal en excavación sobre terrenos inestables. Debido a la poca uniformidad de los espesores y a la rugosidad en la superficie, es poco empleado como revestimiento definitivo. Se trata de concreto conducido a través de mangueras y proyectado neumáticamente con alta velocidad sobre la superficie por recubrir. La fuerza del impacto del chorro sobre la superficie actúa como medio de compactación del concreto. Generalmente se emplea una mezcla relativamente seca con aditivos acelerantes de acción muy rápida, gracias a lo cual el material es capaz de sostenerse por sí mismo, sin desprenderse o deslizarse, aún en aplicaciones verticales o hacia arriba.

Para la colocación de este tipo de concreto, existen dos métodos; el primero, conocido como de mezcla seca, que consiste en una mezcla de cemento y agregado (fino y grueso) con poca humedad, que se transporta por una tubería o manguera hasta una boquilla de salida, donde se le añade el resto del agua. El segundo método, es aquel en el que se mezclan todos los ingredientes, incluyendo el agua, antes que entren en la tubería y mangueras; éste método se conoce como proceso de mezcla húmeda.

3.7.2 Proceso de mezcla seca. El proceso consiste básicamente de los siguientes pasos:

1. El cemento y los agregados húmedos se mezclan en una mezcladora o en un gusano
2. La mezcla cemento - agregados se introduce en un alimentador mecánico especial
3. La mezcla pasa a la manguera alimentadora por una rueda de alimentación o distribuidor
4. El material es transportado por aire comprimido a través de la manguera a una boquilla especial. La boquilla tiene fijo en el interior un tubo múltiple perforado por el que el agua se introduce bajo presión y se mezcla íntimamente con los otros ingredientes
5. Los materiales ya mezclados con el agua, son lanzados por la boquilla a alta velocidad sobre la superficie que se está tratando.

3 7 2. Proceso de mezcla húmeda. Este proceso consiste en los siguientes pasos:

1. Todos los ingredientes, incluyendo agua, se homogenizan en una mezcladora convencional
2. El concreto se introduce en la cámara del equipo ali-

- 3.- La mezcla pasa a la manguera alimentadora y es conducida por aire comprimido a una boquilla.
- 4.- Se inyecta aire adicional a la boquilla para incrementar la velocidad y mejorar la trayectoria del chorro.
- 5 - El concreto es lanzado como chorro a alta velocidad desde la boquilla sobre la superficie.

Las propiedades físicas del concreto lanzado bien colocado en sitio, pueden ser comparables a las de un concreto convencional. El tamaño máximo utilizable en el agregado es de 3/4". Todas las partículas de sobre tamaños deben eliminarse, para evitar obturación de la manguera.

Las referencias 7 y 8 contienen información conveniente acerca del concreto lanzado y sus aplicaciones.

Referencias

1. ACI Committee 515. "Guide for the Protection of Concrete Against Chemical Attack by Means of Coatings and Other Corrosion - Resistant Materials". Detroit, Mich., 1966.
2. ASTM Designation C 289. "Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Chemical Method)". Philadelphia, Pa., 1976.
3. ASTM Designation C 227. "Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement - Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)". Philadelphia, Pa., 1976.
4. Highway Research Board. "Symposium on Alkali-Carbonate Rock Reaction". Highway Record No. 45. Washington, D.C., 1974.
5. ACI Committee 212. "Guide for Use of Admixtures in Concrete". Detroit, Mich., 1972.
6. ASTM Designation C 94. "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete". Philadelphia, Pa., 1976.
7. ACI Committee 506. "Recommended Practice for Shotcreting". Detroit, Mich., 1972.
8. ACI Publication SP-45. "Use of Shotcrete for Underground Structural Support". Detroit, Mich., 1974.

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADO FINO
 CONCRETO BOMBEABLE
 (ACI - 304)

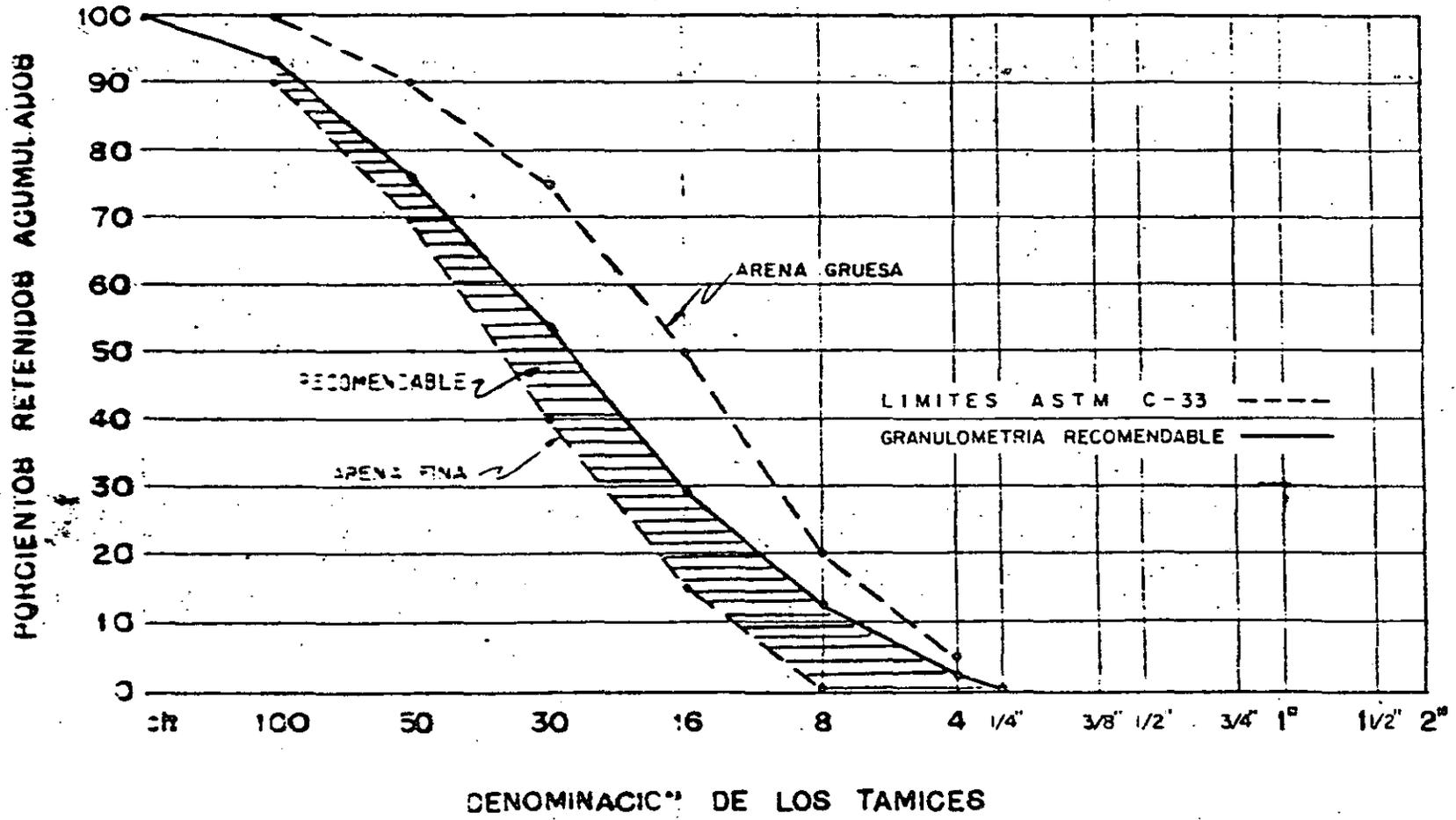


FIG.

GRANULOMETRÍA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS

CONCRETO BOMBEABLE

(ACI - 304)

47

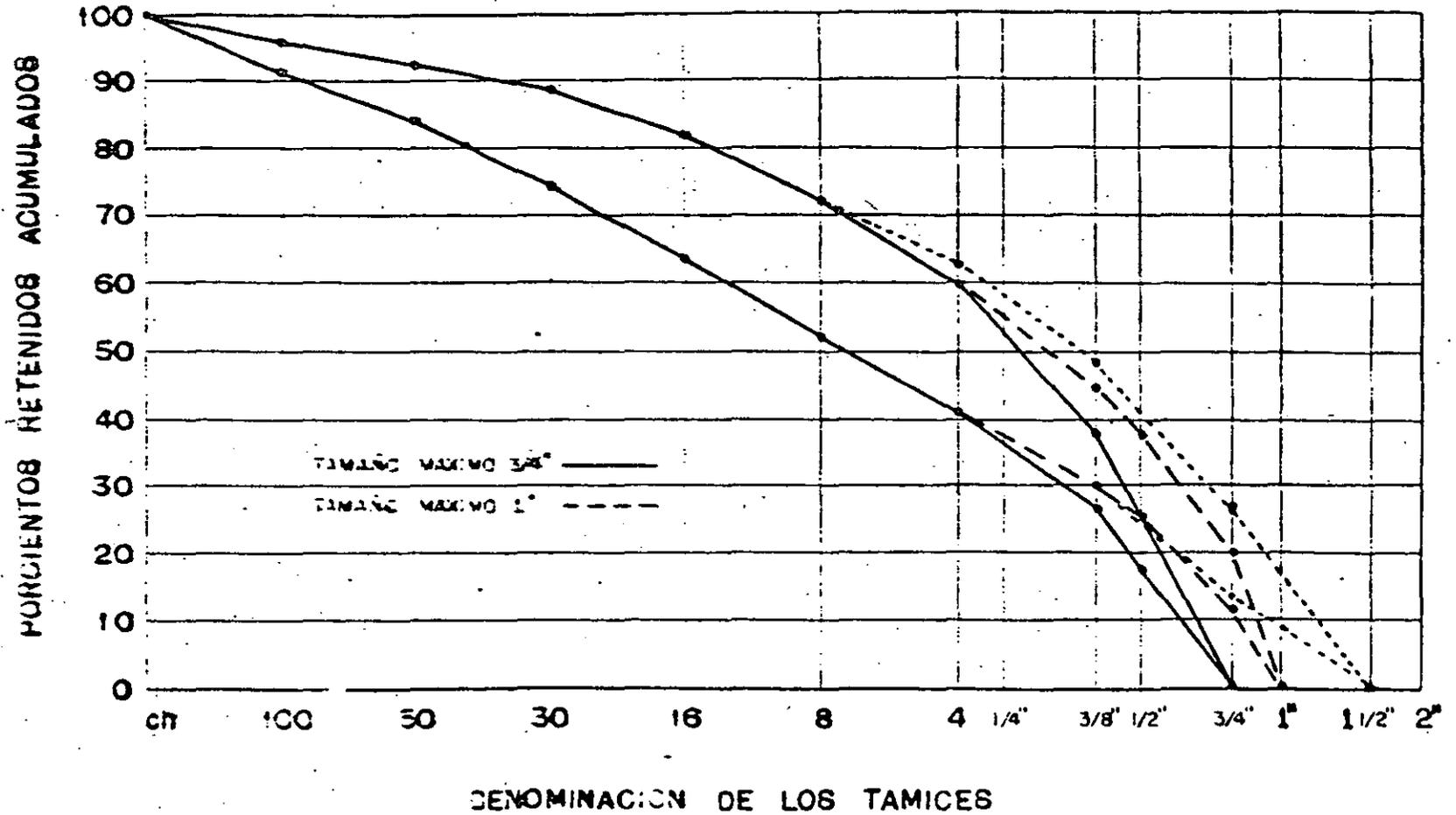
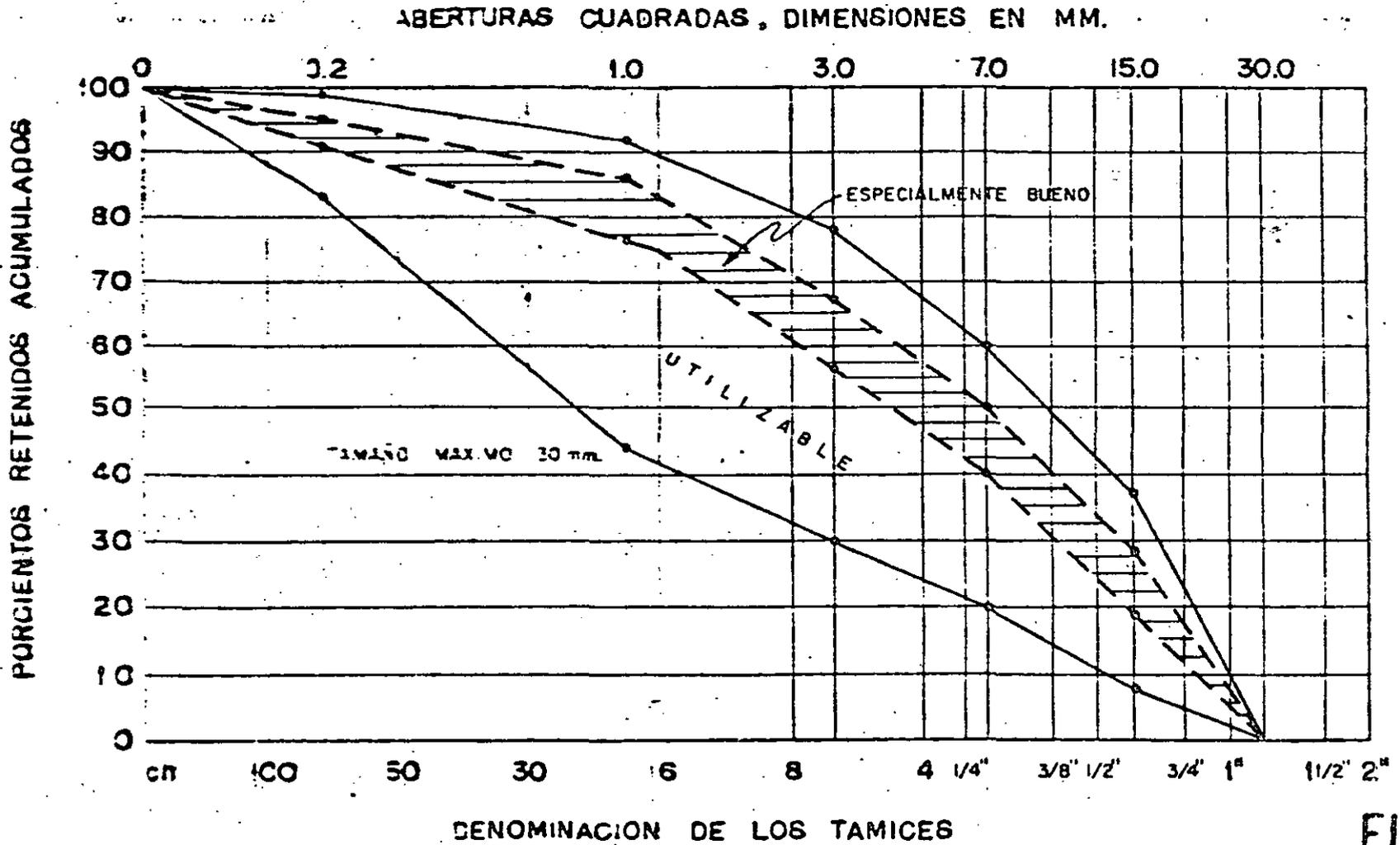


FIG. 2

GRANULOMETRÍA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (DIN 1045, 1047)



46

FIG. 3

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (DIN 1045, 1047)

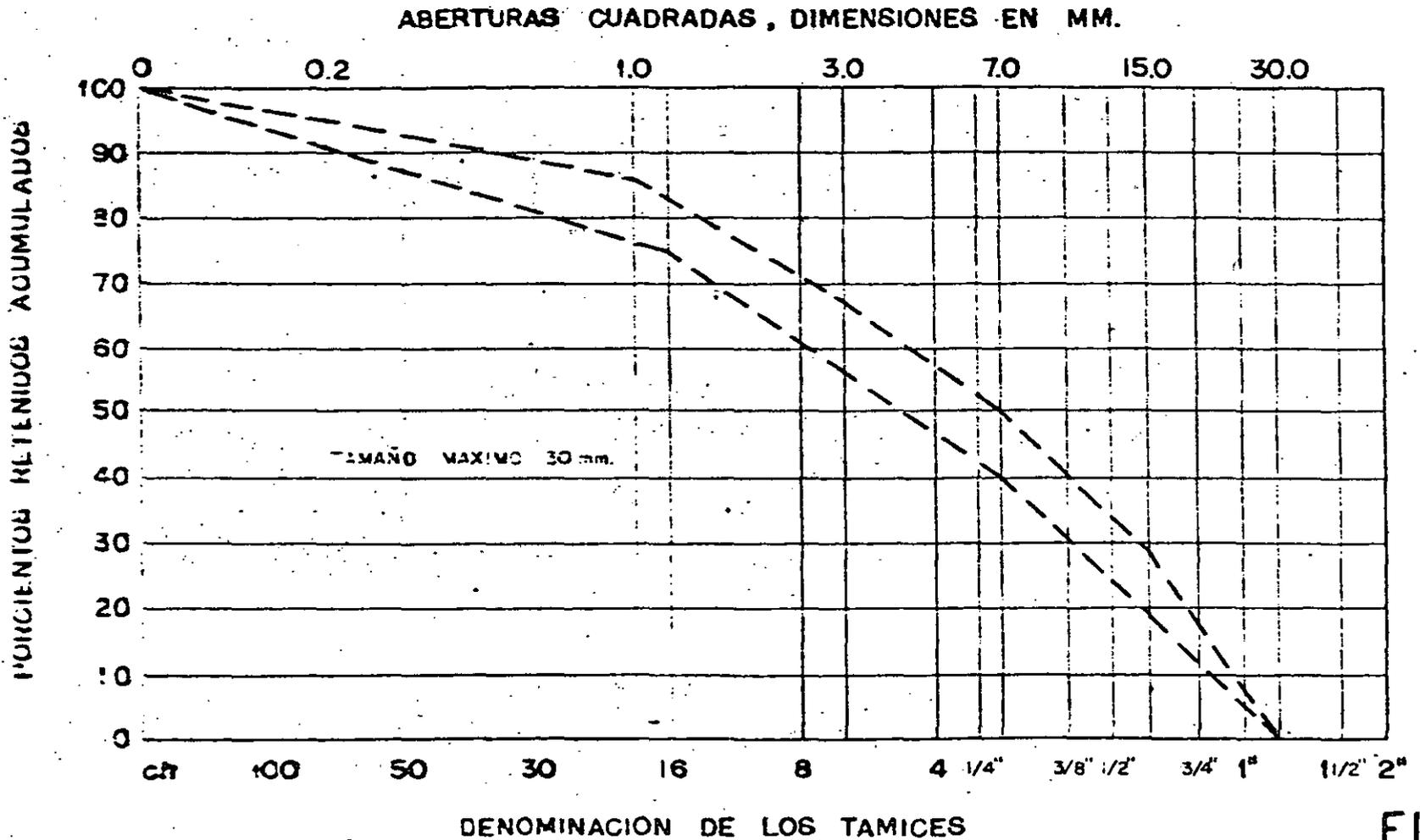


FIG. 4



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

ASPECTOS GENERALES DE LA
CONSTRUCCION DE TUNELES

1.	INTRODUCCION	1
2.	CASOS HISTORICOS	3
2.1	Arte Rupestre	3
2.2	Primeros Túneles	3
2.3	Qanats	4
2.4	Primer Túnel Bajo el Támesis	4
2.5	Túneles Alpinos	5
2.6	Túneles mas Largos	7
3.	CLASIFICACION	8
3.1	Por su Utilización	9
3.2	Por su Posición Topográfica	9
3.3	Por el Material Excavado	10
4.	ESTUDIOS PREVIOS	10
4.1	Análisis Económicos	10
4.2	Levantamiento Geológico y Exploración	11
4.2.1	Objetivos de la Exploración Geológica	12
4.2.2	Secuencia de Exploración Geológica	13
4.2.3	Clasificación Tunnelman's para Suelos	13
4.3	Selección de las Características Geométricas	13
5.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	
5.1	Excavación en Roca	15
5.1.1	Explosivos	16
5.1.2	Moles	18
5.1.3	Rascadoras Mecánicas	18

5.2	Excavación en Suelos	19
5.2.1	Rompedoras Manuales	20
5.2.2	Escudos	20
5.3	Soporte	21
5.3.1	Madera	23
5.3.2	Marcos Metálicos	23
5.3.3	Anclas	24
5.3.4	Concreto Lanzado	24
5.3.5	Dovelas de Concreto	24
5.3.6	Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada	25
5.3.7	Dovelas de Hierro Fundido	25
5.3.8	Tabiques y Mampostería	26
5.3.9	Concreto	26
5.4	Servicios Auxiliares	26
5.5	Control	27
6.	CONCLUSIONES	28

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

Por: Ing. Juan J. Schmitter*

1. INTRODUCCION.

En forma simple puede decirse que un Túnel es "un pasaje subterráneo hecho sin remover el suelo o la roca sobreyacente" (Szechy 1970) o bien, "un paso subterráneo abierto artificialmente para establecer comunicación a través de un río u otro obstáculo". (Diccionario de la Lengua Española, Real Academia)

La palabra "Túnel" proviene del sustantivo "Tonel", especie de barril grande, cuyo aspecto interno efectivamente recuerda el de un túnel.

Cualquiera que sea su definición, existe en general una clara idea de lo que túnel significa, por la gran divulgación del concepto, asociado a un número de situaciones de la vida real.

* Superintendente Técnico SOLUM, S. A.
Profesor Climentaciones Universidad Iberoamericana

Se dice (Sandström 1963) que a todo grupo humano de cualquier época y nación le llega su momento, en que para subsistir, requiere buscar el camino hacia lo subterráneo, ya sea como refugio de protección, para búsqueda y conducción de agua, conseguir metales, (Figura 1) atravesar obstáculos o bien deshacerse de líquidos sobrantes.

El desarrollo de las comunicaciones dentro de las ciudades congestionadas en superficie obliga a invadir el espacio subterráneo, para ubicar pasos a desnivel, servicios urbanos etc. y entre ciudades establecidas las distancias se acortan mediante Túneles Ferrocarrileros y Carreteros.

No resulta despreciable la acción constructora de túneles por la naturaleza, principalmente por la acción mecánica y química del agua, presente en los ríos en la lluvia y en el oleaje. Las grutas de Cacahuamilpa son claro ejemplo de un túnel hecho por la naturaleza, el cual con mas de 6 km de longitud conduce los ríos Manilaltenango y San Jerónimo hasta la confluencia conocida como 2 bocas, dando así origen al Río Amacuzac.

También es notable la capacidad de los animales para construir túneles quienes llegan a formar verdaderas ciudades subterráneas.

Este escrito tiene por objeto mostrar algunos casos históricos en la construcción de túneles hechos por el hombre, los estudios previos que actual

mente se requieren para ejecutarlos y algunos aspectos constructivos de la actual tecnología en túneles.

2. CASOS HISTORICOS.

2.1 Arte Rupestre.

El hombre en su continua búsqueda de mejores condiciones de vida, -- empezó siendo usuario de los túneles naturales, según se demuestra -- por las pinturas encontradas en las paredes de las Grutas de Kent's, -- Altamira y Lascaux, situadas en Inglaterra, España y Francia respectivamente.

2.2 Primeros Túneles.

Probablemente el primer túnel de manufactura humana, de que se tenga noticia fue construído hace 4,000 años (2180 BC) en Babilonia bajo el Río Eufrates, para comunicar el Palacio de la Reina Semiramis -- con el Templo de Jove (Széchy 1970) su longitud se estima en 1 km, -- su sección transversal en 3.6 x 4.5 m y fue construído con el método de Cortar y Cubrir.

Los Egipcios construyeron innumerables túneles para tener acceso a -- canteras de extracción de roca y tumbas, en la India se labraron tem:

plos en roca con destreza y calidad notables. Los romanos hace 2000 años construyeron notables ejemplos de túneles para personas, vehiculos, agua potable y drenaje.

2.3 Qanats.

Quizá una de las aplicaciones mas atinadas de los túneles en la antigüedad que aún perdura en servicio en nuestros días es la de los "Qanats" (Figura 2) existentes en Persia, Norte de Siria, Africa, India, los cuales se emplean para conducir agua desde los manantiales que existen en los abanicos aluviales al pie de las montañas hasta el interior de las ciudades fortificadas atravesando el subsuelo de zonas desérticas.

Existen tres razones principales para la existencia de los Qanats, topográfica, de estrategia militar y para evitar evaporación.

El gasto que conducen es de unos cuantos litros por minuto, pero se pone de manifiesto la importancia que en la vida del hombre tiene el agua potable no importando su costo relativo para obtenerla, conducirla y protegerla del candente sol,

2.4 Primer Túnel Bajo el Támesis.

En 1825, Sir Marc Isambard Brunel (1769 - 1849) padre e Isambard Kingdom Brunel (1806 - 1859) hijo, inician la construc

ción del primer túnel subacuático, bajo el Tamesis (idea que intentó realizar anteriormente Trevithick (1777-1833)), empleando una nueva máquina patentada, (Figura 3) inspirada según se dice, en el Gusano Barrenador de Madera Teredo Navalis, que con las secreciones que expulsa va creando un "ademe". Es así como nace el concepto de "Escudo", ampliamente usado en la actualidad.

El túnel de 6.9 m de alto, 11.6 m de ancho y 365 m de longitud se terminó en 1843, después de múltiples problemas constructivos causados principalmente por la entrada del río a las obras.

La obra empezó a funcionar como túnel Peatonal (Figura 4), ya que por agotarse el presupuesto, con tantos problemas, no fué posible construir rampas de acceso para los carruajes de la época. En 1865 el túnel fue comprado y transformado en túnel ferroviario permaneciendo así hasta nuestros días.

2.5 Túneles Alpinos.

El gran desarrollo ferrocarrilero en Europa, en el siglo XIX provocó el establecimiento de nuevas redes de vías que pronto encontraron barreras naturales como los Alpes, que dividían físicamente, psicológicamente y hasta religiosamente a Europa. Al pedir a los famosos técnicos ferrocarrileros ingleses Stephenson y Swinburne su opinión sobre la posibilidad de hacer túneles bajo los alpes, concluyeron que tal

cosa no era posible. Los geólogos apoyados en elucubraciones matemáticas hablaban de las altas temperaturas, existentes en el interior de las montañas, además de las dificultades propias de la excavación.

No obstante la opinión anterior, varios notables ingenieros y hombres de ciencia, desarrollaron ideas que a la postre hicieron posible la ejecución del primer túnel alpino. El físico Colladón tenía la firme convicción de que el aire comprimido podría servir para operar las máquinas de perforación, a la vez que limpiaba los huecos perforados y proporcionaba ventilación a los operarios.

Germain Sommeiller en 1855 bajo las ideas de T. Bartlett y con desarrollo de sus propias investigaciones desarrolló una máquina de barrenación a base de aire comprimido, que resultó práctica a partir de 1868. Con ésta nueva maquinaria (Figura 5) se inició el primer túnel alpino Frejus (Mt. Cenis), según se vea desde el punto de vista Francés-Italiano o Inglés, el cual en 12.7 km conecta Turín (Italia) con Chambery (Francia). Al principio se usaba pólvora negra para la excavación de los túneles, con la secuencia de:

- a) Perforar
- b) Cargar
- c) Detonar
- d) Ventilar
- e) Rezagar

En 1863, Alfred Nobel basado en la Nitroglicerina obtenida por Ascanis

Sobero en 1846, desarrolla la "pólvora sin humo" o dinamita, un explosivo seguro de manejar, que requiere de un impulso inicial dado por fulminato de mercurio para detonar con potencia demoledora mayor que la de la pólvora negra. Se empieza a fabricar en serie a partir de 1867 y para 1870 se emplea en el túnel San Gotthard de 15 km de longitud, que comunica Göschenen, Suiza con Airolo, Italia.

La utilización del carburo de Tungsteno en las herramientas de perforación a partir de 1950, presenta una nueva faceta en la excavación de rocas al tenerse brocas más eficientes.

2.6 Túneles mas Largos.

Según la Enciclopedia Guínes de records mundiales, página 297, los túneles mas largos según su especialidad son:

a) Para Agua Potable.

El que une Nueva York con Delaware Occ., desde Rondout Reservoir hasta Hillview Reservoir al Norte de la Isla de Manhattan N. Y. E.U.A.. Tiene 136 km de longitud 4,1 m de diámetro, fué iniciado en 1937 y terminado en 1945.

b) Ferroviano (Simplón II)

Une Suiza con Italia pasando en ocasiones a 2135 m bajo la cumbre de los alpes. Tiene 19.5 km de longitud y fue terminado en 1922.

c) Para Trenes Urbanos. (Condon Transport Executive)

Una Mordèn con East Finchley vía Bank en Londres Inglaterra. -
Tiene 27.8 km de longitud y 3.7 m de diámetro, está en uso -
desde 1939.

d) Carretero. (MonteBlanco)

Una Pelernis, cerca de Chamonix Francia, hasta Entreves, pró-
ximo a Courmayeur, Valle D'Aosta Italia. Tiene 11.6 km de lon-
gitud 7.4 m de ancho y 9 m de altura, está en uso desde 1965.

e) Subacuático. (Kanmon)

Una Shimonseki, Honshu a Kyushu Japón. Tiene 9.9 km de longi-
tud y está en uso desde 1958. El túnel Seikan actualmente en -
construcción, unirá Tappl Saki en Honshu con Fukushima, Hokaido
Japón, a través de un túnel de 54 km de longitud que correrá ba-
jo el estrecho Tsugaru, a 140 m abajo del lecho del mar. Se -
espera terminar para 1980.

f) Riego o Hidroeléctrico.

Es el de los ríos Orange y Fish en Sudáfrica, tiene 82.9 km de -
largo y 5.33 m de diámetro. La perforación se terminó en 1973.

3. CLASIFICACION.

La clasificación de túneles y construcciones subterráneas puede hacer

se desde el punto de vista de su utilización, de su posición topográfica o del material en el cual se excavará.

3.1 Por su Utilización.

- a) Túneles para la industria minera.
- b) Túneles para obras civiles. (Figura 6)
 - b1) Tráfico. (ferrocarriles, carreteras, peatonales, navegación, trenes urbanos)
 - b2) Conducción. (generación hidroeléctrica, agua potable, servicios municipales, drenaje para transporte de materiales en plantas industriales)
- c) Refugios para ataques aéreos.
- d) Almacén de líquidos, garages, etc.

3.2 Por su Posición Topográfica.

Atendiendo a su posición o alineación los túneles pueden a su vez dividirse en:

- a) Túneles de parteaguas o de silla de montar
- b) Túneles en espiral (Figura 7)
- c) Túnel en contribuciones de montañas (Figura 8)
- d) Túnel al pie de taludes inestables (Figura 9)

3.3 Por el Material Excavado.

Por el material que atraviesan pueden clasificarse como:

Túneles en Roca, Competente o Fracturada

Túneles en Suelos, Compactos, Suelos o Blandos

4. ESTUDIOS PREVIOS.

La ejecución de un túnel requiere efectuar una serie de estudios encaminados en principio a determinar su factibilidad económica y después para realizar su diseño y proyectar su construcción.

Los estudios previos mas relevantes son:

4.1 Análisis Económico.

Dentro de las construcciones civiles, el túnel es de las mas costosas en su inversión inicial; consecuentemente los ahorros que se logren en sus dimensiones finales, tanto en longitud como en sección transversal son significativas.

De acuerdo con datos presentados por Szechy en 1970 el costo de túneles en terreno montañoso es de \$ 5,000.00 a \$ 1,000.00 dólares por metro lineal, mientras que cuando se construyen bajo agua, en suelos blandos o sueltos, empleando aire comprimido, es de a 6 ó 7-

veces mayor. Se pueden obtener ahorros de un 30% sobre el último método si el túnel es precolado y se hunde en el lugar.

El análisis económico debe incluir el volumen de tráfico esperado a futuro, así como sus costos individuales de transportación.

Se deberá comparar la alternativa en túnel con otro tipo de solución analizando la conveniencia económica de cada proyecto.

En el análisis deben incluirse aspectos de desarrollo regional motivados por las nuevas obras.

4.2 Levantamiento Geológico y Exploración.

Es quizá la fase más importante de los estudios previos, ya que ello condicionará el procedimiento constructivo y avance esperado del túnel y permitirá estimar las cargas que intervendrán en el diseño de su revestimiento, temporal y definitivo.

La ubicación general del túnel está gobernada por su fin específico, - mientras que su posición detallada depende de las características geológicas de la región.

Entre más preciso sea el conocimiento de la geología de la zona se tendrán planos más confiables para la construcción del túnel mejores avances, y menos variaciones del presupuesto original.

4.2.1 Objetivos de la Exploración Geológica.

- a) Origen y condiciones de las rocas, o suelos.
- b) Datos hidrológicos, existencia de gases y temperaturas del terreno.
- c) Propiedades físicas y mecánicas, de las rocas a lo largo de la línea propuesta para el túnel, delineando unidades geológicas con propiedades relativamente homogéneas.
- d) Detalles geológicos que pueden afectar la magnitud de la presión de roca sobre el túnel, como contactos entre formaciones, fallas, zonas de alteración, etc.

Las Investigaciones deben extenderse para:

- e) Investigar el material arriba del proyecto.
- f) Determinar posición y calidad de la roca profunda.
- g) Conocer las condiciones del drenaje superficial.
- h) Conocer la posición del agua subterránea, su volumen, así como los gases contenidos en rocas profundas.
- i) Conocer con detalle las propiedades físicas y resistencia al ataque con herramientas, de la roca por excavar.

Las exploraciones deben continuarse durante la construcción del túnel, no solo para confirmar las hipótesis de diseño sino para ratificar los procedimientos de construcción.

4.2.2. Secuencia de Exploración Geológica.

- a) Levantamiento geológico general.
- b) Investigaciones geológicas detalladas antes de planear la obra.
- c) Exploraciones del sitio durante el diseño.
- d) Exploración in situ durante la construcción.

4.2.3. Clasificación Tunnelman's para Suelos.

De acuerdo con la clasificación Tunnelman's para suelos (basadas en categorías de Terzaghi Tabla I (Brandt 1970)), el material del frente puede ser agrupado en función de su comportamiento; como duro, firme, de graneado lento, de graneado rápido, de extrusión lenta, expansivo, que corre cohesivamente, que corre, de extrusión rápida, que fluye y pedregoso.

En la Tabla II, se ha establecido una correlación entre el Sistema Unificado de clasificación de suelos y la clasificación Tunnelman's, -- (Brandt 1970).

4.3 Selección de las Características Geométricas.

En esta fase se establece el trazo más idóneo, su elevación longitudinal y pendientes para facilitar el drenaje de agua hacia los portales. En los túneles subacuáticos no es posible drenar a gravedad, y

TABLA I
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tunnels	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativo
1	(*) DURO	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave.	Arcillas calcáreas muy duras, y arenas cementadas.
2	FIRME	La frente del túnel puede avanzar sin soporte en la clave, y el soporte permanente puede construirse antes de que empiece a moverse el suelo.	Lodos arriba del nivel freático. Arcillas calcáreas de baja plasticidad.
3.	DEL GRANELO LENTO	Empiezan a caer del techo y paredes terrones y hojuelas de material, algún tiempo después que el suelo ha estado expuesto.	Gráneo rápido se presenta en suelos residuales o en arena con cemento de arcilla, bajo el nivel freático. Arriba del nivel freático el material
4	DE GRANELO RAPIDO	Gráneo rápido el proceso se inicia en pocos minutos.	tipo de suelos puede comportarse como Gráneo lento o aún firme.
5	DE EXTRUSION LENTA	El terreno avanza lentamente hacia el túnel sin fracturarse y sin incremento de agua perceptible. Puede provocar hundimiento en superficie.	Arcilla blanda o medianamente

TABLA I
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Terzaghi, mas tres adiciones, *)

No.	Clasificación del Suelo para Tuzaleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
6	EXPANSIVO	Al igual que en el caso anterior, el terreno avanza lentamente hacia el túnel, pero existe un notable incremento de volumen.	Arcillas fuertemente preconsolidadas con Índice Plástico mayor de 30%; - formaciones sedimentarias conteniendo capas de anhidrita.
7	DE CORRIDA COHESIVA	La remoción del soporte lateral en cualquier superficie con ángulo de talud mayor de 34° provoca una "corrida", donde el material fluye como	<u>Corridas cohesivas</u> ocurren en arena fina limpia y húmeda.
8	DE CORRIDA 17	azúcar granulada, hasta que el ángulo de talud se vuelve 34°. Si la "corrida" es precedida de un breve período de graneó, se le denomina de <u>Corrida Cohesiva</u> .	<u>Corridas</u> ocurren en arena limosa - - - - - mediana o gruesa, arriba del nivel freático.
9	(*) DE EXTRUSION RAPIDA	El terreno avanza rápidamente hacia el túnel en un flujo plástico.	Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.
10	FLUYENTE	El terreno se mueve como un líquido viscoso. Puede invadir el túnel por el techo, paredes y piso hasta llenar el espacio.	Cualquier suelo bajo el nivel freático con diámetro efectivo mayor de 0.005 mm.

TABLA I
 CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

(Basado en las principales categorías propuestas por K. Tenzagni, mas tres adiciones, *)

N.º	Clasificación del Suelo para Túneles	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
11	(*) PEDREGOSO	Se tienen problemas al avanzar el escudo, o en tabiestacado frontal; explosivos ó excavación a mano adelante de la maquinaria puede ser necesario.	Suelo glaciar pedregoso, rico en caña, depósito de taludes, suelos duales. La matriz entre boletas de ser grava, arena, limo, arcilla sus combinaciones.
12			

se requieren estaciones de bombeo que mantengan transitable al túnel.

En los trenes urbanos pueden emplearse perfiles de trazo pendular, que aceleren a gravedad los equipos a la salida de las estaciones y lo frenen antes de llegar a la siguiente.

Las dimensiones y forma de la sección transversal del túnel se eligen en base a:

- a) Las necesidades propias del túnel según su uso, así como a tolerancias y galibos especificados para vehículos y mercancías que se transporten.
- b) El tipo de presiones existentes en el material por excavar, así como las propiedades mecánicas de éste.
- c) El procedimiento de construcción.
- d) El material que formará el revestimiento del túnel así como su resistencia y cargas que actuarán sobre él.

5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

El procedimiento constructivo de un túnel está ligado íntimamente con las características geológicas del terreno donde se excavará, el nivel de esfuerzos que prevalecen en el sitio y su correspondiente

modificación por el túnel, y el tiempo que permanece abierto sin soporte el frente.

Los estudios previos, geológicos y de mecánica de suelos y rocas, -
 tienden a determinar si el material excavado es estable en su frente
 y paredes, en que longitud de tramo y por cuanto tiempo. El crite-
 rio Lauffer (Figura 10) ofrece una forma rápida de calificar un mate-
 rial, sea suelo o roca, atendiendo al tiempo que un determinado an-
 cho de excavación permanece estable sin soporte.

Conociendo las propiedades y comportamiento del material se puede -
 entonces aplicar el procedimiento de excavación mas correcto y su -
 correspondiente método de soporte; desde el caso de roca sana que -
 puede excavarse con explosivos y sin requerir soporte, hasta la arcí-
 lla blanda que requiere de mecanismos sofisticados de construcción, -
 como el escudo bajo aire comprimido.

5.1 Excavación en Roca.

Según se dijo antes, la excavación de los túneles puede variar en su
 procedimiento, según la calidad y tipo de material por atravesar, sea
 éste roca o suelo.

La diferencia entre roca y suelo es un tópico que se presta a discu-
 siones y disertaciones filosóficas mas allá del sentido común ya que

la geología cataloga la roca, como todo material sólido que forma parte de la corteza terrestre lo cual no deja campo de acción a la Mecánica de Suelos.

Por otro lado en agronomía el aspecto suelo esta intimamente ligado a la porción de la corteza susceptible de permitir la vida vegetal.

Ante tal pugna de conceptos, algunos autores, resuelven graciosamente el problema diciendo que si al golpear el material con un martillo este hace "Pic" es roca y si hace "Poc" es suelo.

Independientemente de cual sea la definición mas apropiada, es obvio que debe recurrirse a las propiedades mecánicas y comportamiento del material para seleccionar su procedimiento constructivo.

Es de esperarse así que se tengan soluciones de excavación comunes para las rocas blandas y para los suelos duros o cementados.

5.1.1 Explosivos.

Comunmente llamado método convencional consiste en barrer el material del frente por excavar, siguiendo un patrón determinado hasta cierta profundidad de avance, cargar con dinamita los agujeros practicados y detonar de acuerdo con una cierta secuencia para obtener una área excavada línea B lo mas cercana a la del túnel proyec.

tado línea A.

En este proceso es usual empezar por una cuña central que forma un hueco inicial, hacia el cual en forma ordenada y progresiva, se va lanzando el material por efecto de las explosiones subsecuentes.

La Figura 11 muestra un ejemplo típico de un diagrama de barrenación.

En éste método las reglas, del juego son usar la mínima cantidad de explosivo y la mínima longitud de barrenación para el máximo volumen de roca demolida, cumpliendo con las dimensiones mínimas de la sección proyectada, línea A, y sin sobrepasar en lo posible la línea de pago o línea B.

El ciclo de avance en éste sistema consiste en:

Barrenar
Cargar
Detonar
Ventilar
Rezagar
Colocar Soporte Temporal
Barrenar

El proceso de excavación, planteado a base de explosivos puede realizarse a sección completa, media sección y banqueo, túnel piloto, media sección y banqueo o alguna otra variante. (Ver Figura 12 a 15)

5.1.2 Moles.

Denominados también excavadoras integrales son un artificio mecánico, que a manera de gigantesca broca tricónica horada la roca, mediante rotación y avances continuos, formando túneles circulares.

La presión que ejerce la cabeza de corte contra el frente, se obtiene de gatos hidráulicos apoyados en un sistema de zapatas que mediante un mecanismo expensor, desarrolla fuerzas friccionantes apreciables, en la pared previamente cortada del túnel.

La cabeza de corte, tapizada de rodillos con aristas similares a las de una broca tricónica gira continuamente y la roca pulverizada es evacuada mediante bandas transportadoras.

Rocas suaves poco fracturadas y secciones de túnel pequeñas a moderadas ofrecen las mejores condiciones de trabajo con este sistema.

5.1.3 Rascadoras Mecánicas.

Son máquinas excavadoras de túneles que a manera de fresadoras colocadas en el extremo de un brazo móvil operado manualmente van desgajando la roca, evacuando los fragmentos caídos mediante un dispositivo recolector y banda transportadora.

A diferencia de los "Moles" que cortan la sección completa del túnel

en cada giro de la cabeza de corte avanzando simultáneamente, las rascadoras (Figura 16) tienen que barrer paulatinamente todo el frente antes de avanzar.

La sección excavada puede tener cualquier forma geométrica, dependiendo de la destreza del operador.

Generalmente se emplea en rocas de baja resistencia y en secciones transversales de dimensiones moderadas.

Cuando el grado de fracturamiento de la roca es excesivo, pueden usarse camisas protectoras para evitar caldos sobre la máquina excavadora.

5.2 Excavación en Suelos.

5.2.1 Rompedoras Manuales.

Constituyen un procedimiento de excavación sencillo, para túneles de sección pequeña, en suelos duros, firmes o de graneo lento según el criterio Tunnelman's.

Se emplea en combinación con sistemas de ademe ligeros, de colocación rápida.

5.2.2 Escudos.

Es quizá el sistema de excavación más idóneo para la gran mayoría de los suelos.

Por su concepción de diseño, proporciona soporte continuo a las paredes del nuevo túnel, mediante su camisa exterior metálica cilíndrica, al abrigo de la cual se van instalando los anillos de dovelas del revestimiento primario (Figura 17).

Cuando el frente es estable, el Escudo se puede dejar abierto, y la excavación del material se puede realizar a base de rompedoras manuales, o bien mediante estrellas cortadoras oscilantes.

También pueden disponerse de coronas giratorias con ranuras tipo "Pela Papas".

Si el frente de trabajo es inestable como ocurre algunas veces en arcilla de extrusión rápida o en arenas que fluyen, se requiere un escudo de frente cerrado, fuera del cual y en contacto con el terreno se tiene dentro de una cámara de lodo a presión una estrella cortadora.

El suelo se evacúa del frente de trabajo, licuándolo y bombeándolo al exterior.

Como alternativa se puede recurrir al empleo de aire comprimido-

y escudo con frente abierto, teniéndose en tal caso el inconveniente para el personal de trabajar bajo aire comprimido con las restricciones medicas que ello exige.

Para ciertos casos de limos blandos que fluyen se han empleado escudos de frente cerrado, donde el material atravesado es admitido en el túnel mediante compuertas de guillotina controladas, o bien desplazado el suelo hacia los lados del escudo.

5.3 Soporte.

Dependiendo del comportamiento del material donde se ejecuta el túnel, se instalará el sistema de soporte a la velocidad y con la robustez que se requiera.

Recuerdese la clasificación Lauffer (Figura 10).

Es de todos conocido, que durante la excavación de un túnel se produce cercano al frente, el efecto de media bóveda o tridimensional y después el de arco o bidimensional (Figura 18).

Siendo el primer efecto mas favorable que el segundo en lo que a estabilidad se refiere, se aprovecha comunmente para que al amparo de su protección se coloque el ademe primario o soporte temporal.

La acción estabilizadora del soporte sobre la masa rocosa o de suelo que rodea al túnel, ha sido analizada tradicionalmente desde va-
rios enfoques, desde el proporcionado por la teoría de la elasti-
dad hasta los criterios empíricos de Terzaghi, Stini y otros.

Se concluye por lo observado en casos prácticos que el ademe o -
soporte aplica al terreno una presión tal, que le da confinamiento y
consecuentemente capacidad de carga para contribuir en buena parte
a su estabilización. Es decir el ademe raras veces se diseña pa-
ra soportar todo el peso de la columna de suelo arriba del túnel, -
por el contrario su misión es aplicar una presión estabilizadora -
que incrementa notablemente la capacidad natural de soporte del ma-
terial.

El soporte puede clasificarse en Temporal o Definitivo atendiendo a
la durabilidad del material que lo constituye o al uso final del tú-
nel.

Es así como un soporte temporal de madera requiere ser sustitui-
do por un soporte definitivo o revestimiento de concreto, tabique o
mampostería labrada, que resultan mas durables.

Puede ocurrir que el soporte temporal se convierta en definitivo si
se integra de davelas de concreto y no se requiere tratamiento pos-
terior para su funcionamiento, como ocurre por ejemplo en un-

Túnel carretero, ferrocarrilero o para tren urbano.

Entre los principales tipos de ademe se cuentan:

5.3.1 Marcos de Madera.

Formados por troncos de árboles, o puntales aserrados de sección cuadrada o rectangular, constituyeron en un principio el medio más económico y adecuado para soportar el material excavado. Su uso en minas fue intenso.

En la actualidad su uso está restringido a obras pequeñas, provisionales, donde la madera compite económicamente con otros materiales de soporte.

5.3.2 Marcos Metálicos.

Se forman de perfiles estructurales I ó H, rolados para adaptarse al diseño de la sección del túnel.

Entre el marco y el terreno siempre se colocan cuñas y trozos de madera, constituyendo el llamado retaque, el cual permite al marco presionar contra la roca o suelo para lograr su estabilidad.

En la Figura 19 se presenta la disposición usual de los marcos metálicos como soporte temporal, en comparación con los de madera.

5.2.3 Anclas.

Constituyen un método especial de soporte (Figura 20), que mejora las condiciones estructurales del material natural, logrando así su auto-soporte. Su uso más espectacular es en el caso de rocas moderadamente fracturadas.

Las anclas pueden combinarse con otros sistemas de soporte.

5.3.4 Concreto Lanzado.

Constituye un excelente sistema de soporte tanto temporal como definitivo. Consiste en "pintar" sobre la superficie recién excavada de la roca una serie de capas de concreto que forman una película, usualmente de 10 a 15 cm de espesor, que impide el desmoronamiento del material conservándole así su trabajo en arco.

En combinación con anclas, resulta un excelente método de soporte denominado "Nuevo Método Austriaco" (Figura 21).

5.3.5 Dovelas de Concreto.

Se emplean tradicionalmente en el sistema de excavación con escudo para suelos colocándose como soporte temporal (Figura 22).

Son precoladas y su tamaño y número por anillo, están condicionados por las dimensiones del túnel, los dispositivos para su coloca-

ción y las restricciones impuestas por el trazo del túnel.

Además de funcionar como ademe, constituyen el sistema de apoyo contra el cual reaccionan los gatos que hacen avanzar el escudo.

Es usual rellenar con gravilla e inyección el espacio anular dejado por la camisa del escudo, entre el suelo y las dovelas. También se han empleado mecanismos que permiten la expansión del anillo de dovelas. Con ello se busca reducir el asentamiento en la superficie provocado por las maniobras constructivas.

5.3.6 Dovelas Metálicas de Lámina Troquelada.

Comunmente llamadas "Charolas" constituyen un sistema de ademe flexible, que proporciona resultados excelentes en combinación con escudos para suelos (Figura 23).

Su tamaño y forma está condicionado por su manejo y colocación en el túnel, generalmente a base de personal.

5.3.7 Dovelas de Fierro Fundido.

Constituyen una alternativa de las dovelas de concreto, para ciertos proyectos especiales (Figura 24).

5.3.8 Tabique y Mampostería.

En el pasado constituía el método mas común para formar el revestimiento definitivo. Requería de mano de obra, muy especializada para su colocación.

5.3.9 Concreto.

En el presente constituye la forma mas común de proporcionar revestimiento definitivo a los túneles. Especialmente si la superficie interior debe tener un acabado adecuado a la conducción de líquidos.

5.4 Servicios Auxiliares.

Para la excavación de todo túnel debe contarse con una serie de servicios auxiliares, que intervienen directa o indirectamente. Entre los principales se cuentan:

- a) Ventilación durante la construcción.
- b) Achique y extracción de agua mediante bombeo.
- c) Suministro de corriente eléctrica para iluminación de los trabajos y operación de equipos.
- d) Suministro de aire comprimido para operación de las perforadoras, rezagadoras, bombas de achique, etc.

- e) Suministro de aceite a presión para operar gatos hidráulicos, en Escudos o Moles.
- f) Sistema para evacuación de la rezaga.
- g) Lumbreras o portales de acceso al túnel.
- h) Sistemas de Inyección.
- i) Campamentos para personal.

5.5 Control.

La trayectoria del túnel debe conocerse en todo momento, para asegurar que cumpla con la alineación y pendientes del proyecto. Debido a requisitos de programa la generalidad de los túneles se atacan desde varios frentes, bien sean portales de entrada y salida o lumbreras intermedias, por lo que el control topográfico es primordial para el buen desarrollo del trabajo.

En la actualidad el empleo de Teodolitos Lasser, permite disponer de una línea de colimación permanente y visible que guía en todo momento la trayectoria del túnel.

En ocasiones, cuando la topografía superficial lo permite, se ejecutan sondcos verticales desde los cuales se confirma la trayectoria en túnel, asegurandose que coincida con lo programado.

Además del control topográfico es necesario colocar instrumentos -

de medición en el túnel y en la superficie del terreno (en zonas urbanas), a fin de conocer el comportamiento real del medio por efecto del túnel excavado, el empuje sobre el revestimiento primario, sus deformaciones y desplazamientos, etc.

En zonas urbanas que descansan sobre suelos poco compactos, sueltos o blandos, es importante conocer los hundimientos en superficie, pues ellos repercuten en daños económicos a las instalaciones.

En resumen, el control constructivo del túnel reviste importancia notable para conocer no solo el comportamiento de la obra, sino su repercusión en estructuras vecinas existentes.

6. CONCLUSIONES.

La construcción de túneles y cavidades subterráneas siempre ha constituido un reto para los pobladores del planeta, de todas las épocas.

La tecnología sobre el particular se ha superado continuamente, lográndose optimizar los sistemas constructivos tradicionales y desarrollar nuevas técnicas para suelos inestables que en otros tiempos no hubiere sido posible horadar.

La experiencia tunelera en México se inicia con los constructores de Pirámides y Templos, sean Teotihuacanos, Mayas o Aztecas en cu -

En las ciudades es usual encontrar conductos subterráneos para accesos secretos o para evacuación de agua de lluvia o servida.

Siendo un país minero por excelencia, también por este concepto se acumularon bastas experiencias, desde la época de colonia.

Túneles para ferrocarriles fueron también construídos en su oportunidad. Con el desarrollo hidroeléctrico y de riego manifestado en las últimas décadas, se han construído grandes cavidades subterráneas para alojar casas de máquinas con todo el sistema de túneles anexos que ello significa.

El abastecimiento de agua potable para los grandes centros de población también ha requerido de túneles importantes.

Problemas de transportación masiva en las ciudades de México y Guadalajara condujeron al desarrollo de nuevas tecnologías para la construcción de túneles en suelos blandos y sueltos.

Finalmente problemas de drenaje, resueltos con túneles profundos, permiten confirmar que la experiencia mexicana sobre el particular está a la altura de las mejores del mundo.

En el aspecto de túneles carreteros, el campo permanece prácticamente virgen, con ejemplos sumamente escasos, pero notables como el de Chicoasén.

En el X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, los Ingenieros J.A. Albarran y A.A. Bello 1976, presentaron una ponencia sobre la Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, lo cual pone de manifiesto que estamos en la época donde los precios cada vez mas altos del combustible, del mantenimiento de vehículos, y los relacionados con el transporte de personas y mercancías, justifican el considerar como alternativa la "Solución en Túnel", dentro de las otras soluciones tradicionales, apoyados para ello en la gran experiencia con la que ya cuenta México en tal renglón.

Se proponen en tal ponencia entre los otros, los siguientes túneles:

Acapulco - Puerto Marqués (Guerrero) (1600 m en dos niveles)

Loma Larga (Monterrey, N. L.) (590 y 500 m, gemelos)

Córdova - Veracruz (Veracruz) (500 y 332 m, gemelos)

México - Toluca (Estado de México) (1540 m, gemelos)

Buenavista - Iguala (Guerrero) 1800 m)

El futuro de los caminos de México cuenta ahora con nuevas alternativas de solución en túnel a disposición de los Ingenieros Proyectistas, con técnicas aplicables en México.

México, D. F., a 4 de Agosto de 1977.

ING. JUAN J. SCHMITTER.

REFERENCIAS

- Széchy. K., 1970 The art of Tunneling, Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Sandström. G., 1963 The History of Tunneling, Barrie and Rockliff, London.
- Boardman Jr. F.W., 1960 Tunnels, Henry Z. Walck, Inc. New York.
- Brandt, C.T. et al, 1970 A Systems Study of Soft Ground Tunneling, Report for OHSGT, Report No. DOT-FRA-OHSGT-231; Order P.B. 194769 from Clearing House, Springfield, Va. 22151.
- Samuelson A. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Albarran A. y A. Bello 1976 Potencialidad del empleo de Túneles en las Carreteras de México, X Congreso Nacional de Ingeniería Civil, México, D. F. Noviembre de 1976.
- Ochoa E.R. 1977 Apuntes del Curso Excavación y Revestimiento de Túneles Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Schmittner J.J. 1975 Apuntes del Curso Geotécnica Aplicada a las Vías Terrestres, Centro de Educación Continua U.N.A.M.
- Moreno F.A. 1975 Sistemas de Soporte en Excavaciones Subterráneas en Roca, Publicación No. 2 de Información Técnica Grupo I.C.A.



FIG. 1 -- Lumberas y túneles en minas, según el libro "De Re Metallica" escrito en 1556 por el científico Alemán Georg Bauer que usó el seudónimo de Georg Agricola. (Ref. Boardman)

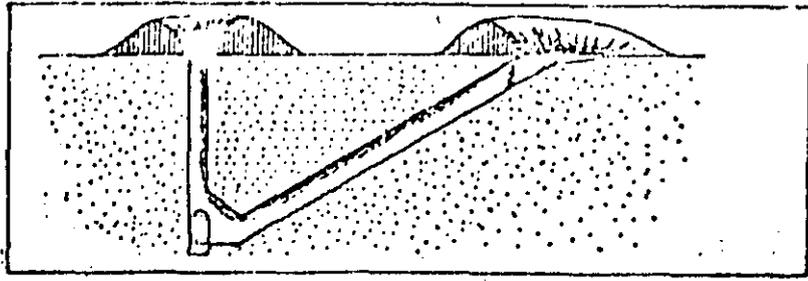


FIG. 2 - Corte transversal de un Qanat visto en la dirección del eje del tunel (Ref. Sandström)

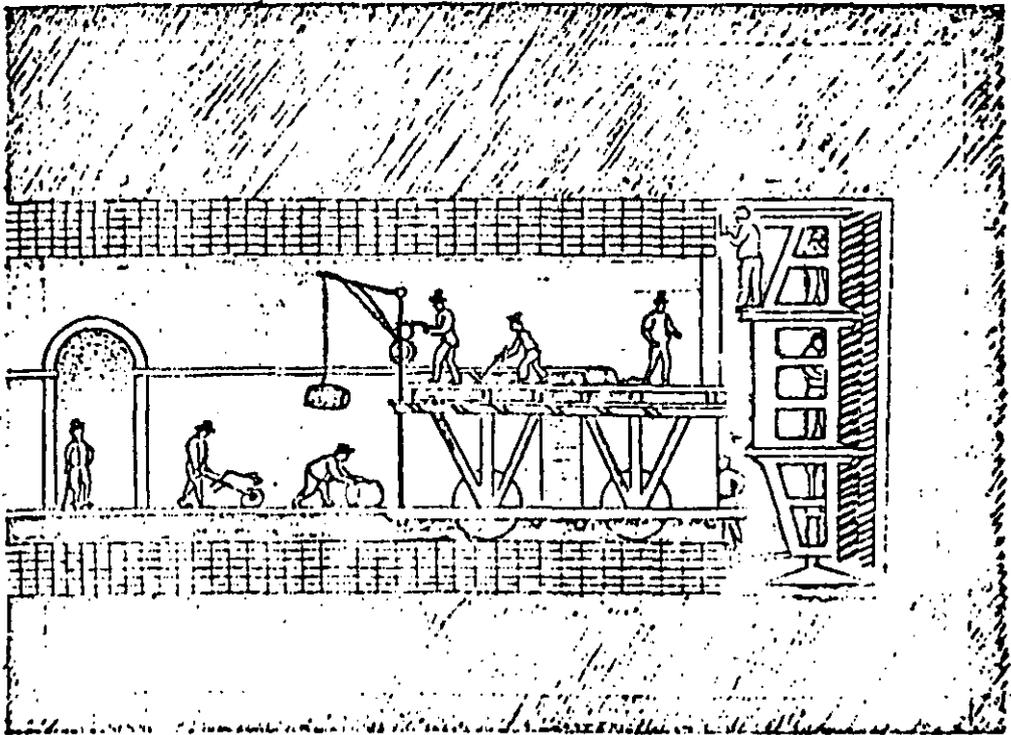


FIG. 3 - Excavación bajo e Tómesis usando el Escudo de Brunel.
(Ref Boardman)

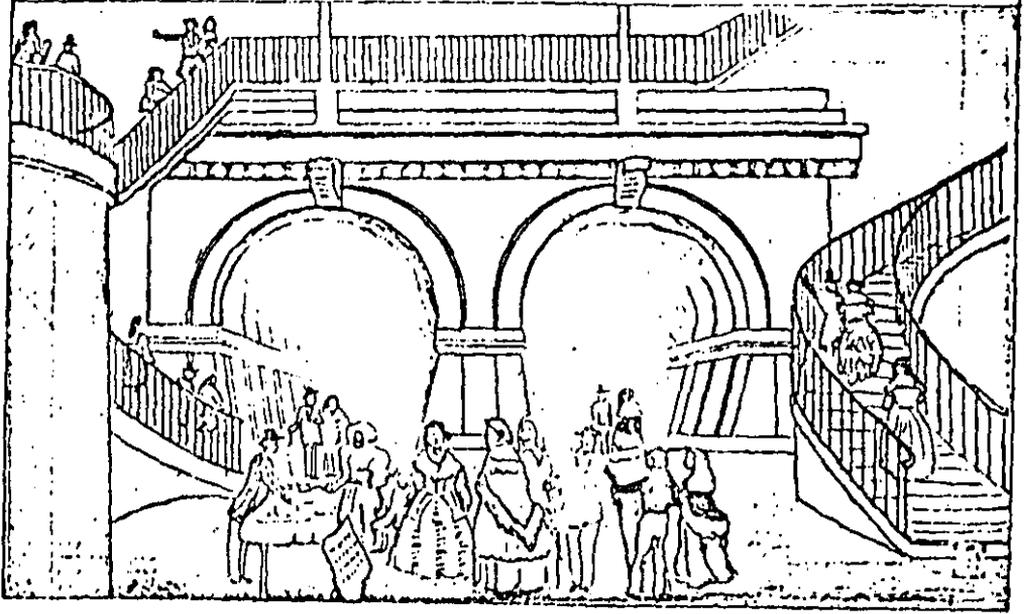


FIG. 4— El túnel hecho por los Brunel, tal como quedó terminado
(Ref. Boardman)



FIG. 5— Carro de perforación usado para la excavación del primer túnel
alpino, Frejus. (Mont Cenis) (Ref. Boardman)

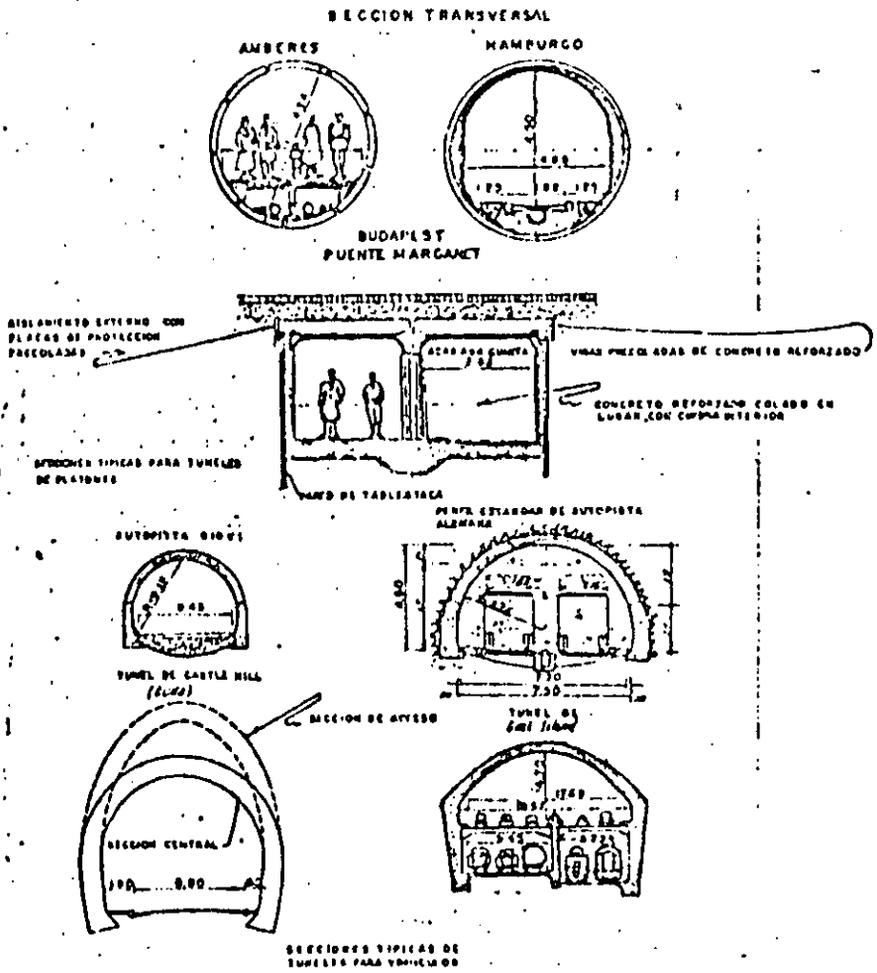


FIG. 6 - Túneles para tránsito

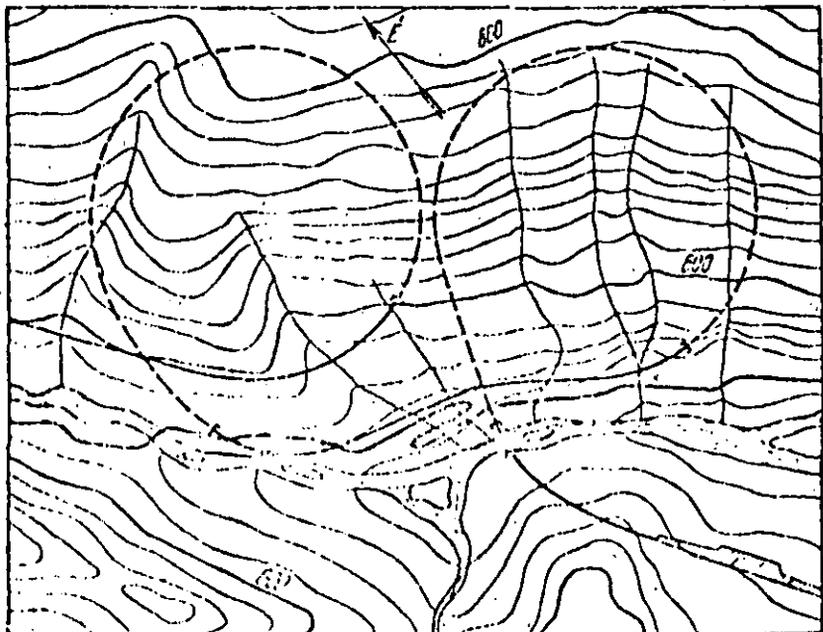


FIG. 7 - Túneles en espiral (Ref. Szechy)

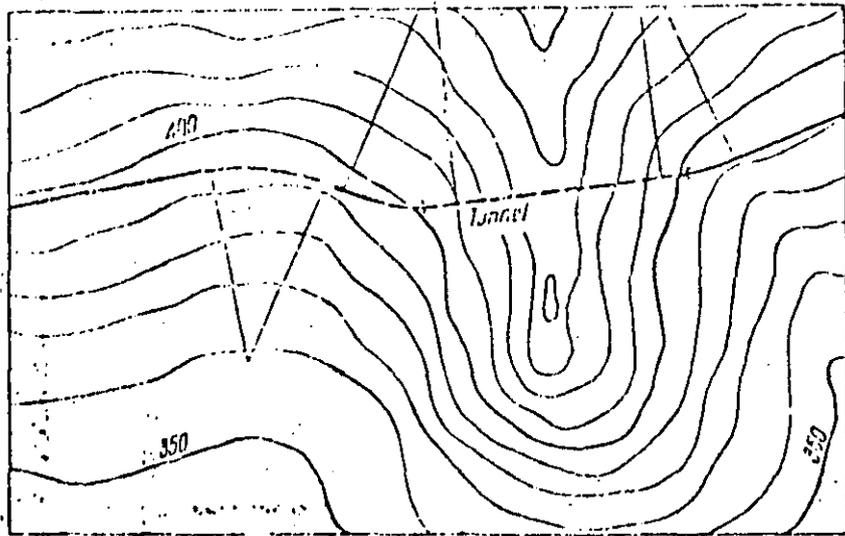


FIG. 8 - Túneles en estribaciones de montaña (Ref. Szechy)

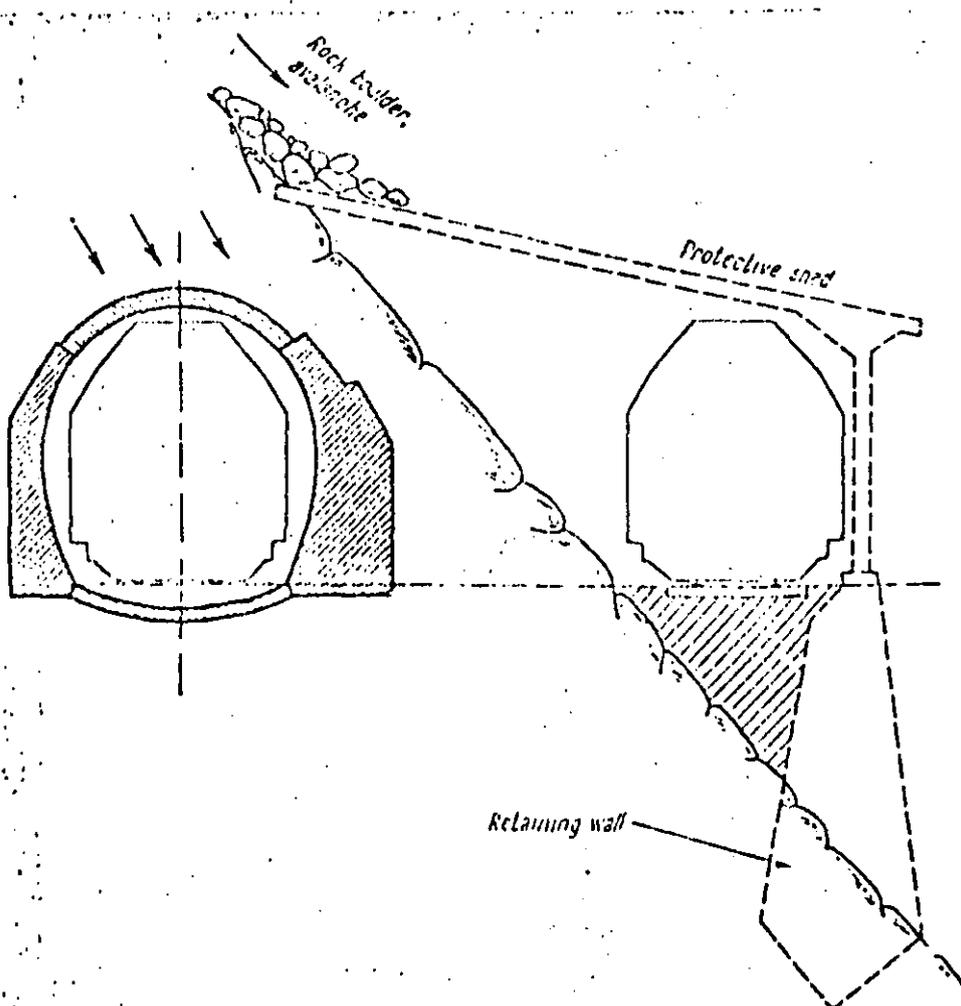


FIG. 9 - Túneles al pie de ladera inestable (Ref. Szechy)

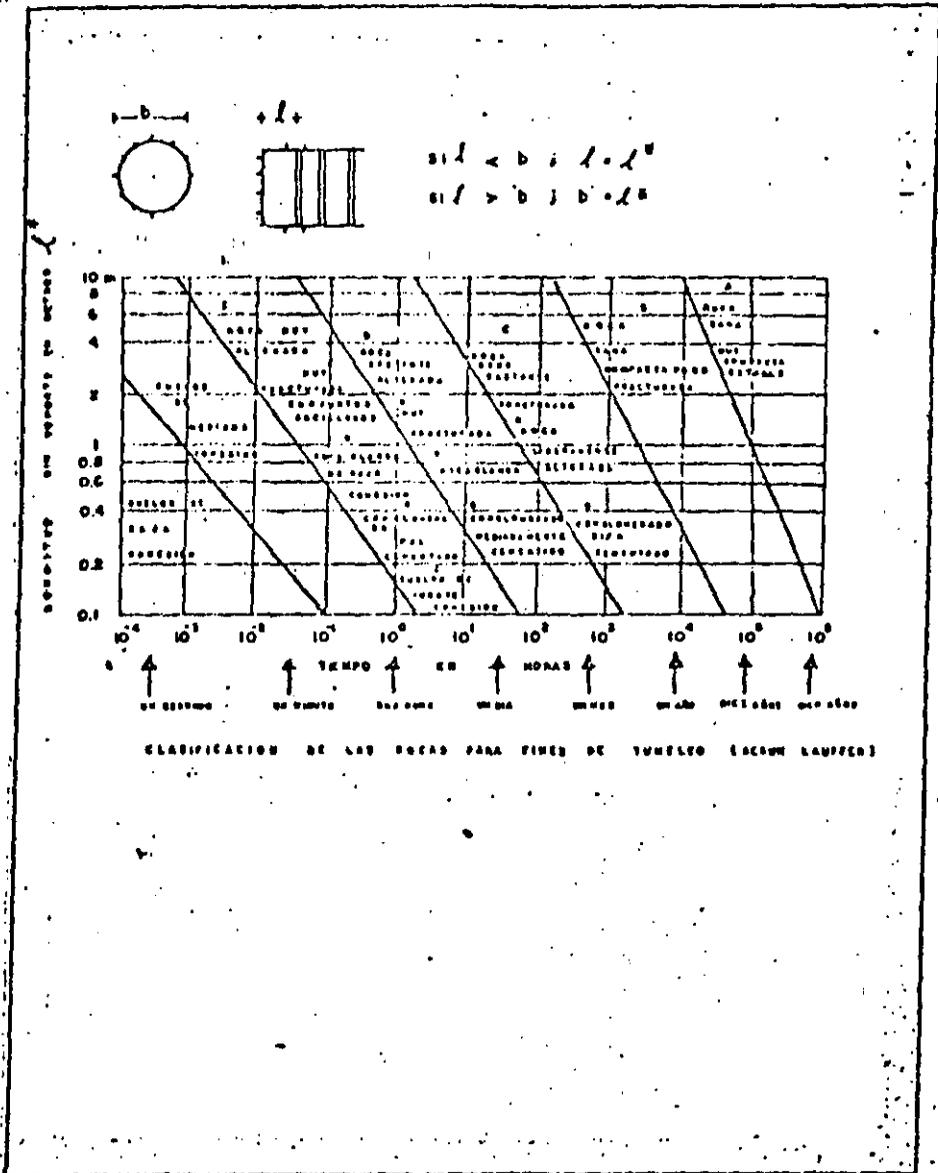


FIG. 10 — Criterio Lauffer.

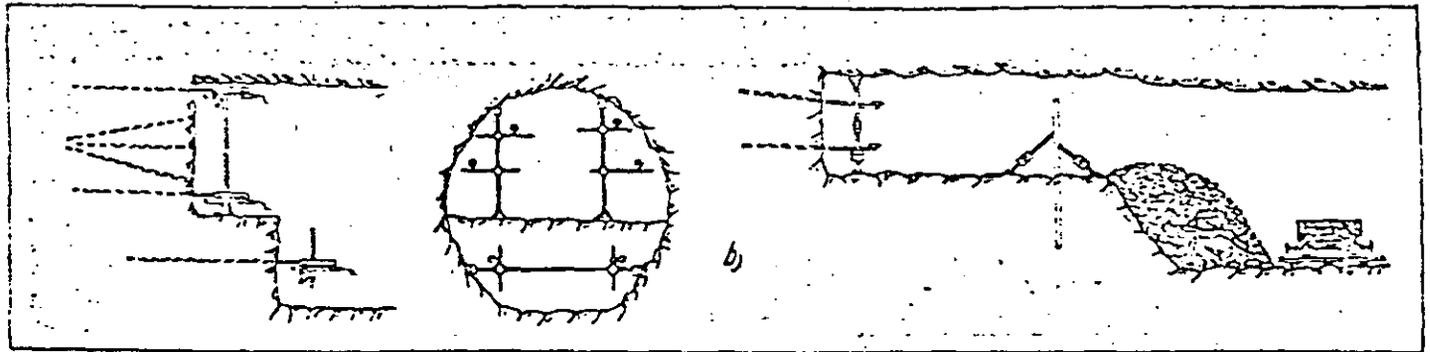


FIG. 13 - Media sección y banqueo (Ref. Szechy)

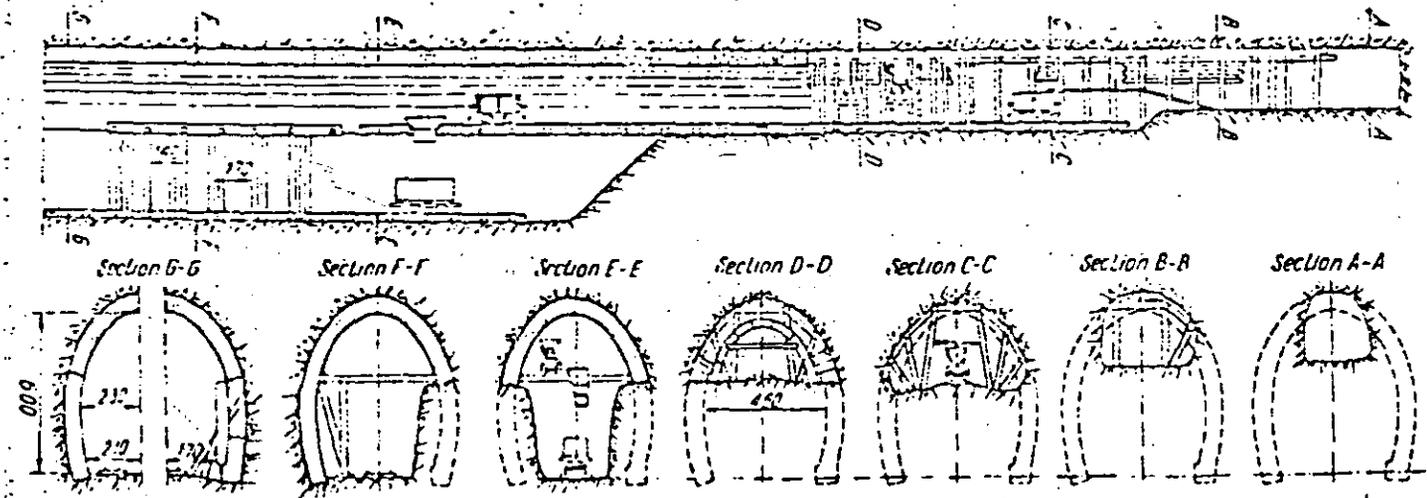


FIG. 14 - Túnel piloto, media sección, banqueo (Método Belga del arco volador) (Ref. Szechy)

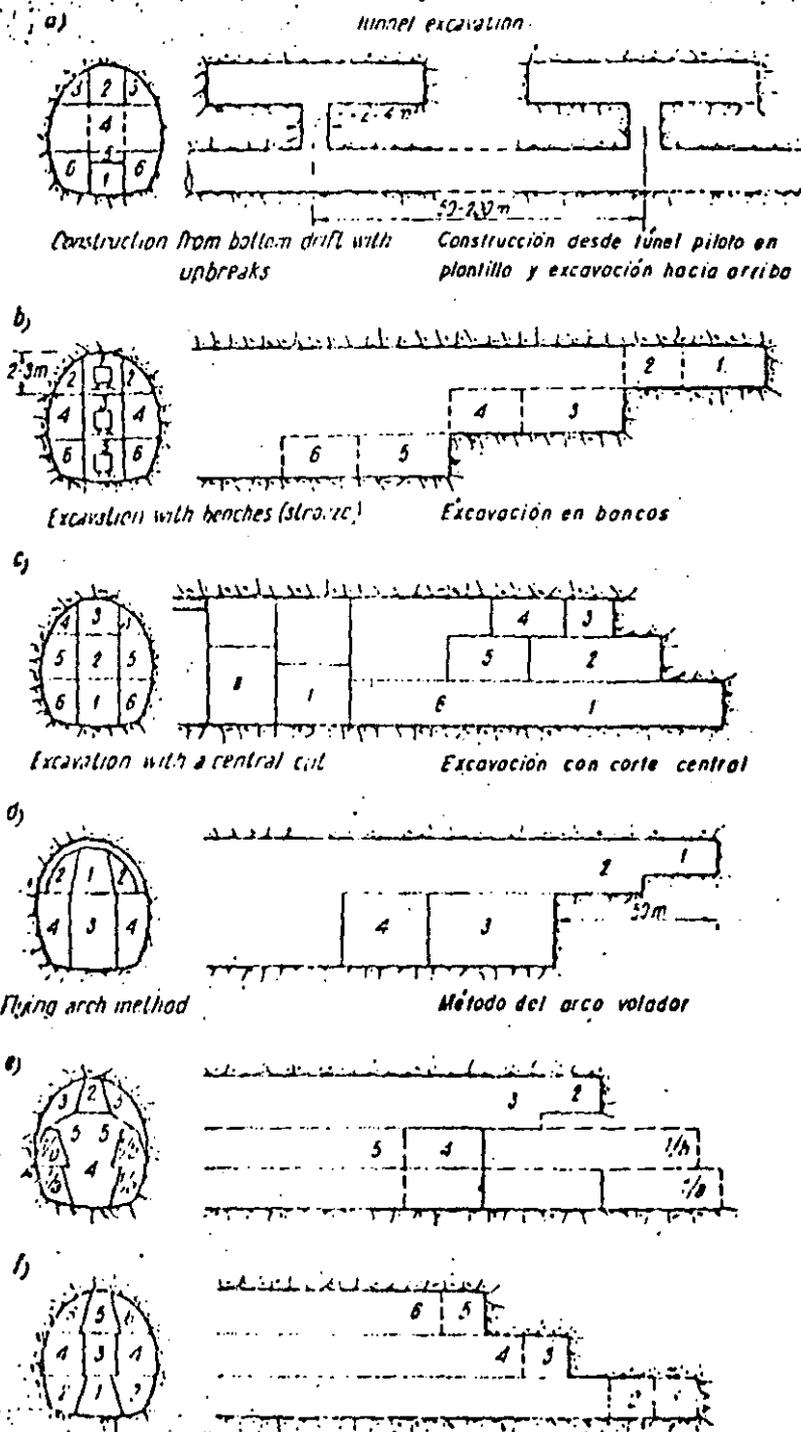


FIG. 15... Varios posibilidades de excavar un túnel por partes (Ref. Szechy)

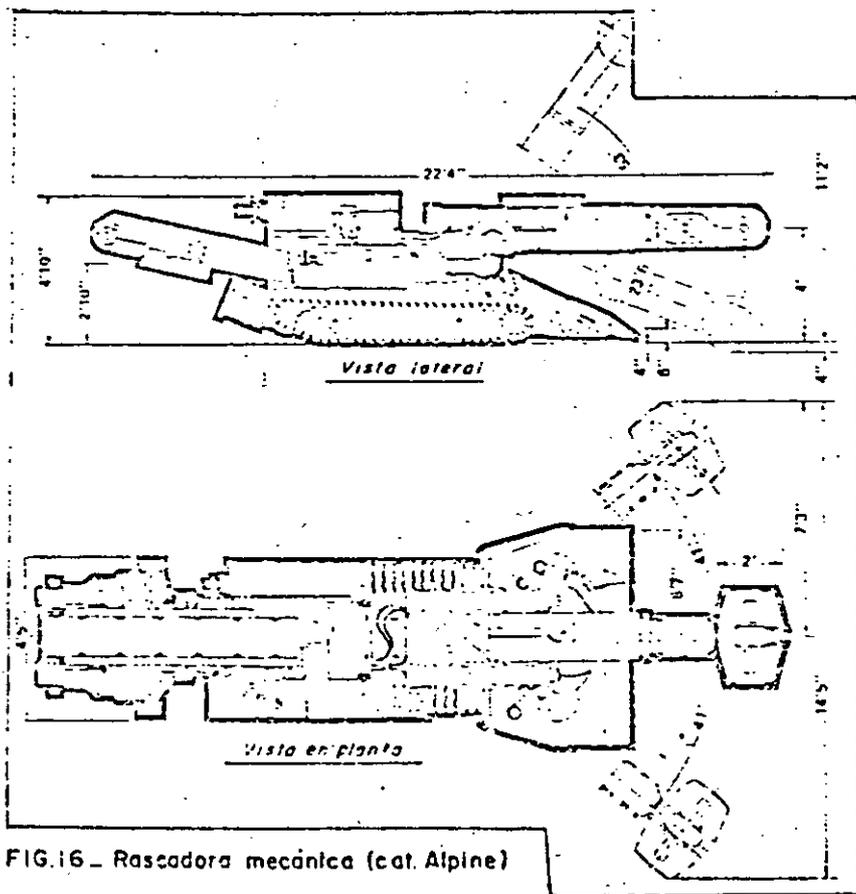


FIG.16 - Rascadora mecánica (cat. Alpine)

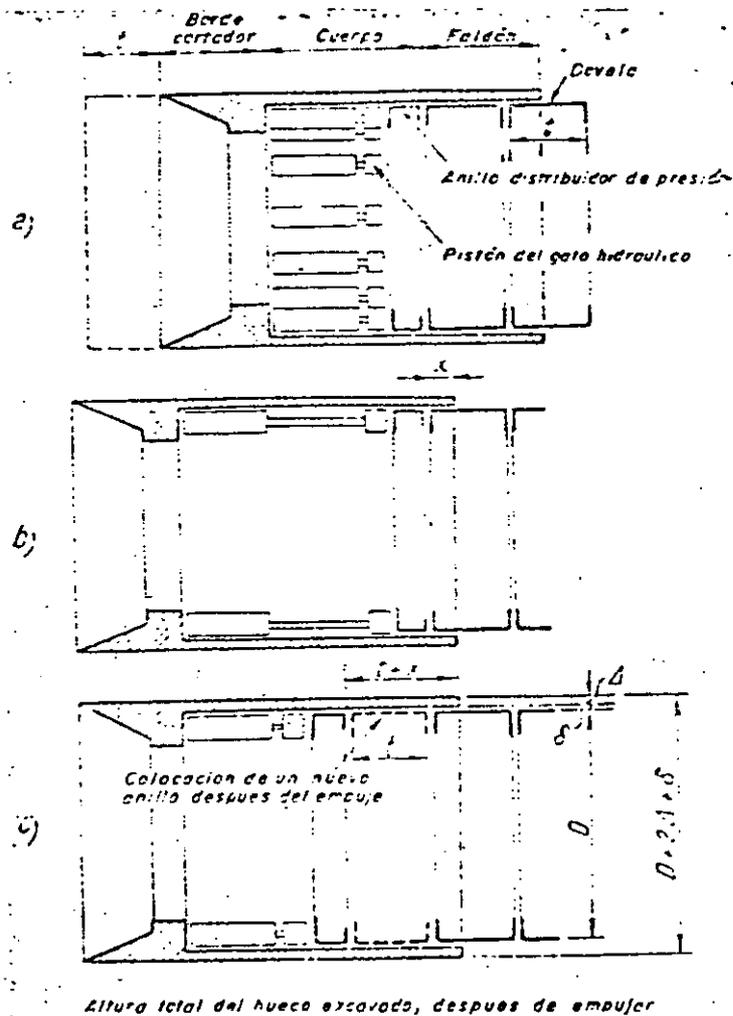


FIG. 17 - Principio operativo del escudo (Ref. Szechy)

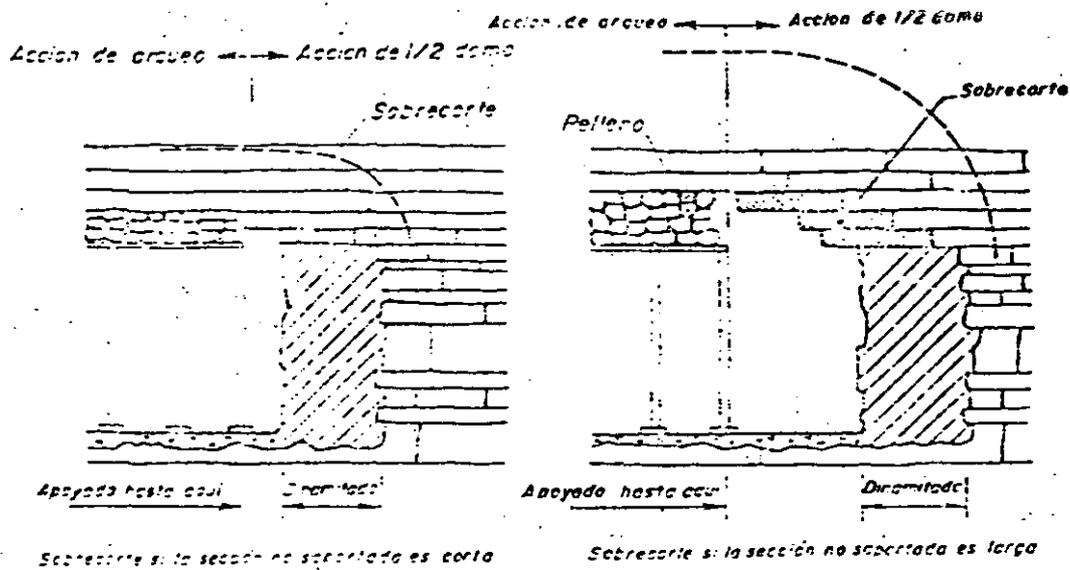


FIG. 19_ Efecto de 1/2 Domo y Arqueo (Ref. Szechy)

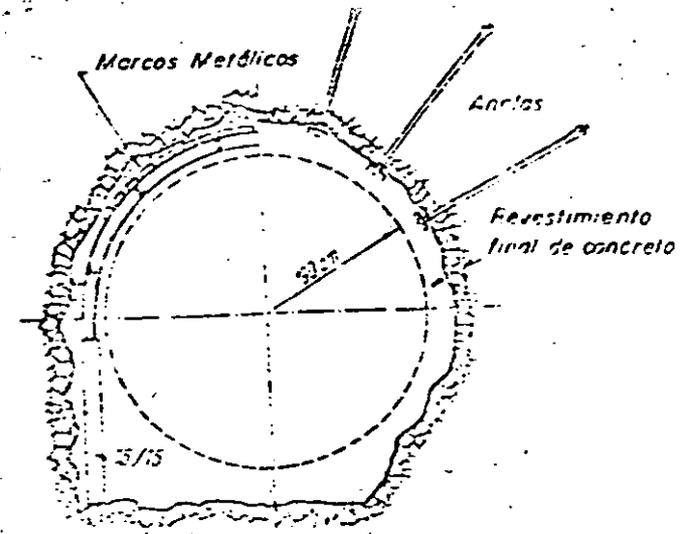


FIG. 20_ Método alternativo de marcos metálicos y anclas (Ref. Szechy)

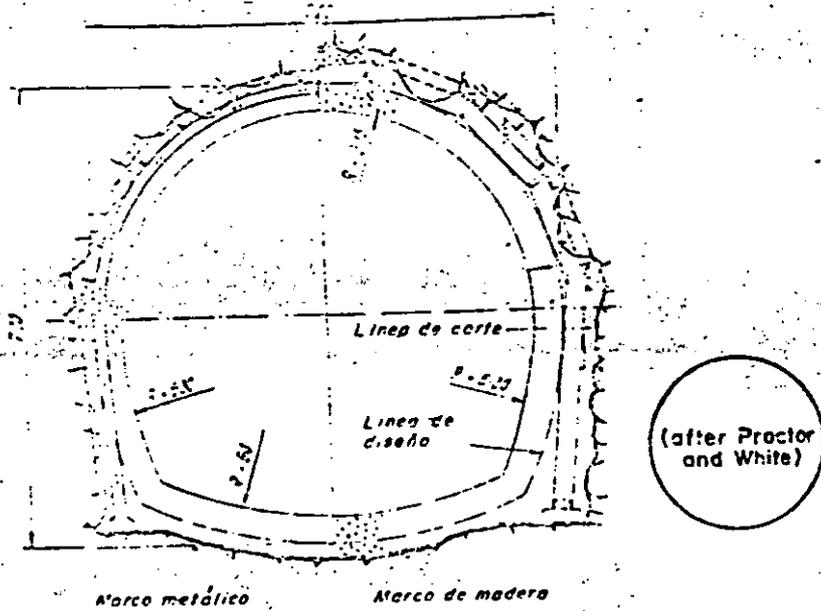


FIG. 19_ Comparación entre soporte metálico y de madera (Ref. Szechy)

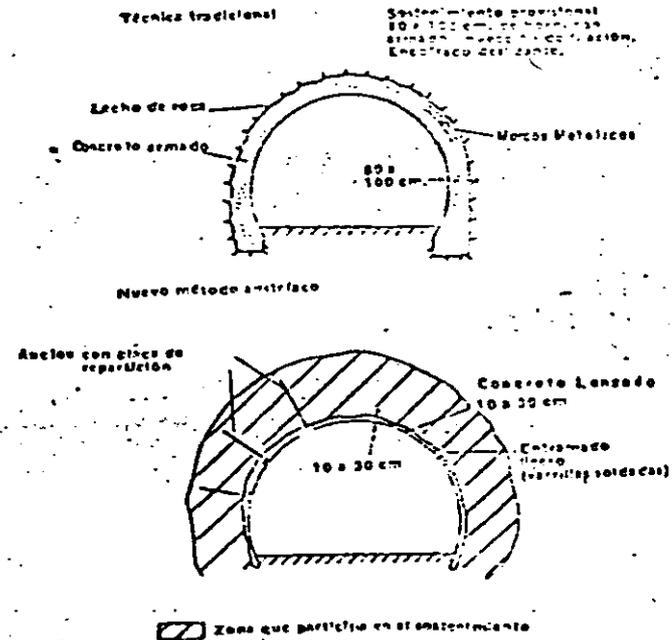


FIG. 21_ EL METODO TRADICIONAL Y EL METODO AUSTRIACO DE CONSTRUCCION DE TUNELES

49

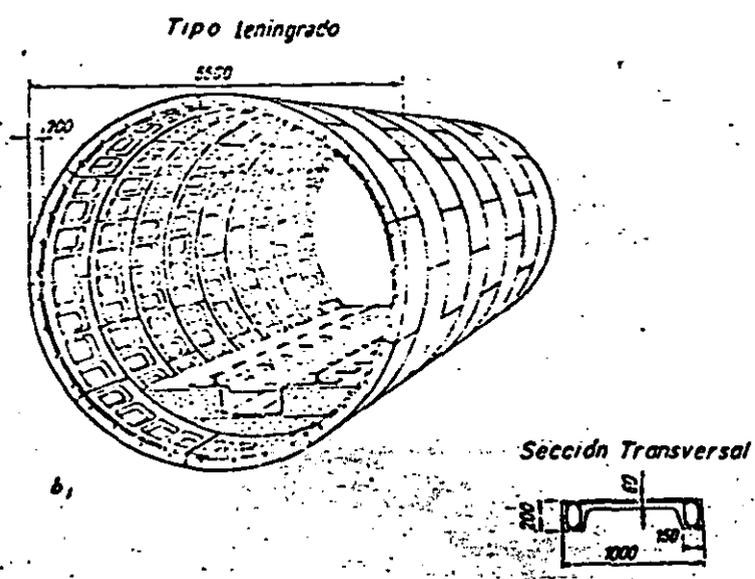
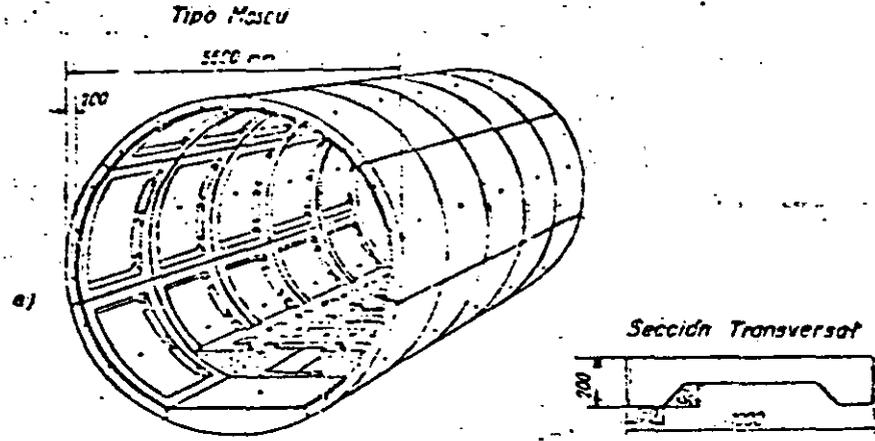


FIG. 23 _ Dovelos metálica (Charola) (Ref. Szechy)

FIG. 22 _ Dovelos de concreto (Ref. Szechy)

50

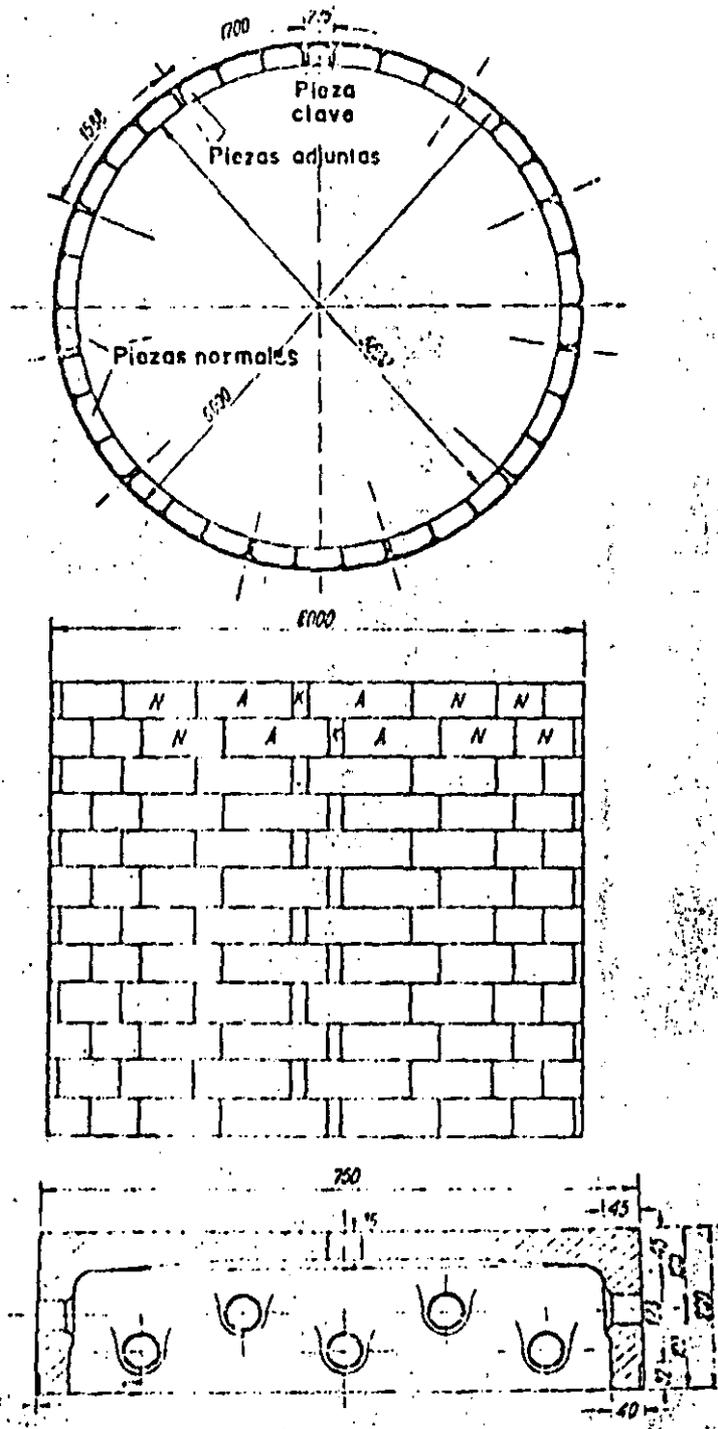


FIG. 24. Dovelos de fierro fundido



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. MANUEL OSES P.

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

I. ANTECEDENTES.

1. JUSTIFICACION DEL REVESTIMIENTO.

De acuerdo a la utilización de los túneles, éstos pueden ser subdivididos para fines prácticos, de acuerdo a lo siguiente:

- Drenaje.
- Agua potable.
- Túneles para ferrocarril.
- Túneles carreteros.
- Túneles para paso de peatones.
- Túneles de acceso a casa de máquinas en proyectos hidroeléctricos.
- Túneles para desechos radioactivos.
- Túneles para conducción de minerales.
- Túneles de desvío.
- Túneles vertedores.

En realidad, un túnel es un conducto de determinadas características previstas para el fin de conducir o transportar algo de un lugar a otro, en donde el acceso por superficie es mucho más costoso, o bien, improbable de ejecutar.

Una vez realizada la excavación de cualquier túnel, se procede a revestirlo con el objeto de soportar los empujes del terreno, impidiendo la infiltración de agua, o para disminuir el coeficiente de rugosidad del terreno excavado a efecto de conducir líquidos, - - - - -

coloides, vehículos o peatones. En otras ocasiones el revestimiento de los túneles se justifica, como en el caso de los túneles carreteros, para seguridad de los vehículos y para permitir una mayor refracción de la luz, así como, obtener una ventilación más eficiente.

2. TIPOS DE REVESTIMIENTO EN TUNELES.

Existen varios tipos de revestimiento en los túneles, de tal manera de que cumplan con el fin para el que han sido diseñados. No siempre es conveniente y económicamente aceptable, realizar el revestimiento de un túnel con concreto colocado en sitio, ya que, puede no haber necesidad del mismo; a continuación mencionamos, en forma general, los diferentes tipos de revestimiento que se han venido utilizando en diferentes tipos de túnel descritos en el Inciso 1-1.-

A.- Sin revestimiento.

En algunas ocasiones, dada la seguridad del túnel, o bien la calidad del terreno por excavarse, no es necesario realizar ningún revestimiento, aunque esta condición es, en general, improbable.

B.- Revestimiento con tabiques.

En algunos túneles, antiguamente se acostumbraba el uso de tabiques de diversas dimensiones que formaban la bóveda, de tal manera de repartir los esfuerzos

producto del empuje de la roca. Este sistema de revestimiento es en la actualidad obsoleto, pero, fué utilizado en el Siglo XIX y principios del Siglo XX, en túneles de drenaje para las grandes ciudades.

C.- Anclas de fricción y de roca.

Si el túnel excavado presenta una condición muy favorable de la roca expuesta, y para determinados fines, es costumbre sostener los grandes bloques de roca con anclas de fricción o bien con anclas de roca. El fin de este sistema es evitar el deslizamiento de los bloques de roca hacia el interior del túnel provocando un taponamiento parcial o total del producto.

D.- Anclas y malla de alambre combinados.

En aquellos túneles en donde la roca está fracturada y no es necesario un revestimiento definitivo, es común el uso de anclas de roca y malla de alambre del tipo de tela "ciclón", de tal suerte de que, cualquier desprendimiento menor es absorbido por la malla que impide la caída de pequeños fragmentos hacia el interior del conducto.

E.- Marcos de madera.

Este sistema de ademe, más que de revestimiento,

ha sido utilizado en su gran mayoría en túneles mineros de pequeña sección, así como, en algunos túneles de ferrocarril excavados hace mucho tiempo. La idea de colocar este soporte es impedir el movimiento de la roca, sin embargo, la madera debe de ser tratada con materiales bituminosos como creosota o chapopote, con el objeto de impedir la destrucción de la madera al través del paso del tiempo.

F.- Marcos de acero y ademe de madera.

Para aquellos túneles que por el fin para el que fueron construídos, o porque han sido excavados en roca razonablemente sana, es una práctica común la colocación de marcos de acero en perfiles "I" y "H" retacados con ademe de madera, de tal manera de evitar el movimiento del material excavado hacia el interior del túnel. En algunos túneles carreteros de menos importancia es utilizado frecuentemente este sistema.

G.- Concreto lanzado y sus combinaciones.

G-1.- Ademe primario.- El concreto lanzado es uno de los recursos modernos para el revestimiento de los túneles, y en el caso de considerársele como revestimiento primario, normalmente cumple la función de evitar que el suelo y la roca se intemperice, provocan

do fallas entre sus bloques o pérdida de humedad, lo que produce una caída o despreñamiento no deseado hacia el interior del túnel. Existe una gran variedad de combinaciones entre el concreto lanzado y otros sistemas de ademe o revestimiento, dependiendo de las condiciones y estabilidad del terreno excavado, aportación de agua, y fin para el cual el túnel haya sido construído.

G-2.- Ademe Secundario.

Cuando el concreto lanzado se considera como revestimiento definitivo del túnel, presenta entonces una superficie menos irregular que en el caso del ademe primario. En la actualidad muchos túneles son revestidos con concreto lanzado exclusivamente, sirviendo entre otros para drenaje, conducción de agua potable, túneles de ferrocarril y túneles carreteros, o bien, como en el caso de algunas estaciones del Metro en países Europeos. Este procedimiento es utilizado en donde la alta rugosidad que presenta el concreto lanzado no afecta los fines para los que el túnel fué proyectado.

II. Dovelas metálicas.

Para aquellos túneles en donde la excavación ha sido realizada con escudo o con máquina excavadora de túneles, en algunas ocasiones se recurre a la utilización de anillos metálicos compuesto por varios segmentos cuyo diseño estructural depende fundamentalmente de las condiciones del subsuelo por atravesar. En general, este sistema es utilizado donde existen grandes empujes del terreno, o tendencia a cerrarse la excavación.

Normalmente, este sistema de revestimiento es considerado como primario exclusivamente.

I. Dovelas de concreto.

Para este sistema, generalmente se recurre a la utilización de escudo o máquina excavadora de túneles para realizar la excavación del conducto, quedando los anillos formados de dovelas precoladas, de dimensiones variables, según el caso, como revestimiento primario o definitivo. Este sistema es utilizado, si se le considera como definitivo, para conducción de agua a baja velocidad, peatonales, drenaje, etc. En el caso de túneles que requieren un revestimiento mucho más reforzado, se recurre a la práctica de revestirlo con concreto colocado en sitio, reforzado o no, a efecto de disminuir la rugosidad de las juntas en las dovelas, o bien, para aumentar la resistencia estructural

del conducto.

J. Concreto colado en sitio con moldes.

Para aquellos conductos en donde por las condiciones del subsuelo o la roca por excavar, o bien por la necesidad de dejar una superficie homogénea para la conducción, es necesario el uso del revestimiento definitivo por medio del concreto colocado en cimbra metálica o de madera. La gran mayoría de los túneles modernos caen dentro de esta clasificación ya que, existen técnicas modernas y muy valiosas para realizar esta operación, logrando, en consecuencia un mejor acabado interior, mejor capacidad de soporte del conducto así como, una menor duración en el sitio de la obra.

II. CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

1. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU LONGITUD.

En realidad no existe alguna clasificación aceptada -- universalmente para definir o clasificar los túneles -- por su longitud, sin embargo, algunos autores, especialmente hablando de túneles carreteros, los han subdividido en lo siguiente:

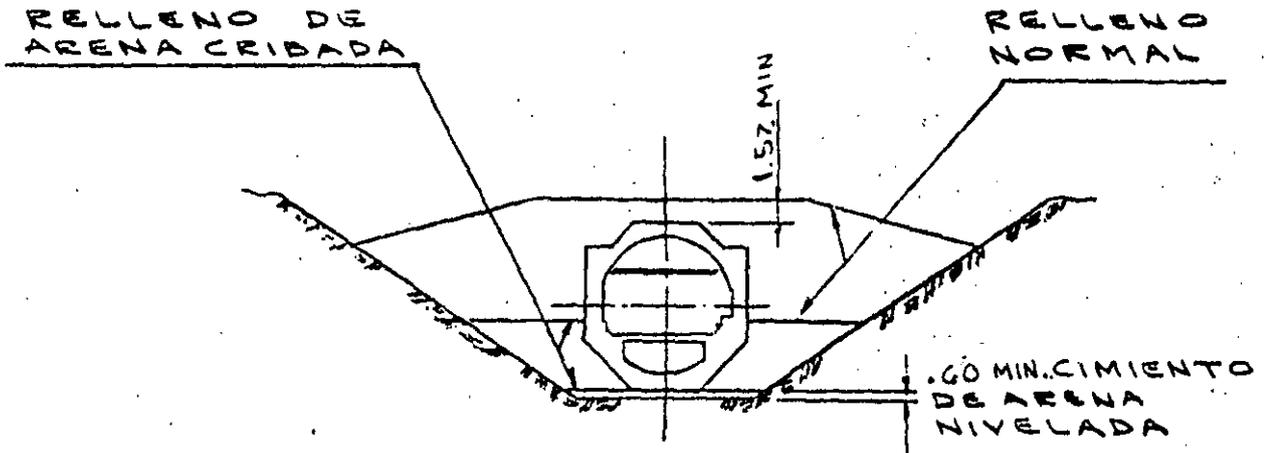
- A). Largos.
- B). Medios.
- C). Cortos.

Esta clasificación obedece fundamentalmente a los requerimientos de ventilación para un túnel carretero, habiéndose establecido como túneles cortos aquellos menores de 300 M; como túneles medios aquellos cuya longitud es entre 300 y 1000 M., y como túneles largos aquellos mayores de 1000 M.

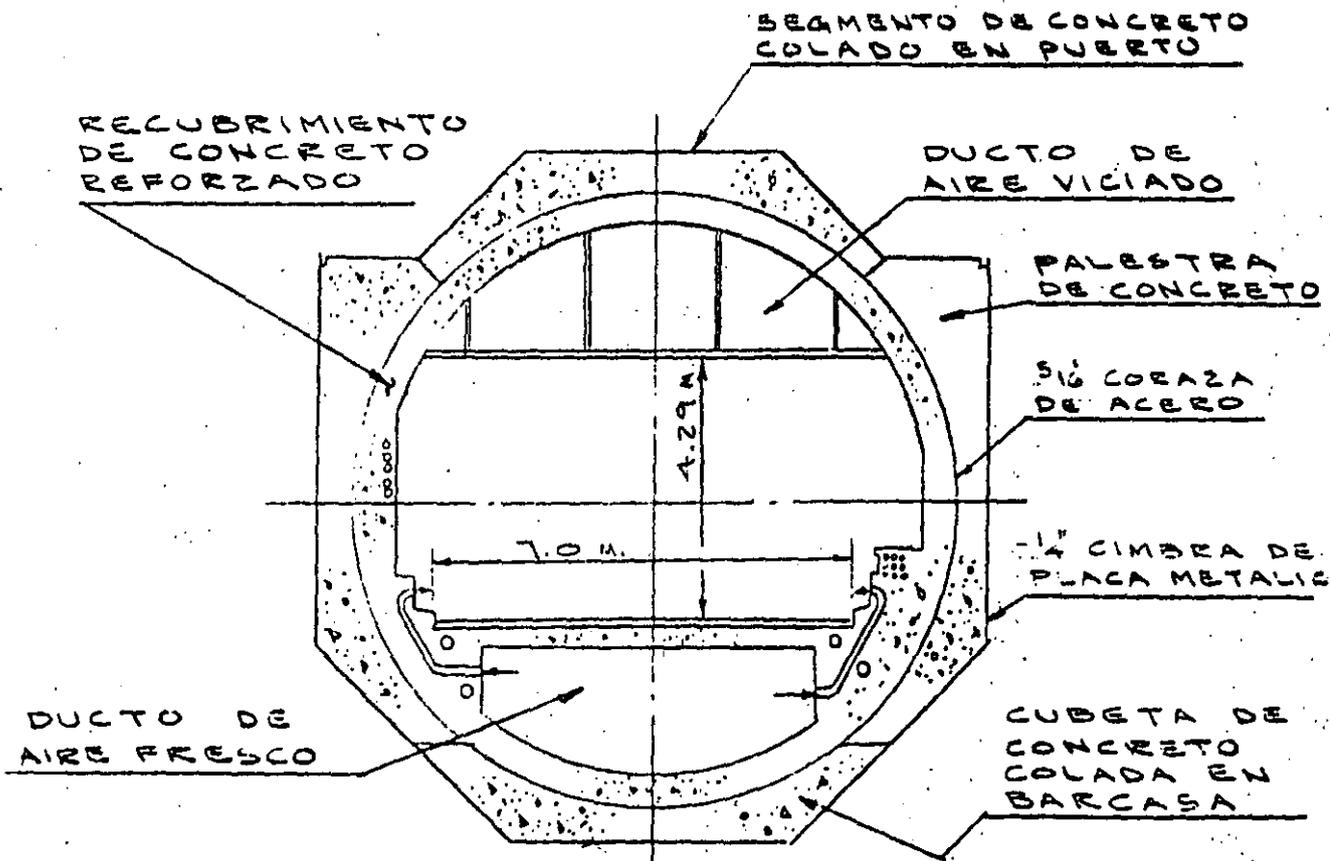
2. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU SECCION.

Aunque, en general, los túneles se clasifican por su sección de excavación y de revestimiento definitivo, existe una gran variedad de secciones transversales que han sido utilizadas através de la historia de la construcción de túneles. Normalmente no existen 2 secciones iguales ya por su configuración o por sus diámetros de excavación o revestimiento; sin embargo, y de manera general, presentamos la siguiente clasificación (se anexan esquemas):

- A. Rectangular.
- B. Circular.
- C. Portal.
- D. Herradura.
- E. Combinados.
- F. Conducto cubierto.
- G. Túnel falso.
- H. Sifones.



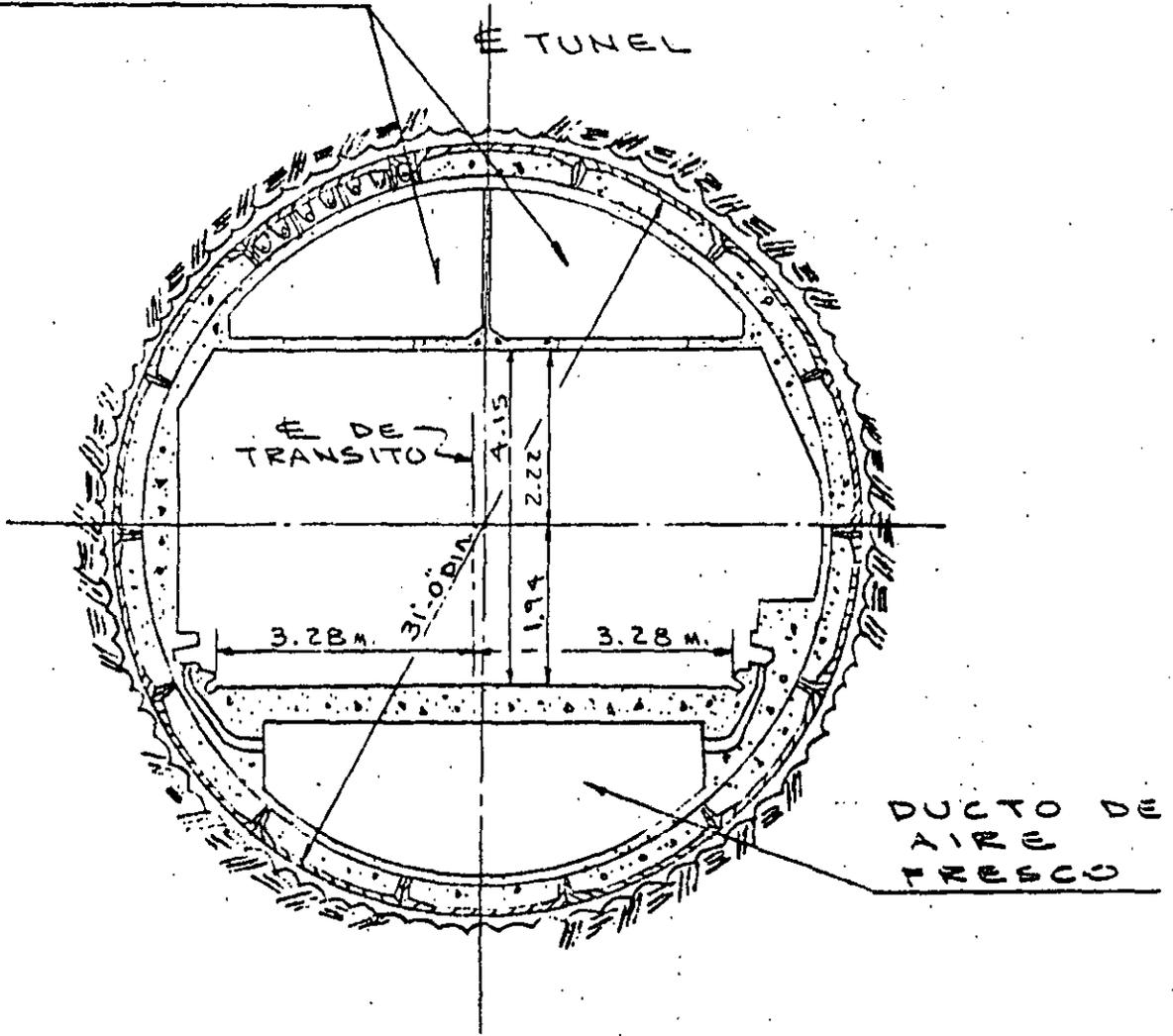
TUNELES DE TUBO SUMERGIDO QUE POSTERIORMENTE SON RELLENADOS



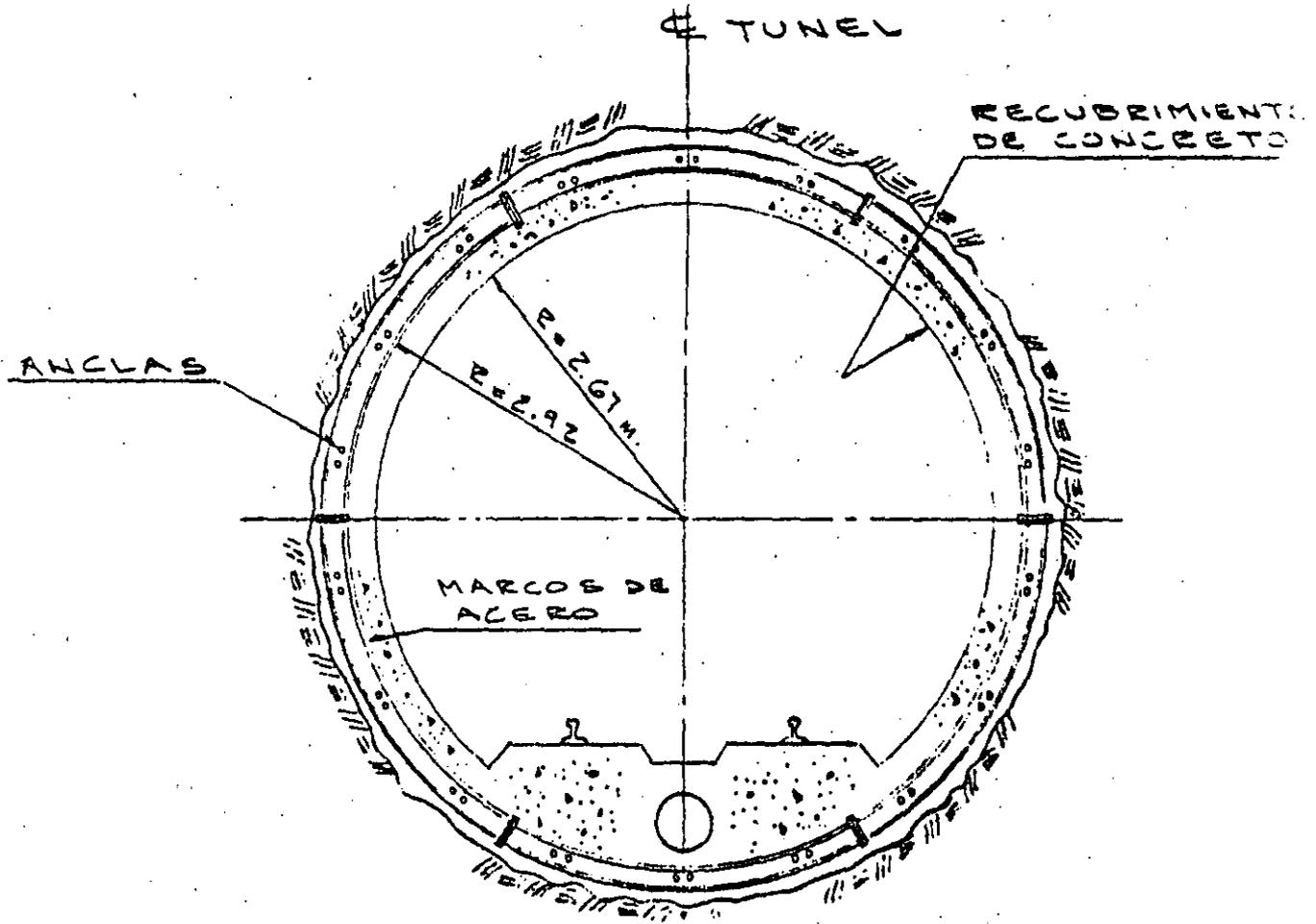
TUNEL CILINDRICO SUMERGIDO (HAMPTON ROADS TUNNEL)

DUCTO DE
AIRE VICIADO

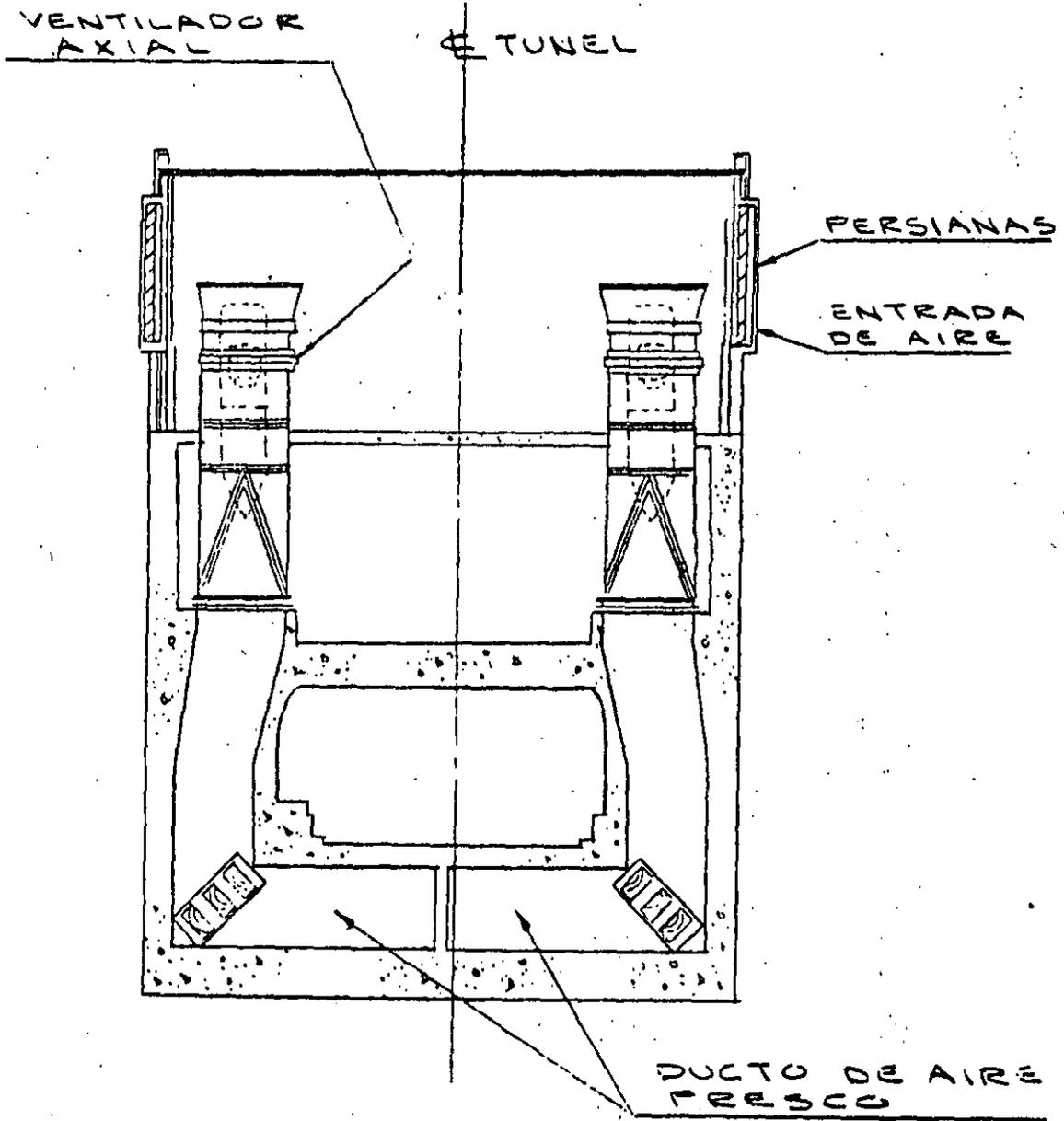
E TUNEL



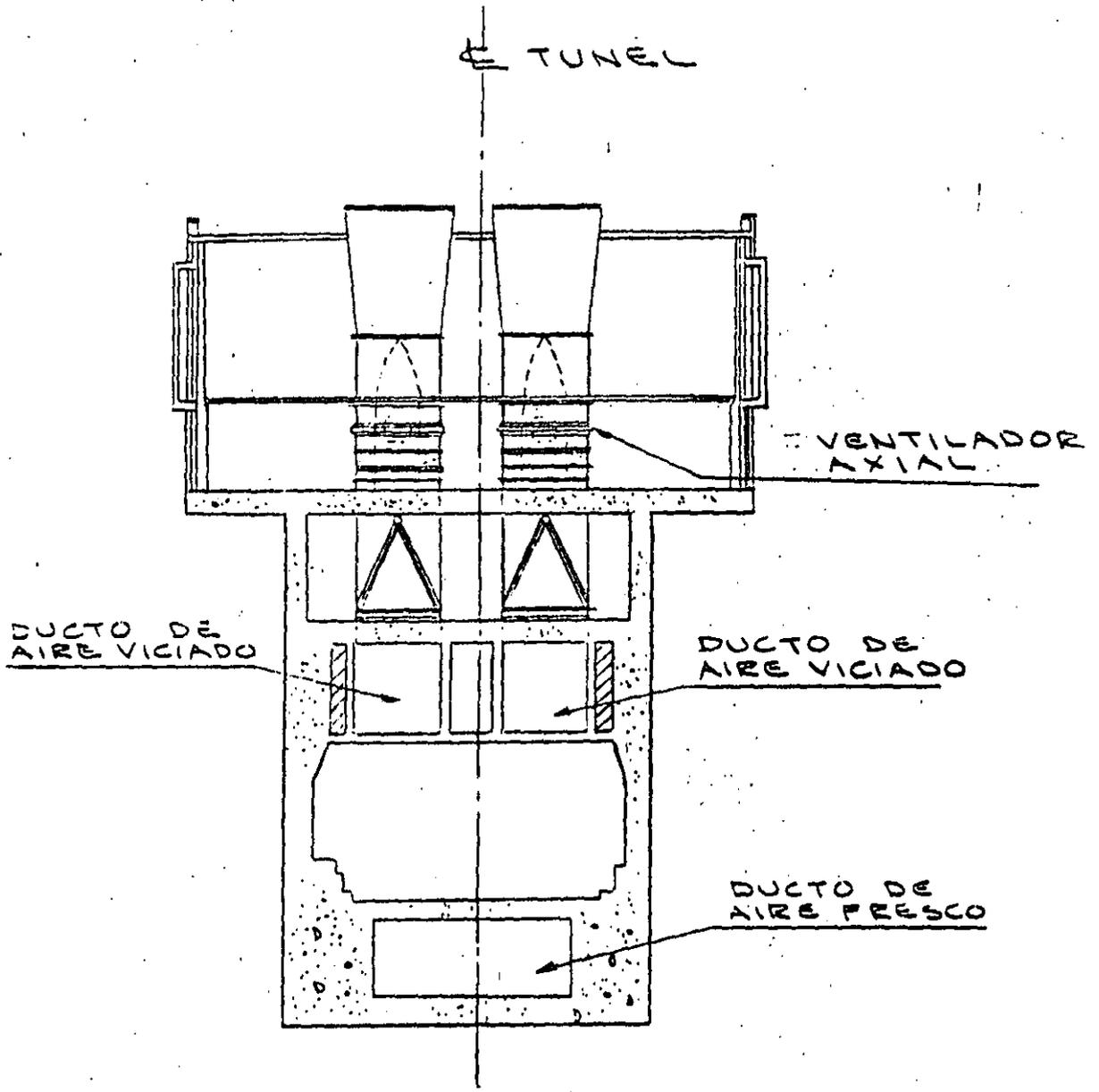
SECCION TRANSVERSAL
MOSTRANDO RECUBRIMIENTO CON
DOVELAS DE ACERO VACIADO PARA
(LINCOLN TUNNEL)



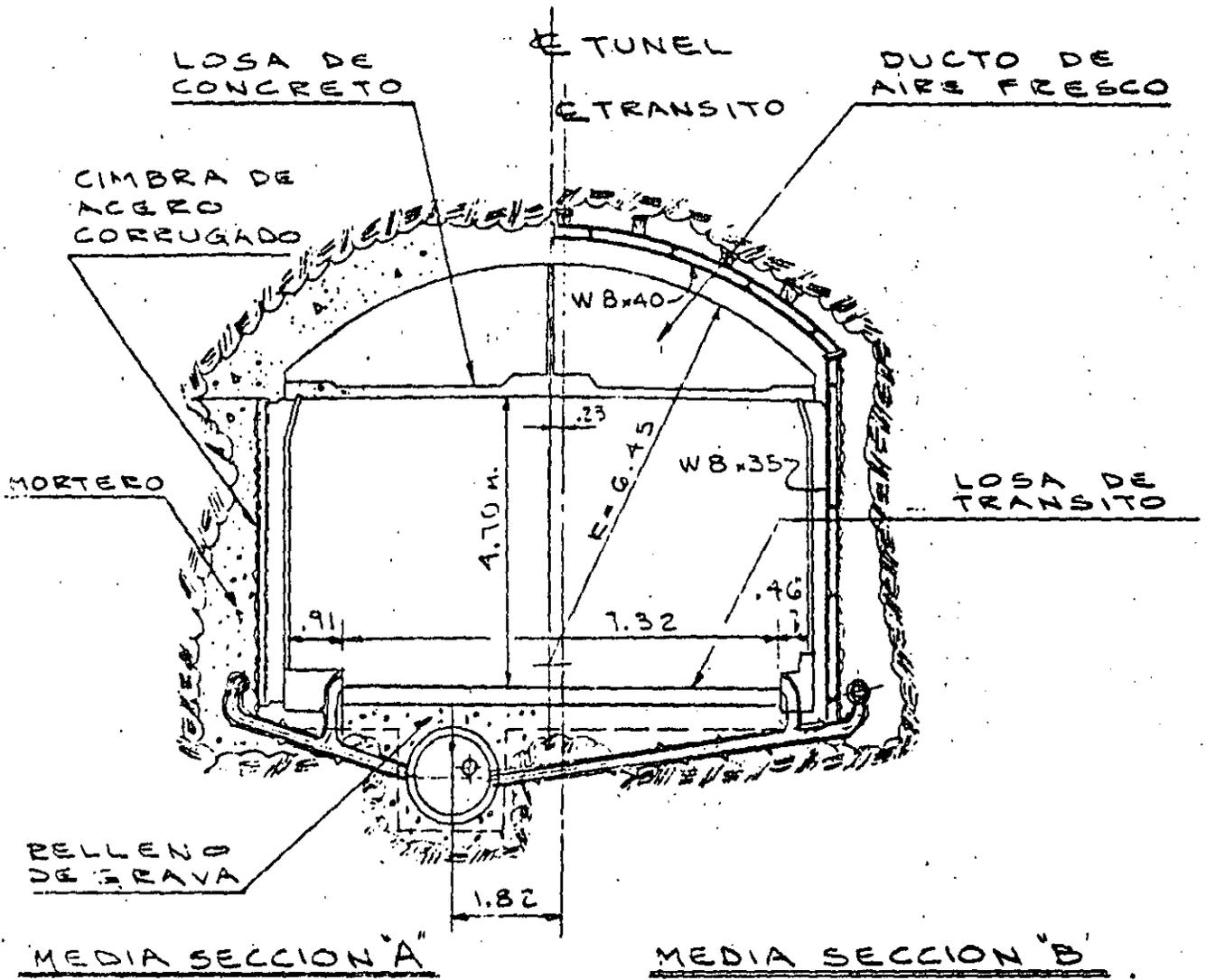
SECCION TRANSVERSAL
(ROCA MUY FRACTURADA)
PARA EL SISTEMA S.F. BAY
AREA RAPID TRANSIT



SECCION TRANSVERSAL
EDIFICIO DE VENTILACION
DEL TUNEL HAMPTON ROADS



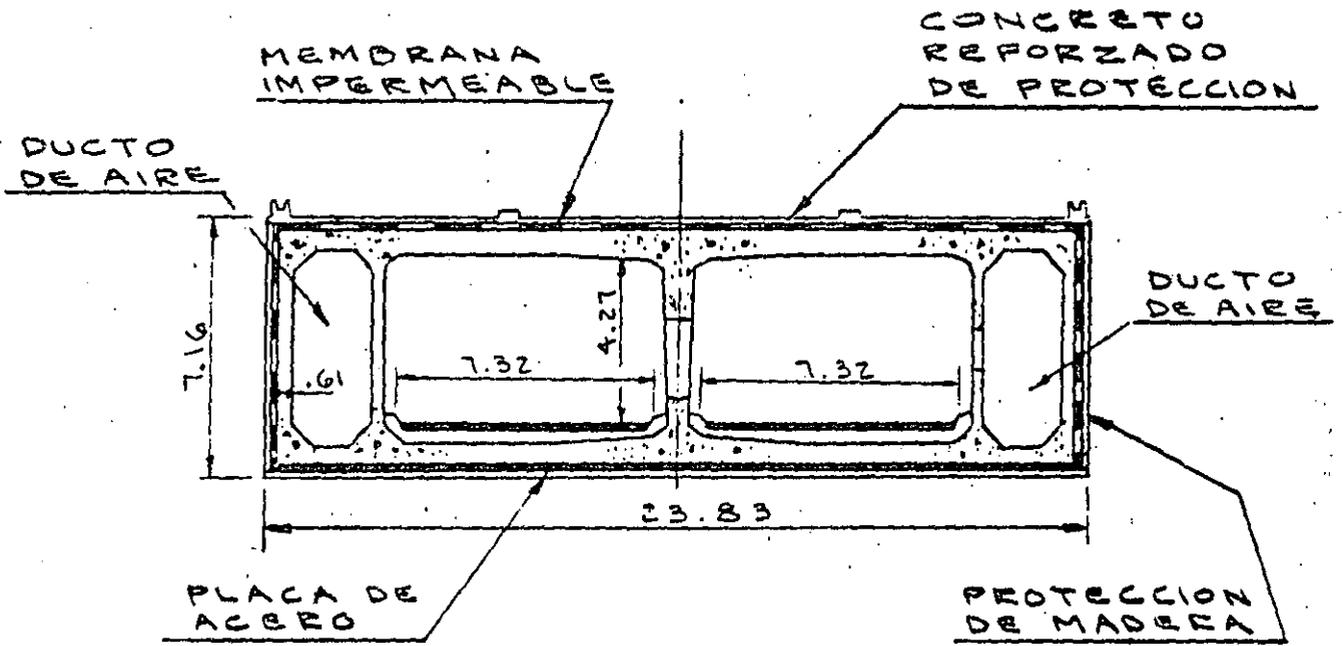
SECCION TRANSVERSAL SISTEMA DE AIRE VICIADO



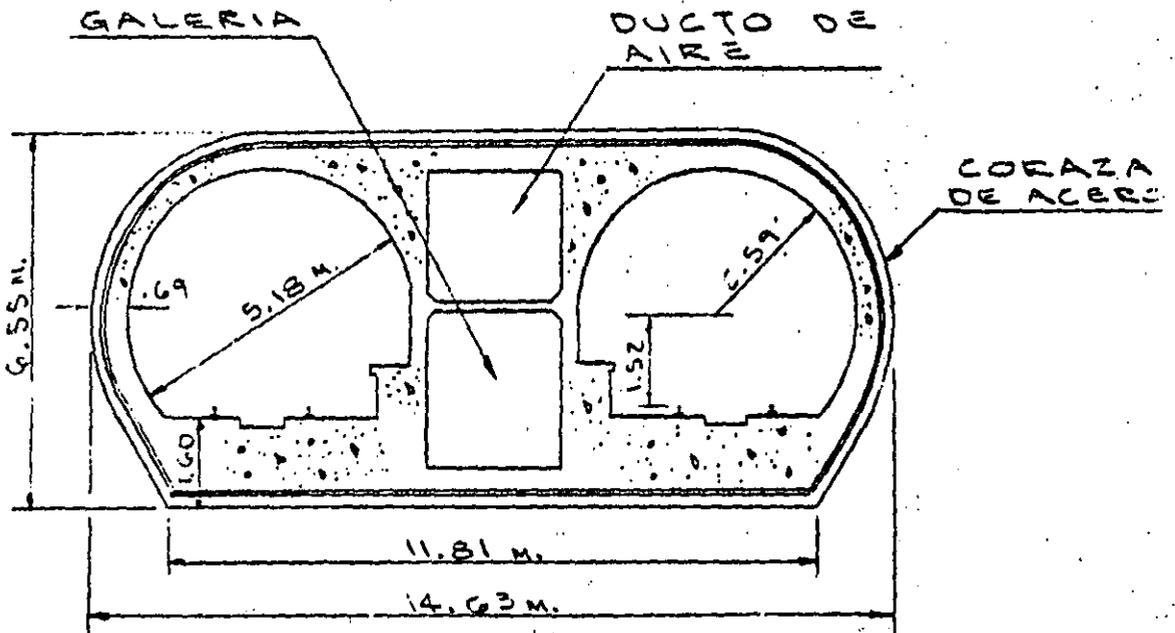
SECCION TRANSVERSAL
TUNEL PENNSYLVANIA TURNPIKE
EXTENSION

MEDIA SECCION "A"
MUESTRA EL CONCRETO
COLOCADO EN SITIO

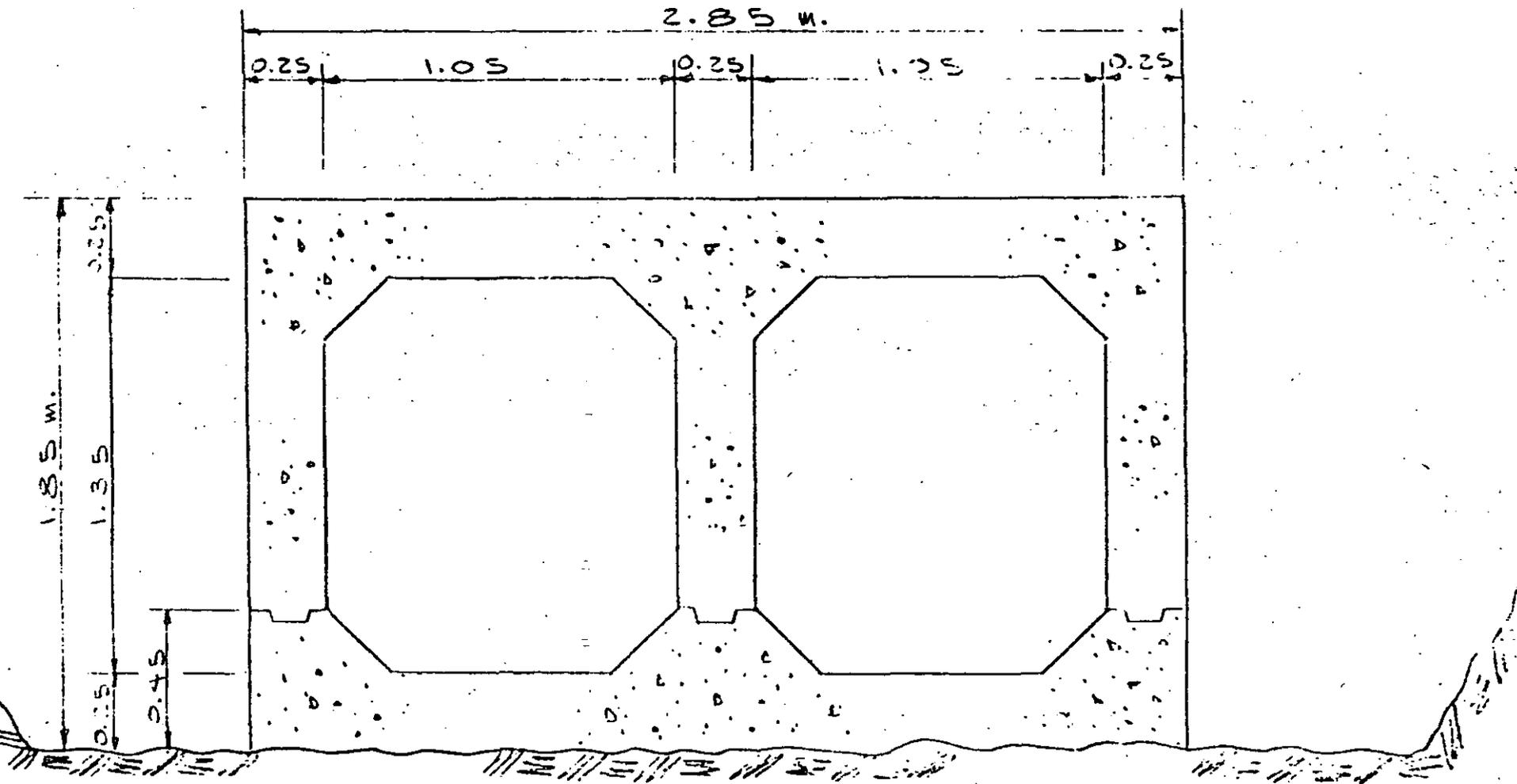
MEDIA SECCION "B"
MUESTRA SOPORTES
METALICOS



TUNEL SUMERGIDO DE SECCION CAJON (DEAS ISLAND TUNNEL)



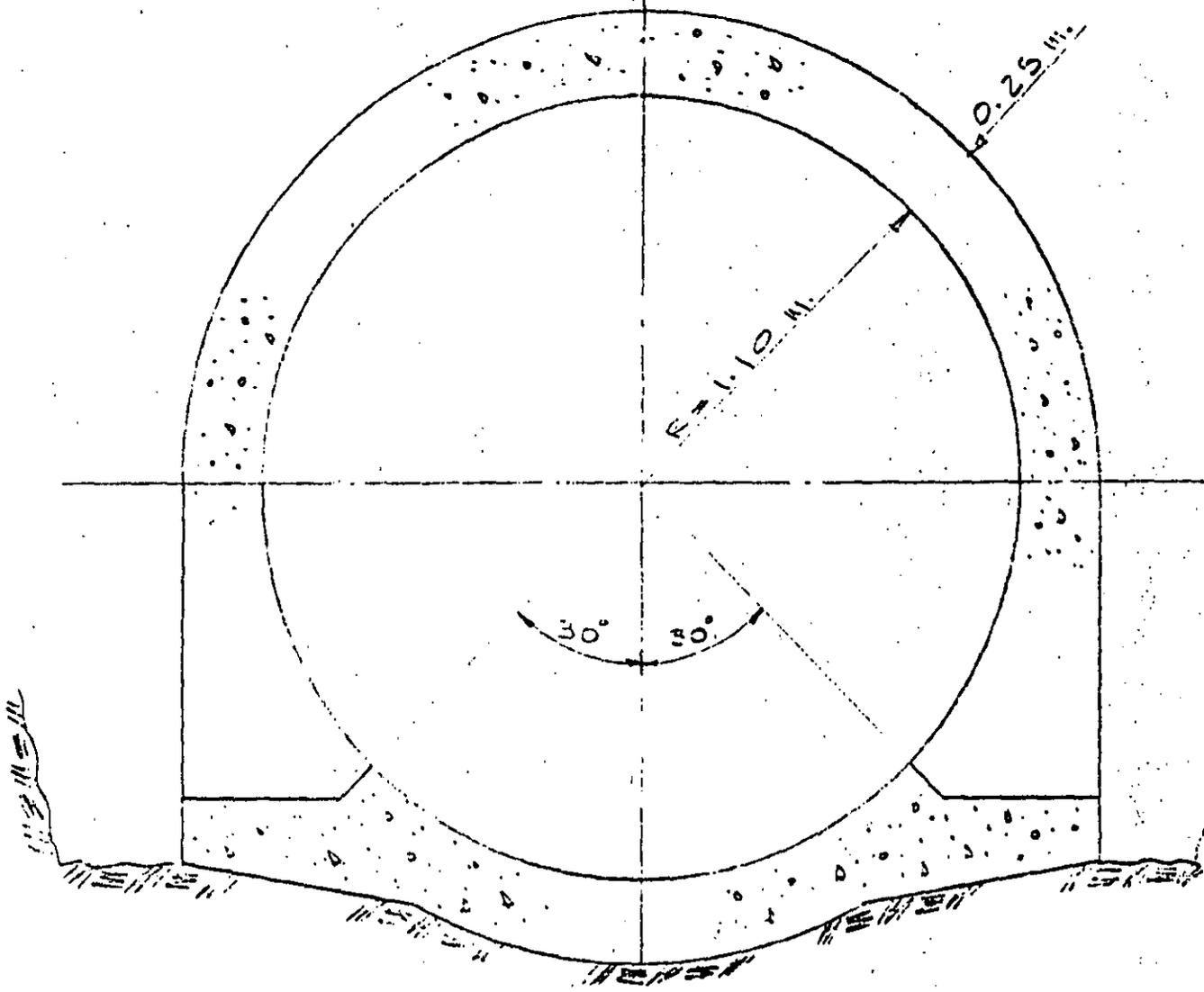
SECCION TRANSVERSAL TUBO SUMERGIDO (SAN FCO. RAPID TRANSIT SYSTEM)



SECCION TRANSVERSAL

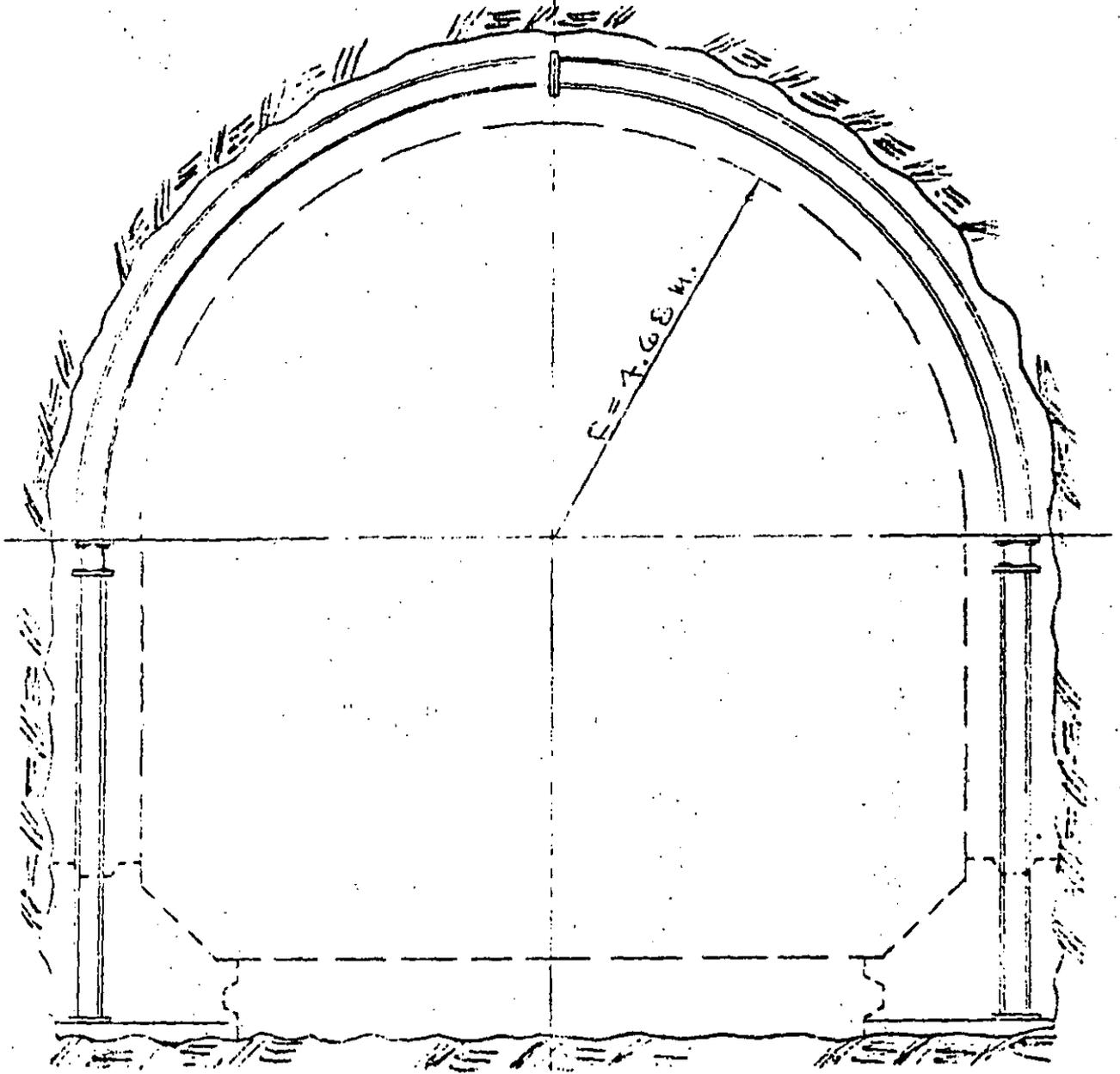
1.35 m. x 1.05 m. SIFON DOBLE RIO ATOYAC, GUERRERO

E TUNEL

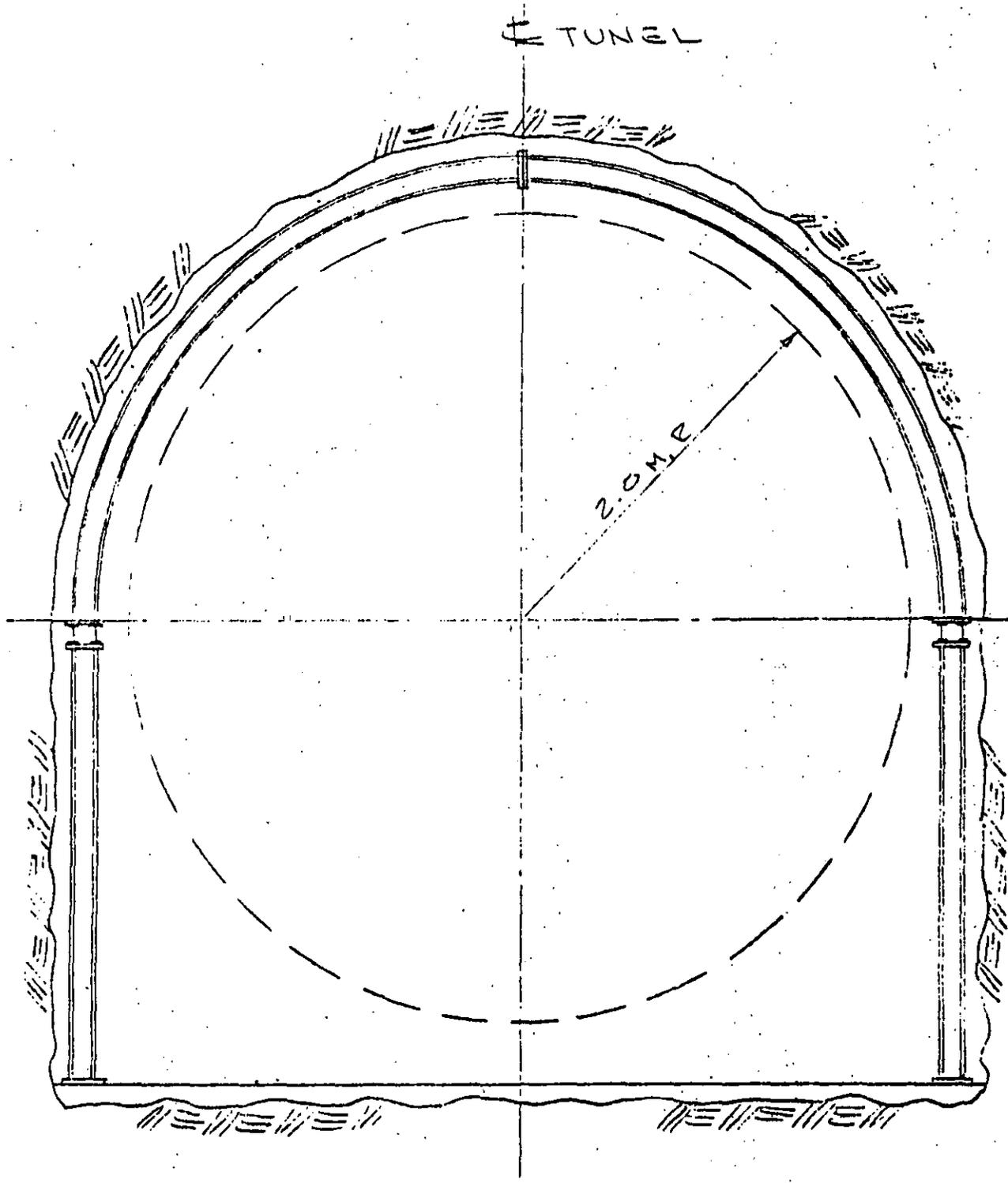


SECCION TRANSVERSAL
SIFON K+3+300 DEL CANAL SAN RAFAEL

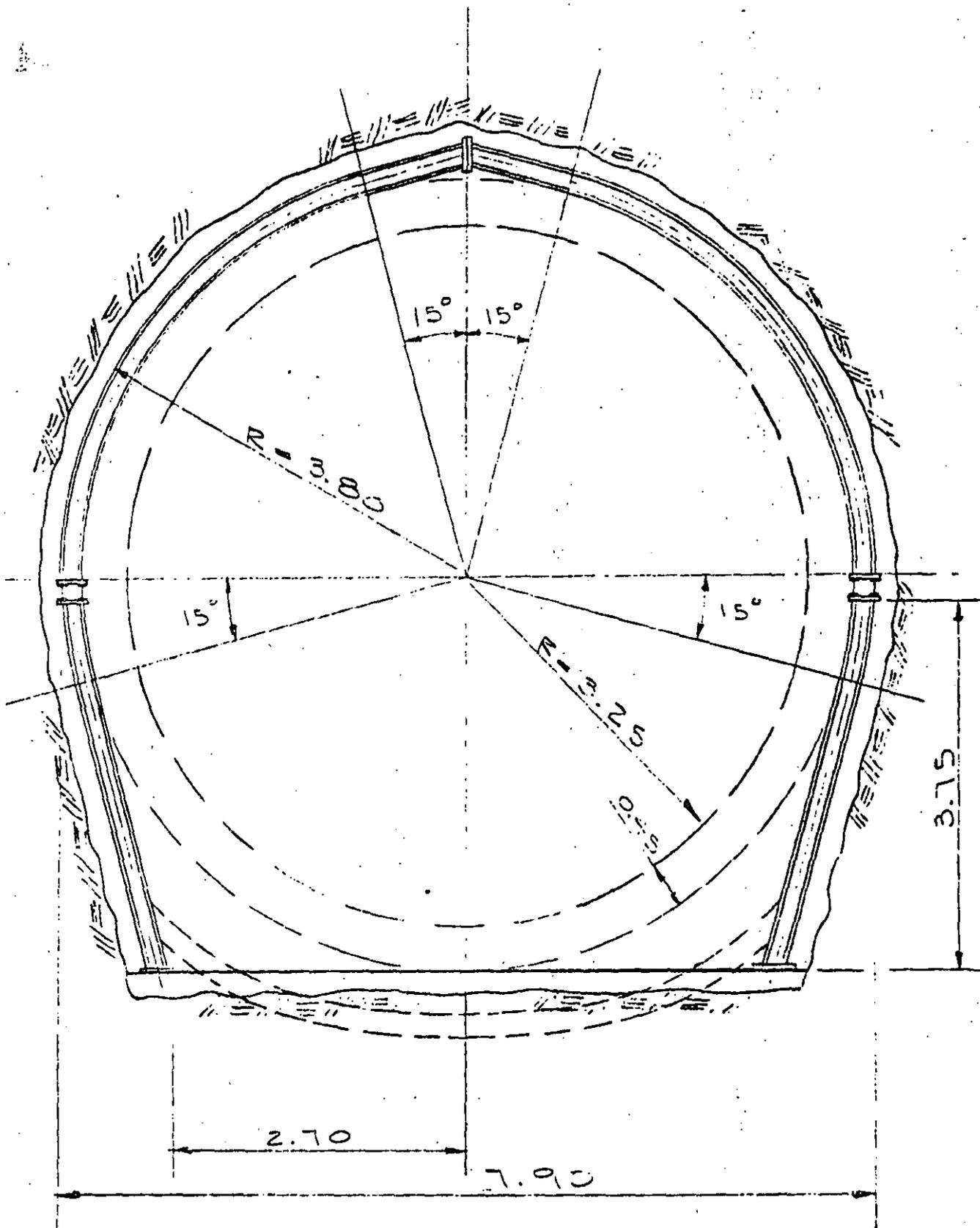
TUNEL



SECCION TRANSVERSAL
ACUEDUCTO TIJUANA RIO COLORADO



SECCION DE TUNEL
INTERCEPTOR CENTRO PONIENTE



SECCION EMISOR

III. ELECCION DEL SISTEMA DE REVESTIMIENTO ADECUADO.

1. PARAMETROS.

1-a.- Influencia del tipo de terreno en la decisión. El valor de soporte del terreno una vez que ha sido excavado, capacidad de sustentación, resistencia al intemperismo, grado de consolidación o de fracturamiento, son importantes en la elección del sistema de revestimiento, ya que, por lo general, los túneles perforados en terrenos blandos como arcillas, arenas y limos, requieren de un revestimiento primario a base de dovelas, con el objeto de permitir terminar la excavación antes de realizar el revestimiento definitivo. En algunos casos, el terreno se encuentra en tan malas condiciones que es imprescindible recurrir a un sistema de revestimiento combinado con el procedimiento de excavación, siendo este sistema mucho más costoso que el realizar el revestimiento una vez que la excavación ha sido terminada. Si el terreno permite realizar la excavación total sin peligro de que el túnel ya excavado se deforme o se colapse, siempre deberá pensarse en un sistema de revestimiento independiente del de excavación.

Un factor importante que contribuye a esta decisión, es la aportación de agua en el interior del túnel durante la etapa de excavación. En algunos trabajos de túneles, la decisión de revestir simultáneamente a la de excavación ha sido fundamentada en evitar la aportación de cantidades importantes de agua de infiltración.

1-b.- Influencia de la sección del túnel en la decisión.

La sección de excavación del túnel, de acuerdo al Inciso II-2, es preponderante en la elección del sistema de revestimiento, ya que, normalmente podemos pensar en subdividir o clasificar los túneles en lo siguiente:

- Túneles de pequeño diámetro.
- Túneles de mediano diámetro.
- Túneles de gran diámetro.

Si el túnel es de gran diámetro y, consecuentemente de gran volumen de concreto unitario, habrá dependarse en una cimbra corta para toda la sección, en el caso de túneles de mediana sección y dependiendo de su longitud puede pensarse en realizar el revestimiento en 2 o 3 etapas, punto -- aplicable también a los túneles de gran diámetro; para los túneles de pequeño diámetro siempre será mejor la alternativa de revestirlos a sección completa con cimbra de mayor longitud, ya que, normalmente el volumen unitario de concreto por M.L. es -

muy bajo, y adecuar el equipo para realizar el revestimiento es costoso por lo que, deberá pensarse en realizar el revestimiento en el menor tiempo posible, siempre de acuerdo a la capacidad de producción de concreto.

1-c.- Influencia de la longitud del túnel en la decisión.

Como mencionábamos en el Inciso anterior, la longitud del túnel es muy importante en la elección del sistema de revestimiento, ya que para túneles largos el procedimiento más adecuado será siempre la utilización de una cimbra de colado continuo, mejor conocida como telescópica-colapsible.

La inversión inicial en este tipo de equipos es mucho mayor que aquella para cimbras estacionarias, pero, en el caso de túneles de mediana longitud, habrá que realizar un estudio económico para tomar la decisión y optar por alguno de los 2 sistemas.

En túneles cortos, en general, para cualquier sección, la economía se inclina por diseñar una cimbra corta para poder ser utilizada el mayor número de veces.

1-d.- Influencia del acero de refuerzo en la decisión.

El acero de refuerzo, si es necesario colocarlo para reforzar el revestimiento de concreto, define el sistema de revestimiento que deberá ser elegido de acuerdo a lo siguiente:

Si toda la longitud del túnel contempla la utilización de acero de refuerzo, deberán de esperarse menores avances en la colocación del concreto dentro del túnel. Para túneles de gran sección transversal y utilización de barras de acero de refuerzo de gran diámetro, el sistema de revestimiento que mejor resultado da es el colado de cubeta o Invert en primera etapa, dejando provisiones para el traslape o aplicación de una soldadura a las barras de acero, - - - para proceder a realizar la segunda etapa del revestimiento, o sea clave y paredes laterales.

Para túneles de sección media o pequeña, normalmente el acero de refuerzo es colocado en toda la sección, evitando traslapes innecesarios, por lo que, un revestimiento monolítico de 360°, si es posible, representa la mejor alternativa de solución.

1-e.- Influencia del costo del equipo en la decisión.

El costo del equipo, como en cualquier otro proyecto, definirá categóricamente el procedimiento

a seguir, dado que en nuestro País existe la ventaja de obra de mano muy económica, aunque no siempre calificada. Por otra parte, un equipo de revestimiento puede ser muy costoso en su inversión inicial pero sus mecanismos pueden presentar una ventaja adicional en la disminución del programa de la obra, disminución de indirectos, disminución notable de la obra de mano requerida para el revestimiento y, finalmente, mayor producción y mayor productividad en menor tiempo de ejecución.

1-f.- Influencia del programa de trabajo en la decisión. En condiciones normales, y con información geológica veraz y oportuna, los tiempos de ejecución de excavación y revestimiento pueden ser programados con buena exactitud. En muchos casos se requiere de programas acelerados que implican equipos de revestimiento muy veloces, por razones de emergencia políticas o económicas, lo que obliga al diseñador a pensar en equipos altamente sofisticados y mecanizados de alto costo de adquisición para llevar a cabo el revestimiento del túnel.

En oposición a lo anteriormente expuesto, existen túneles cuyo tiempo de ejecución no es crítico, por lo que, deberá de elegirse un equipo menos

sofisticado y menos mecanizado, con la considerable menor inversión aunque por lo mismo, menos productivo.

2. a). Revestimiento estacionario.

a-1.- En secciones para ciertos túneles, de acuerdo a lo explicado anteriormente y a los parámetros que afectan a la decisión, es conveniente realizar el revestimiento con cimbra estacionaria dividida en varias secciones, cuyas opciones son, en general, las siguientes:

Alternativa 1: 1a. Etapa.- Revestim. cubeta.
2a. Etapa.- Clave y paredes laterales.

Alternativa 2: 1a. Etapa.- Revestimiento de guarnición.
2a. Etapa.- Revestimiento de paredes laterales y clave superior.
3a. Etapa.- Revestimiento de cubeta o Invert.

a-2.- En 360° monolítico.

Para esta Alternativa el colado contempla la utilización de una cimbra estacionaria de cierta longitud pero que en su sola etapa se consigue el revestimiento de los 360° de sección definitiva.

b). Revestimiento telescópico colapsible (contínuo).

b-1.- En Secciones.

A diferencia del Inciso 2-a-1, este procedimiento contempla la utilización de cimbra telescópica colapsible de colado contínuo, lo que quiere decir que se trabaja en el revestimiento las 24 horas del día a gran velocidad horizontal, pudiendo ser realizado esto en la sección de clave y paredes laterales. Este procedimiento es muy utilizado en el revestimiento de túneles de gran longitud, y de sección de revestimiento en herradura con cubeta plana en horizontal.

b-2.- En 360° monolítico.

Para los túneles de gran longitud y de sección de revestimiento circular, este es sin duda el procedimiento más popular. El colado se realiza en 360° con cimbra diseñada para realizar trabajo telescópico colapsible, através de las cimbras que están siendo utilizadas para revestir el colado contínuo y requiere de una gran producción de concreto, así como, de una gran capacidad de colocación.

3. REVESTIMIENTO DESLIZANTE HORIZONTAL.

3-a.- Sección plana.

Para aquellos túneles que contemplan una sección de herradura, en donde ya ha sido realizado el revestimiento de paredes laterales y clave, se utiliza una regla deslizante que da el acabado final a la cubeta o Invert. En condiciones normales, el volumen unitario por M.L. es muy poco comparado con el volumen unitario de toda la sección por lo que, con este sistema, se deben de esperar grandes velocidades de revestimiento con un procedimiento muy sencillo.

3-b.- Sección curva.

El revestimiento deslizante horizontal en la sección de arco inferior de un túnel de sección circular puede ser realizado de la misma manera que la descrita en el Inciso anterior, con la diferencia de que la regla deslizante deberá de seguir la configuración del sector circular por revestir.

4. MECANISMOS Y EQUIPOS PARA DESMOLDE Y TRANSPORTE.

Los mecanismos y equipos de desmolde y transporte de las cimbras varían considerablemente en su diseño, dependiendo del tipo de cimbra que se utiliza; sin embargo, podemos realizar una subdivisión, en términos gene

rales, que consiste en lo siguiente:

- Mecanismos electrohidráulicos.

- Mecanismos manuales.

En el caso de equipos electrohidráulicos para desprendimiento, izaje y transporte de la cimbra a su próxima posición, normalmente se utilizan cilindros hidráulicos accionados por unidades de potencia hidráulica.

Asimismo, la autopropulsión de los transportadores que mueven la cimbra, está constituida por motores hidráulicos, reductores, piñones, cadenas, etc., lo que permite accionar el equipo con muy poco personal especializado, con una gran rapidez.

Para aquellas cimbras menos sofisticadas, de menor costo y de menor productividad, por así requerirlo el proyecto, es una práctica normal el diseñar todos los mecanismos para ser operados en forma manual, lo que implica una mayor utilización de obra de mano en el desprendimiento, transporte y colocación de las cimbras en su nueva posición de colado.

IV.- BREVE INTRODUCCION AL DISEÑO ESTRUCTURAL

1. DISEÑO PRELIMINAR.

Dentro del diseño preliminar, tomamos en cuenta dos factores determinantes en el estudio estructural de cualquier equipo de revestimiento, no solo para túneles sino para cualquier otra aplicación de revestimiento de concreto; éstos son los siguientes:

- A. Cargas producidas por el concreto.
- B. Sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo.

El primer factor es determinante porque deberemos de analizar perfectamente cómo se comporta el concreto y cuales son las cargas que nos produce. A fin de ayudarnos en la comprensión del comportamiento de este material tan conocido y utilizado, a continuación enlistaremos algunas de las características particulares que lo definen:

1. Peso específico.
2. Velocidad de colado.
3. Vibrado.
4. Temperatura.
5. Resistencia.
6. Cantidad de localización de acero de refuerzo.
7. Tamaño máximo de agregado pétreo.

8. Procedimiento de colocación.
9. Tipo de cemento.
10. Aditivos de concreto.
11. Profundidad de colocación.
12. Sección transversal de colado.
13. Cara de contacto de la cimbra.

A continuación desarrollaremos los puntos mencionados, de una manera sencilla, únicamente para puntualizar lo más importante, ya que, no es motivo de este estudio el análisis del concreto dentro del cual existen muchas obras que específicamente tratan este material.

1. Peso específico.-

El peso específico en la práctica se considera es de 2,400 Kgs/M³. Esto definitivamente es el factor más importante dentro del análisis de carga ya que la presión hidrostática de un fluido, en cualquier punto, es creada por el peso del fluido adicional. La presión líquida o hidrostática es la misma en cualquier dirección a cierta profundidad del fluido, actuando perpendicularmente a cualquier superficie que lo confine. Por lo tanto, la carga antes mencionada sería la que el concreto presentase si se considera al mismo como un fluido; sin embargo, el-

concreto siendo una mezcla de sólidos y líquidos, únicamente en estado fresco se comporta como un fluido y así únicamente por un cierto tiempo.

2. Velocidad de colado.

Se entiende como velocidad de colado la velocidad en que el nivel superior de colocación se levanta dentro de una cimbra. Por lo tanto, según se vaya aumentando el concreto colocado, la profundidad se va incrementando, aumentando consecuentemente la presión lateral. Pero, como característica principal del concreto, la presión lateral se irá reduciendo una vez que el mismo se consolida e inicie su fraguado tendiendo a su auto-soporte, disminuyendo paulatinamente la presión lateral hasta cero. La máxima presión lateral que puede llegar a causarse será por lo tanto a la carga total de la presión de un fluido, es decir, carga total hidrostática.

3. Vibrado de concreto.

Básicamente se divide el vibrado en 2 tipos utilizados en la práctica, vibrado interno y vibrado externo o de contacto.

El uso de vibrado interno aumenta temporalmente las presiones laterales sobre las cimbras ya que, se logra una mayor consolidación del mismo.

El aumento de las presiones laterales puede llegar a ser entre un 10 a un 20% mayor que las presiones obtenidas -

por un concreto colocado sin vibrado. Deberá tomarse en cuenta, para el diseño de cimbras, esta particularidad de aumento de carga además de que deberá lograrse un mejor sellamiento de las mismas para impedir escurrimientos.

Con respecto al vibrado externo, deberá tomarse en cuenta transmisiones de esfuerzos directamente aplicados a los miembros estructurales del equipo; por lo tanto, se debe considerar en su diseño a fin de que el equipo cuente con la suficiente rigidez para soportarlo.

4. Temperatura del concreto.

Esta, al tiempo de colocación tiene gran importancia ya que, afecta directamente el tiempo de fraguado inicial del concreto. A bajas temperaturas el concreto toma mayor tiempo en endurecer y, por lo tanto, se aumenta la profundidad de colado causando mayores esfuerzos laterales; sucediendo lo contrario en temperaturas altas al tiempo de la colocación, ya que las capas inferiores tendidas con anterioridad irán endureciendo anticipadamente.

Con respecto a los demás puntos enlistados, generalmente, en la práctica no se toman en cuenta ya que, para el caso particular de los equipos de revestimiento para túnel, siempre se lleva a cabo el diseño bajo las más altas normas de seguridad en un porcentaje mucho mayor que los que pudieran afectar los puntos anteriores.

Unicamente cabe mencionar dentro de los puntos que consideran el tipo de cemento y aditivos del mismo, que al utilizar puzo lanas o agentes retardantes de fraguado, así como la colocación de concreto en bajas temperaturas, puede llegar a tener un efecto considerable en la presión lateral, por lo que, no habrá que perder de vista esta particularidad.

Una vez que tenemos una idea de lo que vamos a soportar así como, su comportamiento, enlistaremos a continuación cuáles serán los elementos con que lo lograremos.

Dentro del segundo factor indicado anteriormente referente al sistema de anclaje y configuración geométrica del equipo, se encuentran una serie de variables que será indispensable analizar a fin de poder definir la transmisión de esfuerzos al terreno y por ende, definir las cargas y transmisiones de esfuerzos internos dentro de los equipos de revestimiento.

A continuación enlistaremos las variables determinantes de este segundo factor:

1. Diseño de la cimbra respecto al procedimiento constructivo.
2. Localización de miembros estructurales.
3. Localización de anclaje y soportes.
4. Dimensionamiento geométrico.

Dentro de las variables anteriores, la más importante será - -

definitivamente la primera ya que, dentro de la etapa de diseño deberá lograrse la compatibilidad del equipo de revestimiento con el resto del sistema constructivo a emplear; por lo tanto, una vez que se defina cuál es el mejor método constructivo, de acuerdo a lo que más convenga al proyecto, tanto del punto de vista económico como de funcionamiento y tránsito interno del equipo en general, se podrá definir la localización de los elementos del equipo de revestimiento.

Una vez definido el sistema general a utilizar en el revestimiento, se podrán analizar, en combinación con el tipo de soporte y anclaje, los miembros estructurales que transmitirán las cargas del concreto internamente a través del equipo, y transmitirlos al terreno o no, según sea el tipo de empuje o carga que se tenga.

Es de gran importancia, además de definir la localización de los miembros estructurales, no solamente para tratar de tomar las cargas lo más directamente posible sino también como punto de vista económico, y poder minimizar el sistema de anclaje ya que, aunque se tengan que colocar ciertos miembros, éstos tomarán los esfuerzos que de otra manera habría que soportar por métodos externos sin las anclas, las cuales son económicas para posibles usos pero cuyo costo se encarece rápidamente en proporción de como aumente el número de colados.

En este punto, es donde deberemos tomar la decisión de en donde y cuanto queremos gastar en el equipo de revestimiento, ya que, el concepto de economía y funcionamiento deberán de conjuntarse de tal manera que sea lo más conveniente para la obra.

Con respecto al dimensionamiento geométrico, deberá tratarse, en general, de mantener claros y localización de cargas y reacciones, de tal manera que no existan esfuerzos generados gratuitamente.

VELOCIDAD DE COLADO.

Una vez definido el procedimiento general y el diseño básico del equipo de revestimiento, se deberá llevar a cabo un análisis del programa de ejecución de la obra, y definir el avance que se requiera para cumplir con los tiempos de ejecución señalados en el programa, y por lo tanto, definir el número de colados o colado continuo, si este fuera el caso.

Con respecto a esta necesidad de colados, se podrá diseñar el sistema de abastecimiento de concreto al equipo de revestimiento y así lograr tener una idea de la cantidad de concreto que podrá colocarse detrás de dicho equipo.

Lo anterior definirá una cierta velocidad de colado ya que, se conoce la sección transversal por colar y la longitud de la cimbra, por lo tanto, se podrá calcular con gran precisión la velocidad vertical que se espera.

Normalmente dentro de los equipos de revestimiento, y de acuerdo a nuestra experiencia, tomando en cuenta el uso rudo y de las condiciones de seguridad imperantes dentro de un túnel, la velocidad de colado que se debe de tomar será la de la presión lateral hidrostática total sobre las paredes laterales y sobre el arco superior el peso total del techo de concreto que la sección transversal contempla.

3. PRESION DE DISEÑO.

Una vez que se haya definido y tomado la decisión de cuál va a ser la velocidad de colado que se tomará para el diseño de la cimbra, podrá llevarse a cabo el cálculo de la presión de diseño a que será sometido el equipo.

Como la presión de trabajo de la cimbra es variables con respecto a la profundidad de la sección transversal del equipo y altura momentánea de concreto, se analiza en la práctica de una manera parcial, es decir, se lleva a cabo un estudio de presiones para diferentes alturas de concreto; por ejemplo, si se tuviera un túnel cuya sección contemplara una altura total de 10 M., sería conveniente analizar la presión existente en la cara de contacto para cada metro de altura que el concreto fuera subiendo, es decir, obtener la presión sobre la superficie de contacto para 1, 2, 3 mts., etc. de altura de la sección transversal.

En la práctica, la presión normal de diseño que generalmente se utiliza es de: $P = 7,300 \text{ Kg/M}^2$.

4. DIAGRAMA DE ESFUERZOS.

Una vez que se haya analizado la velocidad y presión de diseño, tendremos una idea clara de cuales son las cargas que harán trabajar la estructura y con el diseño básico de la cimbra, cuál es la estructura que la soportará; incluyendo la sujeción al terreno para transmisión de esfuerzos y cargas; en resumen, en esta etapa conocemos qué vamos a cargar y con qué lo haremos.

Antes de iniciar el estudio del cálculo de esfuerzos en los diferentes miembros de la estructura, deberemos tomar en cuenta la siguiente aclaración:

LOS ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES INTERNOS DE CUALQUIER EQUIPO DE REVESTIMIENTO SON VARIABLES PARA CADA NIVEL DIFERENTE DE CONCRETO EN PROCESO DE COLOCACION.

Lo anterior quiere decir que la resultante de las cargas varía en dirección e intensidad pudiendo ser desde carga vertical ascendente como diagonal, horizontal, o vertical descendente, haciendo trabajar los miembros interiores de diferente forma tanto en el sentido de los esfuerzos, tensión o compresión como en su intensidad; por lo tanto, deberemos analizar secuencialmente los esfuerzos a diferentes alturas de concreto colocado, ya que no siempre la carga máxima para algún miembro la tendremos cuando se haya colocado el último M3. de concreto.

Después de las consideraciones anteriores, el análisis estructural de esfuerzos se hará tomando en cuenta las reacciones de --

apoyo que el equipo proporcione de acuerdo a la localización de sus elementos internos, anclas o paneles de carga que toman los esfuerzos a que se someten. Los sistemas gráficos de análisis son de gran utilidad en esta etapa.

5. DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES.

Una vez que se hayan estudiado los diferentes diagramas de esfuerzos para cada nivel de concreto, deberán reunirse los datos en una table de resumen y comparar los esfuerzos para cada elemento señalándose los máximos ya que seguramente se localizarán indistintamente dentro de la table.

El diseño de las secciones así como el diseño de sus conexiones podrá llevarse a cabo tomando en cuenta las cargas anteriormente señaladas, teniendo la seguridad de haber diseñado un equipo que estructuralmente resista, en cualquier momento, cualquier carga de concreto a que se someta.

TREN DE COLADO.1. EQUIPO AUXILIAR DE CIMBRA.

1-a.- Ventanas de vibrado e inspección.

Usualmente, a menos que la cimbra sea de pequeño diámetro, se recurre a la colocación de ventanas para tener acceso a la sección anular entre el terreno y la cimbra, con fines de iluminación, limpieza, acceso e inspección durante el ciclo de colado. Por otra parte, estas ventanas sirven para realizar la colocación del concreto através de tuberías o bandas transportadoras, y la compactación del mismo por medio de vibradores de inmersión.

1-b.- Procedimientos de vibrado.

Dependiendo del espesor del concreto por revestir la sección del túnel, deberá de escogerse el equipo adecuado para realizar la compactación del concreto. El número y tipo de vibradores depende de estos parámetros, pero, en general, el vibrado se realiza en forma mixta utilizando vibradores de inmersión neumáticos o eléctricos, así como, vibradores de contacto para la zona de cubeta o Invert y clave superior, en donde existen rastrillos o imposibilidad física de realizarlo con vibradores de contacto.

1-c.- Anclas de flotación.

En cualquier cimbra, para cualquier sistema, deberá de preverse la utilización de anclas de flotación o de sustentación de la cimbra a su posición correcta. Existe una gran variedad de sistemas de anclaje para las cimbras, no existe ninguna regla específica, sino por el contrario, cada túnel presenta sus requerimientos - - -

específicos de anclaje. Existen en el mercado diferentes y muy variados tipos de anclas de sujeción, de tensión, para esfuerzo cortante, o anclas de soporte para transmitir el peso del equipo al terreno, debiendo merecer este capítulo especial atención para los diseñadores y constructores por el costo involucrado en el sistema.

1-d. Colocación de tuberías.

1-d-1.- Interiores.

El revestimiento del túnel puede ser realizado utilizando tuberías por dentro de la cimbra, procedimiento que es ampliamente utilizado cuando se utilizan cimbras estacionarias. Normalmente, las tuberías van fijadas a la cimbra por el lado interior y solo son removidos los tubos en la zona de ventanas.

1-d-2.- Exteriores.

La colocación de tuberías para el colado entre la cimbra y el terreno natural, son denominadas como tuberías exteriores, las cuales se apoyan sobre la clave de la cimbra y son removidas a la misma velocidad que progresa la colocación del concreto. Este procedimiento es ampliamente utilizado en revestimiento continuo, con cimbras telescópicas-colapsibles.

1-e.- Colocación con bandas transportadoras.

Para túneles de gran diámetro y de gran volumen de concreto unitario y colado estacionario, son aceptadas las bandas transportadoras para depositar el concreto a través de ventanas previstas, pudiendo establecer como ventajas la mayor velocidad en la colocación del concreto. En la cabeza de la banda son colocadas frecuentemente trompas de elefante que evitan que el concreto caiga bruscamente, para que no haya disgregación del mismo.

1-f.- Plataformas de trabajo.

Es imprescindible la utilización de plataformas de trabajo que permitan el acceso de los trabajadores a todo lo alto y ancho de la sección -- por revestir, con el objeto de facilitar la colocación de los tapones, remoción de protuberancias de roca dentro de la línea de revestimiento, así como, colocación del anclaje y limpieza de la cimbra. La conformación de estas plataformas de trabajo varía considerablemente dependiendo de la geometría de la sección, del tipo de cimbra que se está utilizando.

1-g.- Instalación hidráulica.

Cualquier cimbra, para cualquier sistema requerirá de una instalación hidráulica, capaz de

proveer de agua suficiente en cantidad y presión para poder realizar las actividades de limpieza de las tuberías, equipo de transporte, equipo de colocación, y de la cimbra misma, una vez que ésta haya sido desprendida y colocada en su siguiente posición.

Esta instalación también sirve para remover el polvo adherido a la roca excavada y evitar pérdida de humedad por absorción en el concreto. Por otra parte, las especificaciones en su mayoría obligan al contratista a la limpieza de la plantilla del túnel, lo que se logra con esta instalación.

1-h.- Instalación neumática.

Es indispensable el poder contar en el tren de colado con instalación neumática para disponer de aire comprimido en el frente de trabajo. Los vibradores, las rompedoras y perforadoras para colocación de anclaje, así como los carros agitadores con motor neumático requieren del uso de aire comprimido para su operación. Por otra parte, los tanques hidroneumáticos y la limpieza de la plantilla del túnel requiere de este sistema para su buen funcionamiento.

1-i.- Instalación eléctrica.

Deberán de preverse las necesidades de consumo de energía eléctrica en diferentes voltajes, en el frente de colado, para ser utilizados en máquinas soldadoras de emergencia, vibradores eléctricos, iluminación, etc.

1-j.- Tapones.-

Para los colados con cimbra estacionaria, es imprescindible la colocación de tapones de madera o metálicos que delimiten la longitud de un tramo de colado.

La colocación de tapones metálicos tiene grandes ventajas sobre los de madera ya que, por lo general, éstos no son removidos de su posición original; la sección anular que el tapón metálico no puede cubrir por las irregularidades de la roca, pueden ser cubiertas con tapones de madera.

1-k.- Válvulas perno y Boosters.-

Ya sea que se utilice una cimbra telescópica colapsible o una estacionaria, la utilización de la válvula perno es necesaria porque impiden el regreso del concreto en sentido inverso al flujo normal, funcionando como válvulas check de operación manual.

Los Boosters son diafragmas que se insertan en la tubería de concreto y se conectan a la tubería de aire comprimido para ayudar a la colocación de concreto en zonas de clave normalmente.

1-1.- Taller mecánico, herramientas, bodega.-

Para todos los trenes de colado, es absolutamente necesario disponer de las herramientas necesarias, así como, los materiales de consumo que se utilizan constantemente. Por otra parte, se pueden preveer facilidades para colocar un pequeño taller mecánico con lo más indispensable para no tener que salir fuera de la zona de trabajo a realizar trabajos menores. Es conveniente también poder tener una pequeña oficina de control de tiempos y Residencia, así como, el mejor sistema de comunicación posible con la planta de producción de concreto, oficina, bodega principal, etc.

La obtención de estas facilidades en la zona de trabajo redundará en un mayor avance, mejor control, mejor comunicación, y, sobre todo, en disminución de los tiempos perdidos debido a amparos o movimientos falsos.

2. EQUIPO DE COLOCACION.

2-a.- Bombas Hidráulicas.

Uno de los procedimientos utilizados frecuentemente para la colocación del concreto dentro de la cimbra, es la utilización de bombas hidráulicas de concreto. Existen en el mercado varias marcas con características más o menos similares, y con diferentes capacidades para satisfacer las demandas de cada obra.

Para este concepto, podemos mencionar que las bombas hidráulicas utilizadas pueden ser estacionarias, accionadas por motor diesel o eléctrico, montadas sobre trailer, o bien, montadas sobre camión con brazo hidráulico-telescópico, lo que evita la necesidad de colocación de tuberías estacionarias o móviles.

2-b.- Cañones.

Otro sistema muy utilizado para el revestimiento del concreto son los colocadores neumáticos o cañones, cuyo funcionamiento básico consiste en un recipiente en donde es colocado el concreto, al que después se le inyecta aire comprimido, hasta llegar a determinada presión, donde es abierta la válvula de salida y el concreto es expulsado a través de la tubería principal hasta la salida, en la zona de colocación.

No se puede elegir a priori ninguno de los dos equipos para el sistema de revestimiento definitivo en un túnel sin antes analizar con mucho detalle las condiciones particulares de la obra, equipo disponible, capacidad instalada de aire comprimido, requerimientos de ventilación, servicios de mantenimiento de los equipos, así como, disponibilidad de operadores calificados para la operación de estos dos diferentes tipos de equipo.

3. EQUIPO DE TRANSPORTE.

3-a.- Ollas mezcladoras.

El transporte del concreto en ollas mezcladoras es, sin duda alguna, el método más expedito, y el que mantiene en condiciones óptimas de mezclado al concreto, cuando se utiliza en túneles de gran diámetro, donde es posible utilizar equipo sobre neumáticos, o bien, tener portales de acceso que faciliten esta operación.

3-b.- Sapos.

En algunos trabajos se utiliza este tipo de camiones que acarrean el concreto hasta su punto de colocación, sin embargo, la utilización de estos equipos con contenedor especial ha sido reemplazado por el uso de ollas mezcladoras.

3-c.- Camiones volteo.

En aquellos túneles en donde el acarreo del concreto se realiza en distancias muy cortas han sido utilizados los camiones volteo para este efecto, sin embargo, presentan la desventaja de segregar el concreto, por lo que, en la mayoría de los casos, es necesario realizar un nuevo mezclado antes de depositar el concreto en las bombas o cañones.

3-d.- Vagonetas.

Al igual que los camiones de volteo, las vagonetas de rezaga son utilizadas para transportar el concreto hasta el frente del colado, existiendo el mismo problema de segregación.

3-e.- Carros Agitadores.

Los carros agitadores y las vagonetas son utilizados para transportar concreto en el interior de un túnel que exige la utilización de equipo de vía. Los carros agitadores consisten en un tanque cilíndrico con mecanismos para girar en ambos sentidos, con un helicoides metálico interior semejante al de las ollas mezcladoras; la acción de rotación se provee através de motores neumáticos o eléctricos, consiguiendo hacer el-

remezclado en un sentido de rotación y la descarga en otro. Estos cilindros con una entrada y una salida, pueden telescopiarse entre sí y permitir la descarga del concreto de un carro hacia el subsecuente. Estos cilindros están montados sobre bastidores y superestructura con rueda sobre vía férrea, existiendo diferentes marcas y capacidades, de acuerdo a los requerimientos de la obra y espacio disponible.

4. EQUIPO AUXILIAR DEL TREN DE COLADO.

4-a.- Bandas Transportadoras.

Se define como tren de colado todo aquel equipo que permite realizar las operaciones de transporte, recepción y colocación de concreto.

La utilización de bandas transportadoras es frecuente en los trenes de colado y sirven para elevar el concreto del nivel de descarga de los carros agitadores a las tolvas receptoras de concreto, que a su vez depositan el concreto en los cañones o bombas hidráulicas de concreto.

Las dimensiones y configuración de estas bandas dependen de las condiciones específicas de cada Proyecto en particular.

4-b.- Tolvas Receptoras.

Como se dijo anteriormente, estas tolvas se diseñan específicamente para las condiciones de cada obra en particular. Su capacidad y configuración dependen de la cantidad de concreto promedio que deba de ser colocado dentro de la cimbra, sirviendo como vaso regulador para el suministro del concreto.

4-c.- Estructura Garza.

Se denomina estructura garza aquella estructura metálica que sujeta las tuberías desde el nivel de piso del túnel hasta la parte superior de la cimbra. Normalmente es una estructura rígida con escaleras de acceso e inspección para la tubería de colocación de concreto. Esta estructura está montada sobre la vía principal y forma parte del tren de colado; su utilización es indispensable para colados con cimbras telescópicas-colapsibles de colado continuo.

4-d.- Tanques amortiguadores.

Cuando el acceso al túnel es por medio de lumbreras o pozos verticales, el concreto es transportado en superficie hasta el brocal de la lumbrera, en donde, normalmente se ubica una tube-

ría vertical para descarga del concreto. En la zona de túnel éste concreto es recibido en un recipiente que se denomina tanque amortiguador, que como su nombre lo indica, está diseñado para absorber la energía sinética del concreto, debido a la diferencia de niveles. Este tanque amortiguador tiene una salida através de la cual descarga el concreto a los carros agitadores.

4-e.- Carros de Inspección.

En aquellos túneles en donde el sistema de revestimiento es con cimbra telescópica-colapsible de colado continuo, el transportador interior, que normalmente es electrohidráulico, sirve para desprender los moldes de clave y cubeta, transportarlos en forma telescópica y colapsible, através de toda la longitud de la cimbra, y colocarlos en su nueva posición. Con este procedimiento el transportador está continuamente viajando en el interior y a lo largo de la cimbra por lo que, es necesario utilizar 2 carros de inspección para los vibradoristas y los supervisores.

En su paso hacia la parte posterior de la cimbra, el transportador recoge el carro de inspección en cantiliver y deja en su lugar el otro carro

de inspección para realizar las maniobras descritas, entonces se desplaza para desmoldar -- una sección de cimbra, haciendo el movimiento inverso en su camino de regreso, permitiendo de esta manera poder realizar la operación de vibrado e inspección, con pérdidas mínimas de tiempo.

4-f.- Plataformas giratorias.

Para aquellos túneles muy angostos, generalmente con acceso através de portales, son frecuentemente utilizadas las plataformas giratorias -- que como su nombre lo indica, permiten el acceso de las ollas mezcladoras al frente de colado viendo hacia el frente, para que, una vez que -- estén sobre la plataforma giratoria, que siempre debe quedar muy cerca del tren de colado, puedan dar la vuelta en 180° y descargar por la parte -- posterior de las mismas, realizando su camino de regreso con el conductor viendo hacia el portal -- del túnel.

4-g.- Cambios California.-

En aquellos túneles en donde es utilizado equipomontado sobre vía, se diseña un cambio de vía denominado California, que rueda sobre la vía principal y permita, como las espuelas de ferrocarril,

el paso de 2 trenes con carros agitadores o vagones en la misma sección, al mismo tiempo. Estos Cambios California pueden ser de diferentes anchos y de diferentes longitudes, de acuerdo a la sección del túnel; asimismo, pueden ser autopropulsados o bien jalados por medio de una locomotora ó algún otro medio de locomoción existente en el túnel. Los escantillones de vía normalmente usados son de 24", 36" y 48".

VI. INSPECCION DE REVESTIMIENTO.

Desde el punto de vista de la supervisión, los dueños de la obra deberán de seguir las especificaciones establecidas para cada uno de los proyectos. En forma enonciativa y no limitativa, enlistamos solamente los puntos más importantes que la supervisión deberá de tomar en cuenta para dar por recibidos los trabajos realizados por la Contratista.

- a). Limpieza de piso.
- b). Limpieza superficie por colar.
- c). Peines.
- d). Alincamiento vertical y horizontal - topografía.
- e). Calidad del concreto.
- f). Especificaciones del concreto.
- g). Limpieza de moldes.
- h). Tolerancias.
- i). Vibrado.
- j). Tiempo de fraguado.
- k). Pruebas no destructivas.
- l). Anclaje.
- m). Colocación de tapones.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

INSTRUMENTACION QUE SE UTILIZA EN LA EXCAVACION DE TUNELES

ING. EDUARDO ANAYA MORA

HUIXQUILUCAN. EDO, DE MEXICO
JUNIO 1985.

INDICE

INSTRUMENTACION QUE SE UTILIZA EN LA EXCAVACION DE TUNELES

EDUARDO ANAYA MORA.

I.- INTRODUCCION

I.1.- Objetivos básicos de la instrumentación.

I.2.- Partes y características principales de los instrumentos.

I.3.- Tipo de instrumentos.

II.- DESCRIPCION DE LOS INSTRUMENTOS.

II.1.- Piezómetro.

II.2.- Longímetro.

II.3.- Inclínómetro.

II.4.- Extensómetro.

II.5.- Nivelación.

II.6.- Celda de carga.

II.7.- Celda de presión.

II.8.- Gato plano.

LISTA DE FIGURAS

- 1.- Micrómetro.
- 2.- Piezómetro abierto.
- 3.- Piezómetro neumático.
- 4.- Longímetro.
- 5.- Líneas de convergencia.
- 6.- Medición de convergencias.
- 7.- Inclinómetro.
- 8.- Tubería de inclinómetro.
- 9.- Instalación de tubería de inclinómetro.
- 10.- Lecturas en tubería de inclinómetro.
- 11.- Medición con inclinómetro.
- 12.- Instalación del extensómetro.
- 13.- Medición con extensómetro.
- 14.- Medición de hundimientos.
- 15.- Comprobación mediante la comparación de diferentes registros.
- 16.- Celda de carga.
- 17.- Celda de presión.
- 18.- Ubicación de la celda de presión.
- 19.- Gato plano.
- 20.- Instalación del gato plano.

21.- Whittemore.

LISTA DE TABLAS

I.- Parámetros que comunmente se miden en obras que se construyen con, sobre o a través del subsuelo, por medio de la --
planeación de una instrumentación ingenieril.

INSTRUMENTOS QUE SE UTILIZAN EN LA EXCAVACION DE TUNELES

EDUARDO ANAYA MORA.

I.- INTRODUCCION.

La instrumentación que se analiza en los siguientes párrafos se refiere a una instrumentación dentro de la ingeniería civil, en su rama geotécnica y estructural.

Al hablar del tema de la instrumentación se pueden tratar varios puntos importantes de la misma planteándose preguntas sencillas y concisas como la siguiente:

¿Para qué se hace instrumentación? Esta pregunta se puede responder explicando los dos objetivos básicos de la instrumentación:

1.- Conocer el comportamiento de las obras de ingeniería geotécnica y certificar si se apega satisfactoriamente al que puede predecirse con base a los métodos teóricos existentes, y si es congruente con el que se esperaba de acuerdo con el análisis efectuado.

2.- Obtener información que permita mejorar el conocimiento sobre el comportamiento de las obras que se construyen con, sobre o a través de los materiales del subsuelo, a fin de poder mejorar o refinar los métodos de análisis y diseño o inclusive

implementar nuevos procedimientos para este propósito.

La instrumentación no debería quedar en, conocer para controlar el comportamiento de una obra, debería siempre aprovecharse en mejorar el conocimiento que se tiene de los métodos de análisis existentes.

Una definición de las mediciones como la mencionada, de la instrumentación aplicada a la ingeniería geotécnica en las obras que se construyen con sobre o a través de los materiales del subsuelo, se podría señalar para cualquier otra de las ramas de la ingeniería, como lo es la ingeniería estructural, en este caso se tendría que hablar de las obras o de las estructuras que se construyen y de hecho, la definición se podría ampliar al campo general de la ingeniería.

Otra pregunta que se podría plantear sería:

¿Que es lo que se mide con una instrumentación general, y con qué se mide? Comunmente se miden lo que se llama, efectos físicos y significativos, estos son: fuerzas, presiones y esfuerzos, o deformaciones y desplazamientos.

Se miden con instrumentos que, en general, dentro de la ingeniería constan de tres partes fundamentales: un captador de la señal que se quiere medir, un transmisor de señal y un regis-

trador, estos tres componentes se pueden siempre identificar en cualquier tipo de instrumento, por ejemplo, en un simple micrómetro, como el que se muestra en la figura N^o 1, que consiste de un mecanismo de reloj con un vástago que sirve para medir distancias, aunque también se puede adaptar para medir deformaciones ó desplazamientos, el captador es el mismo vástago, el transmisor es el mecanismo de relojería y el registrador es la carátula.

Hay instrumentos diversos, pero en todos ellos se pueden identificar esos tres componentes; adicionalmente de cada instrumento es necesario señalar algunas de sus principales características: 1) rango, que está definido por los valores extremos que puede medir el instrumento, es decir, de donde a donde puede registrar el instrumento alguna medida; no es lo mismo tratar de medir algunos milímetros que algunos metros o algunos kilómetros, 2) sensibilidad del instrumento, definida por la cantidad mas pequeña que puede ser leída en el mismo, por ejemplo, en el caso del micrómetro la sensibilidad del instrumento es la magnitud que separa dos de las rayas del registrador y 3) grado de aproximación, el cual se define como una medida de las diferencias entre los valores medidos con el instrumento y el valor real de la magnitud que se quiere obtener, ese valor real de la magnitud que se quiere obtener en realidad no se conoce, ya que si se conociera no se manejaría esta ca--

racterística, sin embargo, con mediciones repetitivas de la misma magnitud se puede establecer el grado de aproximación de un instrumento.

Para obtener la magnitud de algún parámetro que se quiere medir, se utilizan diversos instrumentos de ingeniería, eligiéndose en cualquier momento el más apropiado para la finalidad que se persigue. De aquí que los instrumentos pueden agruparse, según su principio de funcionamiento, en mecánicos, hidráulicos, neumáticos, eléctricos, electrónicos y mixtos, estos últimos combinan algunas de sus características en el captador, en el registrador ó en ambas partes.

II.- DESCRIPCION DE LOS INSTRUMENTOS.

En forma genérica, la aplicación de la instrumentación en la excavación de túneles persigue los siguientes objetivos:

- 1.- El registro de la evolución de presiones de poro, en la zona adyacente a la excavación del túnel.
- 2.- El comportamiento de la deformación convergente o divergente de las paredes del túnel, medida desde su interior, después de realizar la excavación del mismo.

3.- El comportamiento de los movimientos que sufre la masa del subsuelo que rodea al túnel, medida desde la superficie del terreno antes, durante y después de efectuar la excavación del túnel.

4.- El registro de cargas, en los marcos de acero que forman parte de la estructura del túnel.

5.- La obtención de las presiones que se tienen entre el suelo y la estructura del túnel.

6.- La definición de los esfuerzos actuantes en la masa de suelo o roca en la pared del túnel.

Para poder obtener el registro de cada uno de los parámetros antes mencionados con la instrumentación, es necesario conocer los diferentes tipos de instrumentos que existen en el mercado, para con ello, poder escoger el aparato apropiado para la aplicación del mismo en la obtención de cada parámetro en particular.

A continuación se describen algunos instrumentos, mencionando de cada uno de ellos el parámetro que registra, algunas de sus características particulares, su instalación y una explicación de su funcionamiento para la obtención del parámetro que se --

busca.

II.1.- Piezómetros.- Uno de los objetivos principales que persigue la acción de conocer la evolución de las presiones de po-ro, es determinar las condiciones hidráulicas en el interior de la masa que conforma al subsuelo.

La obtención de este parámetro ayuda a la definición de otros más, para así ser utilizados en conjunto tanto en el diseño de la obra, como durante la construcción de la misma, como por -- ejemplo, la verificación del buen funcionamiento de un bombeo ó de un sistema de subdrenaje en la obra y hasta en un momento dado controlar algún flujo de agua hacia el interior del túnel.

El piezómetro registra una presión de agua existente a la profundidad en que se instala la punta capatadora de la presión. La masa del subsuelo en la cual se requiere conocer su condición hidráulica, puede estar formada por partículas gruesas o finas, para cada caso se tiene la aplicación de un cierto tipo de piezómetros, en el primero se utiliza el piezómetro abierto o Casagrande y en el segundo el piezómetro neumático.

Piezómetro abierto o Casagrande.- En la figura N° 2, en el detalle "A", se puede observar que el bulbo piezométrico consiste de dos tuberías de PVC perforadas y telescopiadas, la exte-

rior normalmente es de un diámetro de 1½" y la interior de 1", entre ambas tuberías se coloca un filtro de arena de cuarzo bien graduada. La longitud normal del bulbo es de 40 cm y a partir de éste se acopla una tubería de PVC de 1" de diámetro, en tramos de 1.50 m, hasta llegar a la superficie.

La instalación del bulbo piezométrico se realiza en el interior de un barreno de 3" de diámetro, el cual se efectúa previamente con una máquina rotaria, siendo importante mencionar que en la realización de la perforación no se debe utilizar bentonita para ayudar al sostenimiento de las paredes de la perforación, ya que su uso puede provocar una respuesta errónea en el instrumento.

Ya efectuada la perforación hasta 50 cm mas allá de la profundidad deseada para el registro de las condiciones hidráulicas, se introduce arena en la perforación hasta cubrir estos primeros 50 cm, posteriormente se introduce el bulbo hasta la profundidad deseada, acoplándole la tubería de 1" de diámetro haciéndola llegar hasta el nivel del terreno natural. Después se procede a rellenar la perforación con gravilla y arena bien graduada hasta lograr una altura de 1.00 m, posteriormente se rellena una altura de 50 cm con bolitas de bentonita compactadas y finalmente se coloca una altura de 1.00 m. de cemento, lo que reste por rellenar del barreno se puede hacer con el suelo que resultó de la perforación.

En lo que se refiere al funcionamiento del instrumento, consiste en que la presión que está actuando al nivel del bulbo, provocará que el agua se introduzca por el mismo a través de los filtros existentes, hasta formar una columna de agua en el interior de la tubería de PVC de 1" de diámetro, esta columna representa la presión hidráulica actuante en la profundidad escogida.

La forma de registrar esta columna de agua es por medio de una sonda eléctrica a base de luz o sonido, como la que se muestra en la figura N° 2, esta sonda tiene un electrodo al final del cable de medición y está diseñada con el fin de detectar solamente el nivel de agua en el interior de la tubería de PVC. Es decir, que el electrodo no es afectado por el agua que exista en las paredes de la tubería, o por las posibles capas de aceite que haya sobre el nivel del agua. La precisión de las lecturas es de 1 cm. El cable de alta resistencia a la tensión, enrollado en un carrete, va calibrado a intervalos de 1.00 m. con señales de metal, la longitud estándar es de 100 mts. y 200 mts.

Habiendo registrado la profundidad del nivel de agua a partir del brocal de la tubería, la distancia obtenida se le resta a la profundidad total del piezómetro para de esta manera, conocer la altura de la columna de agua. Esta distancia en metros

se multiplica por el peso volumétrico del agua para transformarla a una presión, esta presión es la hidrostática actuante a la profundidad del bulbo piezométrico.

Piezómetro neumático.- Los detalles que conforman al instrumento se pueden ver en la figura N° 3, este bulbo piezométrico consiste de un tubo de plástico perforado de $1\frac{1}{4}$ " de diámetro - relleno con arena, a través de la cual la presión del agua se transmite a un diafragma habiendo pasado por una piedra porosa, evitando la entrada de cualquier partícula fina y provoque un sello deficiente del diafragma. Este diafragma sella en el otro extremo al piezómetro, a partir de este otro extremo se encuentran dos orificios que se conectan a dos tubos plásticos de $\frac{3}{16}$ " de diámetro, los cuales son conducidos a la superficie protegidos por un tubo de PVC de $\frac{3}{4}$ " de diámetro acoplado a cada 1.50 m.

La instalación de este tipo de piezómetro tiene el mismo procedimiento que el analizado para los piezómetros abiertos, sólo que en la parte más profunda, se coloca una capa de bentonida de 50 cm. de altura por abajo de la capa de arena de 50 cm.

El funcionamiento de este instrumento consiste en aplicar presión de aire con un tanque neumático, a través de una de las mangueras que llegan a la superficie, llevándola hasta un va-

lor tal que supere la subpresión actuante en la parte inferior del diafragma debido a la presión hidráulica del suelo. Este diafragma se deforma hacia abajo 0.2 mm. aproximadamente, permitiendo el paso del aire hacia la línea de salida, que es la otra manguera que llega a la superficie. Esta línea se conecta al registrador de la presión, que puede ser un juego de manómetros, los cuales en este momento estarán registrando una presión mayor que la hidráulica del suelo. Para conocer esta última, se disminuirá lentamente la presión aplicada, de tal manera que cuando ambas presiones se igualen, el diafragma regresará a su posición inicial sellado nuevamente los orificios de llegada de las mangueras. De esta forma el diafragma impide la salida del aire que se encuentra en la manguera que conecta al juego de manómetros, entrampando entre el piezómetro y los manómetros a la presión de aire que iguala a la presión hidráulica del suelo. Es este momento se puede realizar la lectura en los manómetros.

Este tipo de piezómetros son calibrados previamente en el laboratorio para definir una curva de calibración para cada uno. Esta curva es una relación entre una presión aplicada al instrumento y otra leída en el mismo.

II.2.- Longímetro.- Para obtener los movimientos convergentes o divergentes que se producen en las paredes de un túnel inme-

diatamente después de que éste es excavado se mide la variación de la distancia a través del tiempo, entre varios puntos instalados en las paredes de la oquedad en una distribución diametral. La colocación de estos puntos de referencia puede ser, según sea el caso, sobre el suelo mismo, sobre el revestimiento provisional, o bien, sobre el revestimiento definitivo.

Uno de los objetivos principales que persigue la obtención de este tipo de parámetro, es conocer y controlar los movimientos del túnel para mantener durante el proceso constructivo del mismo, una máxima seguridad desde el punto de vista de su estabilidad. Es de suponerse que toda la información obtenida de las deformaciones de las paredes del túnel, podrá ser utilizada en forma paralela para realizar una revisión del diseño, así como un refinamiento de las teorías existentes.

El longímetro es un instrumento que registra la distancia entre dos puntos de referencia con una aproximación de 0.01 mm, tomando como lectura cero ó lectura base de comparación a la primer lectura que se realice entre los puntos, a partir de ésta se compararán las lecturas subsecuentes y de esta manera se podrán registrar los movimientos que definan por un lado, si los puntos se separan, ó se juntan entre sí con el paso del tiempo y por otro, si estos movimientos son o no de consideración.

La figura N^o 4, muestra en forma esquemática al longímetro, el cual consiste principalmente de una cinta invar marcada a cada 5 mm, con una argolla integrada a uno de sus extremos para ser colocada a uno de los puntos de referencia, normalmente la cinta tiene una longitud de 25 m; la otra parte integrante del instrumento es una caja de registro que tiene en uno de sus extremos un tramo de cinta invar con otra argolla que servirá para sujetar al instrumento al otro gancho de referencia. La caja contiene en su interior los dispositivos que permiten producir una tensión en el instrumento después de que las argollas se hayan colocado en los puntos de referencia, además de que la cinta se haya sujetado a la caja de registro, es importante que esta tensión sea la misma cada vez que se realice una lectura, la cual puede ser registrada en el aparato, siendo normalmente de 15 kg.

Referente a la instalación de los puntos de referencia en las paredes del túnel para cuando sea el caso de un túnel sin revestimiento, éstos se instalarán directamente en el suelo o roca de las paredes, en el interior de un barrenado perforado previamente con un diámetro de 1/2" y una longitud de 50 cm, la armella tiene un diámetro de 1/4" y una longitud de 60 cm, para fijar la armella en la perforación, se introduce una lechada en la perforación. Normalmente se instalan puntos con la distribución que se muestra en la figura N^o 5, realizando 10 -

mediciones diametrales definidas en la misma figura, se puede ver que cualquier cuerda medida, forma un triángulo con otras dos, permitiendo así una corroboración de las lecturas.

Cuando se tiene el caso en que los puntos de referencia deban instalarse sobre un revestimiento, ya sea provisional o definitivo, se instala una armella de una longitud de 10 cm. y 1/4" de diámetro en el interior de una perforación de 1/2" de diámetro, colocando una mezcla de cemento con aditivo acelerante -- del fraguado, entre lo que es la armella y las paredes de la perforación.

También, se puede tener el caso en que los puntos de referencia deban soldarse directamente en los marcos de acero que en un momento dado formarán parte del revestimiento del túnel.

Para llevar el control de la magnitud de las deformaciones y -- definir además la tendencia y comportamiento de las mismas, se construye una gráfica que contenga en sus ordenadas el valor -- de la deformación en milímetros y en sus abscisas el tiempo en días, como la que se muestra en la figura N^o 6. De este tipo -- de gráfica se podrá definir claramente la velocidad de la deformación, la cual es uno de los parámetros que participa im-- portantemente en la toma de decisiones en cuanto a si los movi-- mientos que se presentan en las paredes del túnel son estables,

o inestables, y en función de ello, si fuera el caso, reali---
zar algunas medidas correctivas en el procedimiento constructi
vo o bien, la implementación de algún reforzamiento en el --
revestimiento provisional que se haya decidido colocar en el --
túnel, o hasta la colocación inmediata del revestimiento defi-
nitivo.

II.3'.- Inclinómetro.- Una forma de medir las deformaciones --
horizontales que se presentan en las paredes del túnel por el
paso de la excavación del mismo, es mediante el empleo del in-
clinómetro. Su principal aplicación es la determinación de --
los desplazamientos laterales en una masa de suelo o roca debi
do al cambio en su estado de esfuerzos. De hecho, el inclinó
metro es un instrumento provisto de deformímetros eléctricos -
fijados a un péndulo, que acoplado a un puente de medición y -
calibrado previamente con él, mide las desviaciones angulares
del eje longitudinal del aparato con respecto de la vertical;
la integración trigonométrica de estas inclinaciones o lo lar-
go de una longitud de medición conduce a determinar los despla
zamientos laterales que se presentan en la masa del subsuelo.

Todo el sistema de medición consiste en un torpedo, provisto -
de un sistema alineado de rodaje que en su interior contiene --
el péndulo instrumentado con los deformímetros eléctricos, di-
cho péndulo queda aislado en un compartimiento hermético lleno

de aceite delgado, el cual proporciona un aislamiento térmico durante las mediciones, además de evitar que el péndulo oscile en forma brusca, este detalle se puede ver en la figura N° 7.

El torpedo va unido a un cable de transmisión de los impulsos eléctricos, y éste a su vez, a un carrete de enrollamiento del mismo, dispuesto con las conexiones necesarias para acoplarlo al puente de registro, figura N° 7.

Por otra parte, en la masa del suelo se coloca una tubería de aluminio provista de cuatro ranuras dispuestas ortogonalmente y que fungen como guías para el paso de las ruedas del torpedo, un corte transversal de esta tubería se muestra en la figura - N° 8.

El procedimiento de instalación de la tubería comienza con la realización de una perforación en la masa del subsuelo con una separación aproximada de 50 cm. de la pared del túnel, de 6" - de diámetro y a una profundidad tal que el fondo del barreno - quede ubicado a una distancia aproximada de 2 diámetros del túnel por debajo del piso de éste, figura N° 9.

Se procede a armar tramos de tubería de 3 m. de longitud, --- uniendo pequeños tramos de tubo de 0.75 m. ó 1.5 m, con coples de 30 cm de longitud remachados y flejados a la tubería, imper

impermeabilizando las uniones con capas de cinta plástica y parafina como se puede ver en la figura N° 8. Estos coples consisten en medias cañas de aluminio cuyo diámetro interior es ligeramente mayor al diámetro exterior de la tubería, con ranuras también dispuestas en forma ortogonal para provocar su alineación con las ranuras de la tubería. En la parte mas profunda de la tubería se coloca un tapón y se impermeabiliza su unión; aproximadamente a 0.75 m. de dicho tapón se coloca un perno a manera de tope del torpedo, con el fin de que los sedimentos que pudieran ocurrir en el interior del tubo se depositen en el espacio comprendido entre este perno y el tapón inferior, de modo que no interfieran con el deslizamiento del torpedo.

Posteriormente cada uno de los tramos de 3 m. de tubería es bajado dentro del barrenó, uniéndose entre sí con coples remachados, flejados e impermeabilizados.

En el caso de que el barrenó esté inundado por haber atravesado un acuffero y debido a ello la tubería tienda a flotar dificultando su descenso, la tubería puede ser lastrada añadiendo agua limpia en su interior. Cabe hacer mención que las ranuras deben de estar orientadas de tal forma que dos de ellas diametralmente opuestas, estén alineadas en la dirección de los desplazamientos que se pretende medir.

Finalmente, una vez que el total de la tubería se encuentra -- alojada dentro del barreno, se procede a rellenar el espacio - anular entre la tubería y el barreno con arena limpia o bien, - con lechada de cemento, de forma que toda la tubería quede perfectamente confinada dentro del barreno. Luego de que esta lechada ha fraguado se coloca el tapón superior y su registro pa- ra que ningún cuerpo extraño pueda introducirse dentro de la tubería, ni que sea dañada de tal forma que se imposibilite la introducción del torpedo.

La forma de efectuar las mediciones es introduciendo el torpe- do hasta el fondo de la tubería, asegurándose que las ruedas - del aparato deslicen dentro de las ranuras alineadas en el sen- tido de los desplazamientos del suelo, posteriormente y con au- xilio de una polea fijada al brocal del aparato, el torpedo, - es lentamente izado tomando las lecturas en el puente de regis- tro en cada posición que se defina y asegurándose que la lectu- ra se estabilice, hasta que finalmente se extrae el instrumen- to de la tubería, las posiciones de lectura se muestran en la figura N^o 10.

Por último, las lecturas se someten a un proceso de cálculo, - definiendo la deformación de la tubería en cada posición de -- lectura con la comparación de las configuraciones posteriores de la tubería con respecto de la original. La figura N^o 11,

muestra un ejemplo de este tipo de registro.

II.4.- Extensómetro. - Este tipo de instrumento mide el desplazamiento relativo entre dos ó más puntos. Es ampliamente usado en la instrumentación de túneles excavados en suelo o roca, sobre todo si éstos son de poca profundidad, de acuerdo a su funcionamiento, existen diversos tipos de extensómetros, el más - ampliamente empleado es aquél que posee una forma de lectura directa a través de un micrómetro de carátula nombrado extensómetro mecánico, que es el que se describe a continuación.

En túnel, este tipo de instrumento es instalado desde la superficie del terreno natural ó desde el interior mismo del túnel, en barrenos previamente perforados a través de la masa del subsuelo, figura N° 12. El instrumento consiste básicamente de unas anclas (tantas como puntos de medición se requieran, hasta 8), que se fijan en las paredes del barreno a las profundidades que se desee conocer el movimiento del suelo, alambre de acero inoxidable que se sujeta a cada ancla y una bocina de registro con un número de cantilivers igual al de las anclas instaladas en el barreno, provista de su elemento de salida, así como de su registro y tapa, estas partes del instrumento se tienen esquematizadas en la figura N° 12.

El proceso de instalación de este instrumento inicia con la --

ejecución de una perforación de 2½" a 3" de diámetro desde el terreno natural o desde el interior del túnel, en ambos casos - siempre en forma radial en la dirección en que se desean conocer los desplazamientos del subsuelo antes, durante y después - del paso de la excavación del túnel por la sección de instrumentación.

Cuando el extensómetro es instalado desde la superficie del terreno, la perforación que deba efectuarse, se realizará de manera que el fondo del barreno se ubique a una distancia cercana a lo que será la pared o la clave del túnel, teniendo el cuidado de que el barreno no intersecte la zona que constituirá la sección del túnel, para que la excavación de éste no alcance al ancla más próxima y de esta manera inhabilitarla, - perdiendo la información de los movimientos a partir de su destrucción. Ya efectuado el barreno, se prosigue a descender -- las anclas una por una, unidas a los cables, de modo que al estar a la profundidad deseada se fijen a las paredes del barreno. Las anclas poseen un orificio en su parte central que permite el paso del alambre de los puntos de medición ubicados por debajo de ellas. Una vez que todas las anclas han sido fijadas a las paredes del barreno en la posición requerida, se efectúan los trabajos necesarios para colocar el elemento de salida, la bocina de medición y el registro de protección del aparato, uniendo los extremos libres de los cantilivers de la

bocina a cada uno de los extremos de los cables de las anclas instaladas, induciendo una pequeña tensión inicial en el cable.

La operación del instrumento consiste en que, cuando el suelo alrededor del túnel cambia en su estado de esfuerzos y se generan desplazamientos en la masa del suelo, éstos arrastran consigo a las anclas del extensómetro, provocando una tensión adicional en el cable y con ello un movimiento transmitido al cantiliver de la bocina, en donde con el auxilio de un micrómetro de carátula se registran las deformaciones, como se muestra en la figura N° 12.

Finalmente, las diferencias que se obtienen al comparar las lecturas posteriores a la inicial, tomada en la fecha de instalación del instrumento, permitirán conocer los desplazamientos que se generan en el subsuelo provocados por la excavación del túnel. De estos valores se puede llevar un control gráfico como el que se muestra en la figura N° 13.

Es importante señalar que en túneles someros, el brocal en donde se fija la bocina de medición del instrumento, puede también estar sujeto a sufrir desplazamientos hacia el interior del túnel, por lo que, en estos casos, se recomienda efectuar nivelaciones del brocal en la superficie, para poder de esta manera obtener el valor total de los movimientos que se presentan en

los puntos de ubicación de las anclas del extensómetro, sumando los registros obtenidos a base de nivelación con los obtenidos del extensómetro.

II.5.- Nivelaciones.- Para registrar los asentamientos en la superficie del terreno, que se presentan debido a la excavación del túnel, se utiliza el método más conocido y sencillo, que es el colocar una serie de puntos estables distribuidos en la superficie y nivelarlos topográficamente en forma periódica. Cuando en la superficie se tiene la presencia de concreto ó asfalto, es suficiente la colocación de tornillos cabeza de gota como indicadores de los puntos que deberán nivelarse, para el caso en que se tenga directamente la presencia del suelo con-- vendrá la colocación de una mojonera, que consiste en un cubo de concreto en cuya superficie se ahogará el tornillo cabeza de gota.

En las nivelaciones, es muy importante definir un punto de referencia fijo fuera de la zona de influencia de las excavaciones, para asegurar que los movimientos que se registren sean exclusivamente debidos a la excavación del túnel. En ocasiones, en la zona de interés pueden existir movimientos regionales -- que, si fuera el caso el querer registrarlos, se tendría que colocar un banco de nivel profundo o bien, buscar la existencia de alguno en la zona, para poder referenciar las lecturas

a este banco y obtener los elementos necesarios para hacer la corrección en los movimientos verticales sobre el túnel, y obtener de esta manera en forma separada, los movimientos provocados por la excavación y aquellos que se presentan por alguna influencia regional.

La distribución de los puntos en sección transversal se puede ver en la figura N^o 14, la cual muestra una separación entre puntos de 10 m. a partir del eje del túnel hacia ambos lados, hasta una distancia entre los 50 m y 100 m, es decir, hasta una distancia tal en la que no se tenga la influencia de la excavación del túnel.

En ocasiones para tener un registro de los movimientos verticales que se tienen adelante del frente de excavación y su comportamiento a medida que el frente avanza y rebasa a los puntos, se colocan éstos sobre el eje del túnel, separados a 10 m en una longitud que se defina como suficiente, ya sea para controlar alguna zona conflictiva, o bien, para definir en forma clara y precisa tal influencia.

El registro de los asentamientos ayuda a conocer y controlar el comportamiento y tendencia de los movimientos en la superficie, debidos a la excavación del túnel. Este registro se puede llevar a una gráfica con el eje vertical marcando los movi-

mientos verticales en milímetros y el eje horizontal el tiempo en días. Esta gráfica puede definir claramente la tendencia del comportamiento de los movimientos a nivel del terreno natural.

Al combinar estos movimientos con los obtenidos con la extensometría, se puede definir el movimiento total de la clave de la excavación antes, durante y después de la excavación del túnel, como ya se mencionó. Este tipo de combinación de movimientos - obtenidos con diferentes instrumentos se puede ver en la figura N° 15.

II.6.- Celda de carga.- Para determinar la carga actuante en los marcos de acero que forman parte del revestimiento de un túnel, se utilizan las celdas de carga diseñadas para resistir condiciones adversas que normalmente se pueden tener presentes en las excavaciones tuneleras, como pueden ser, cambios de humedad y temperatura, así como posibles daños que pudieran ser ocasionados por explosiones.

La figura N° 16. muestra en forma esquemática la ubicación de las celdas de carga en los marcos de acero, éstas registran a través del tiempo, la variación de la carga que están soportando los marcos debida a la redistribución de los esfuerzos en la masa del suelo provocada por la excavación del túnel. La

finalidad que persigue la medición de estas cargas es conocer su magnitud y compararlas con las cargas establecidas en el diseño y de esta manera controlar la seguridad de la excavación desde un punto de vista de estabilidad de la misma, evitando - en cualquier momento que la carga registrada sea mayor que la esperada, esto se puede lograr en forma anticipada llevando -- una gráfica de las cargas contra el tiempo, de esta manera se podrá ver claramente si la tendencia indica que en algún tiempo la carga será mayor que la de diseño, si fuera el caso, entonces deberá procederse a tomar alguna o algunas medidas precautorias para mantener dentro de un rango aceptable a las cargas en los marcos.

La celda de carga se muestra esquemáticamente en la figura -- N° 16, el captador de la carga está constituido por dos láminas de acero inoxidable de forma circular soldadas en su periferia a un anillo rígido y protegidas en ambos lados por dos placas de acero que son las que harán contacto en un momento dado en las superficies del marco de acero, transmitiendo uniformemente la carga a la celda, el transmisor de la carga es un tubo de acero inoxidable que conecta al captador con el registrador, éste último es un manómetro de diferentes rangos, sensibilidades y aproximaciones en su lectura, según la capacidad de la celda y requerimientos.

Esta celda trabaja en forma hidráulica introduciendo en el interior de la misma aceite hidráulico previamente desairado, -- así, cualquier presión aplicada al captador se transmite al aceite y éste a su vez provoca una lectura en el manómetro de precisión. Las celdas son calibradas en el laboratorio obteniendo una gráfica de calibración en cuyas ordenadas contiene los valores de una carga aplicada a la celda y en sus abscisas una carga leída en el manómetro.

La instalación de las celdas se efectúa en las rastras de los marcos de acero y en el punto de unión de los marcos en la clave, como se muestra en la figura N^o 16. Normalmente, en la -- instalación se procura producir una carga inicial a la celda, para que de esta manera se asegure su buen funcionamiento durante su vida útil.

II.7.- Celda de presión.- En ocasiones se requiere conocer la presión de contacto existente entre el revestimiento del túnel y la masa de suelo. Para ello se puede utilizar la celda medidora de presiones, la cual ha sido diseñada para la medición de presiones en una masa de suelo, buscando una relación diámetro-espesor en la celda lo mas grande posible, con objeto de -- reducir la influencia de la rigidez de la celda en el medio -- compresible en que se instale.

Como se muestra en la figura N° 17, las celdas son instrumentos formados por dos láminas circulares de acero inoxidable, soldadas en su periferia a un anillo rígido de acero inoxidable. El interior de la celda se rellena con aceite hidráulico previamente desairado, de la misma forma que cuando se utiliza en los sistemas hidráulicos comunes. El objeto del anillo rígido es el de reducir la sensibilidad de la celda contra cambios de presión normales al plano de aplicación de la carga, además, impide la deformación de la celda en dicha dirección. Adicional a esta protección, el espacio que queda comprendido entre las láminas y el anillo circundante se rellena con resina epóxica, la cual actúa como una segunda línea de defensa -- contra las posibles fallas en las juntas soldadas de la celda.

La presión ejercida en la celda se mide por medio de un transductor de acero inoxidable o de bronce, cuyo principio de funcionamiento es igual que el del piezómetro neumático. Este transductor de medición queda unido a la celda mediante un tubo de acero inoxidable rígido de 1/4" de diámetro y de una longitud según la requerida, para eliminar cualquier influencia adicional en las cercanías del instrumento.

Las celdas son calibradas en el laboratorio y se ha observado un comportamiento lineal entre las presiones medidas en el transductor y las aplicadas en la celda. En el campo, las pre-

siones se leen en un juego de manómetros de precisión cuyo rango pueden variar de 0 a 4.0 kg/cm² y de 0 a 15 kg/cm², con una aproximación de ± 1%.

Las celdas, pueden colocarse individualmente ó en juegos de varias celdas por estación de medición, y las lecturas pueden tomarse directamente junto a la celda ó a control remoto, en ocasiones hasta una distancia de 300 mts.

La figura N^o 18 muestra la forma en que queda colocada la celda de presión, entre el revestimiento del túnel y el suelo adyacente. El registro de estas presiones permite definir a lo que se nombra como interrelación de trabajo suelo-ademe a través del tiempo, lo cual es un aspecto muy importante, ya que la forma en que trabajan el suelo y el ademe conjuntamente, definirá el rango de presiones y deformaciones permisibles en el túnel.

Normalmente se lleva un registro en forma gráfica de las presiones obtenidas de la instrumentación contra el tiempo.

II.8.- Gato plano.- Para conocer los esfuerzos reales actuales, en las paredes de un túnel excavado, se realiza la prueba de campo conocida con el nombre de prueba del Gato Plano.

El gato plano es un instrumento que está formado por dos láminas cuadradas de acero inoxidable soldadas en toda su periferia, una característica particular de esta celda es que dos de sus dimensiones (ancho y largo) son bastante mayores a su tercer dimensión (espesor); en su interior se coloca aceite ----- hidráulico desairado, el cual será el encargado de transmitir a través de una manguera flexible de alta resistencia, la presión captada por la celda hacia un manómetro de alta precisión conectado en uno de los extremos de la misma. La presión máxima que puede ser registrada por la celda es del orden de 140 kg/cm^2 .

En forma esquemática, la figura N° 19 muestra las características principales del instrumento.

La figura N° 20 muestra la ubicación del gato plano durante la prueba. Para su realización se requiere del uso de otro instrumento de alta precisión para determinar la variación de la distancia entre dos puntos de referencia con una aproximación de $0.0001''$, estos puntos se instalan a una separación de 15 cm. Este otro instrumento se denomina Whittemore, el cual se puede observar en la figura N° 21.

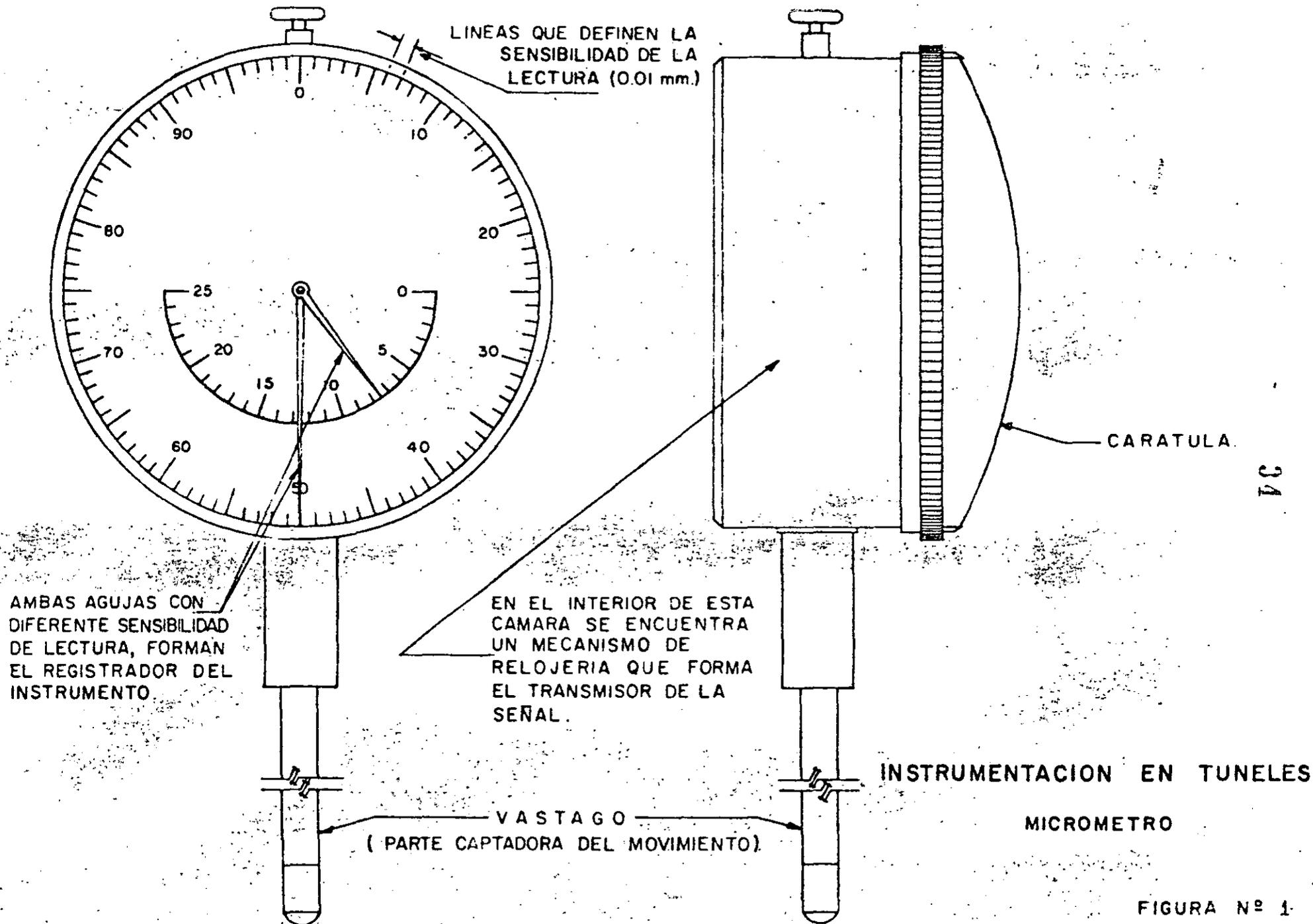
La prueba consiste, en forma conceptual, en instalar primeramente los puntos de referencia con una distribución como se in

dica en la figura N^o 20, después, se procede a hacer una primera serie de lecturas entre los puntos con el aparato whittemore, lecturas que se tomarán como lecturas cero o de comparación para las lecturas subsecuentes; posteriormente se realiza una perforación en forma ranurada con las dimensiones mostradas en la figura N^o 20, lugar que ocupará el gato plano después de haber realizado una segunda serie de lectura en los puntos. Al colocarse el gato plano en el interior de la perforación, se rellenarán los espacios que queden entre el gato y las paredes de la perforación con un mortero con un aditivo fluidizante y acelerante del fraguado, para asegurar de esta manera un contacto óptimo de la superficie del gato con las paredes de la perforación.

El gato plano adicionalmente tiene una válvula check de entrada, para aplicar presión en su interior al conectarle una bomba hidráulica; ya habiendo colocado y preparado el gato plano en la perforación, se procede a la aplicación de presión en el gato a través de esta válvula por intervalos, para que en cada uno de ellos se realice una serie de lecturas de la separación de los puntos, manteniendo así un control de la variación de la distancia entre puntos, la intención será llevar los valores de éstas desde el que se definió en la segunda serie de lecturas, es decir, los valores obtenidos ya realizada la perforación, hasta los que se obtuvieron en la primera serie de

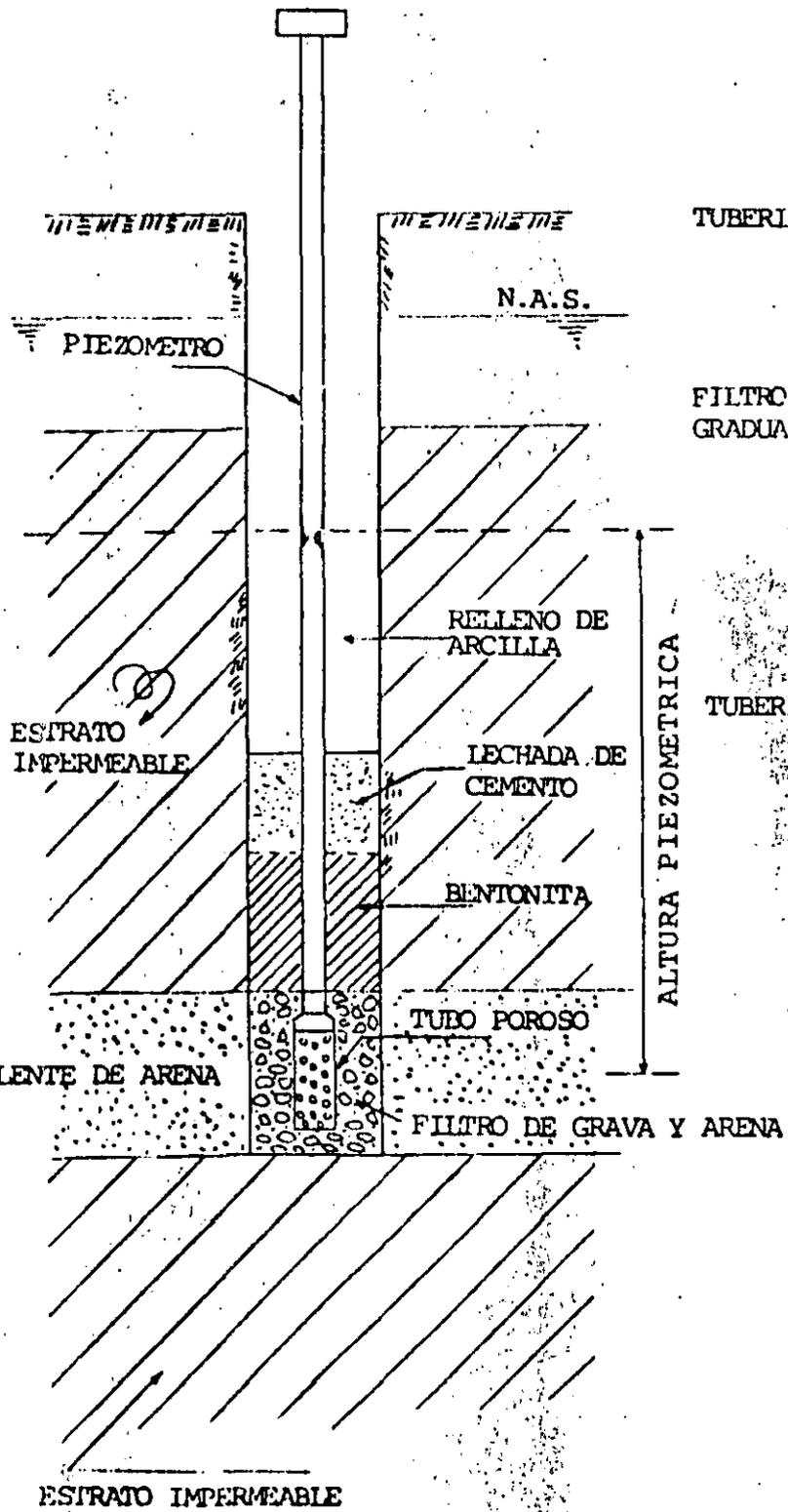
las mismas, o sea, hasta aquellos valores iniciales de las dis-
tancias entre puntos. Cuando se llegue a estos últimos valo--
res, se tendrá una lectura de presión final en el manómetro,
la cual corresponderá al valor de los esfuerzos actuantes en -
la masa de suelo o roca que se tiene en la pared del túnel.

Habiendo tratado cada uno de los instrumentos y definido su -
aplicación, instalación, registros que deben llevarse de cada
parámetro y comentarios sobre los resultados que pudieran sur-
gir de las mediciones, se ha tratado de apuntar en forma resu-
mida para cada parámetro que se requiera medir dentro de la in-
geniería civil; el nombre del instrumento que sería apropiado
para la obtención del mismo, de que tipo de instrumento se tra-
ta y finalmente alguna aplicación práctica del instrumento. La
tabla N^o I. contiene estos datos, esperando que sean de utili-
dad para aquellas personas que, en un momento dado, requieran
de una consulta rápida y práctica en el tema de la "Instrumen-
tación en la Ingeniería Civil".



34

FIGURA Nº 1

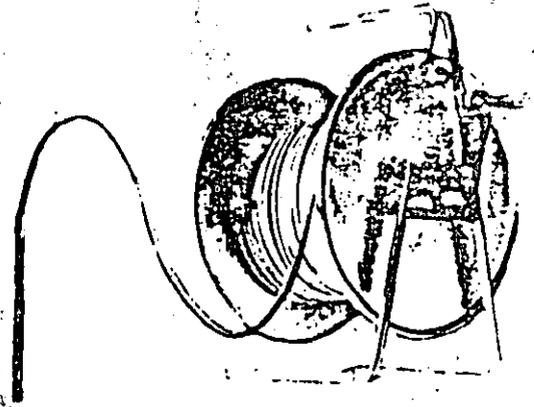
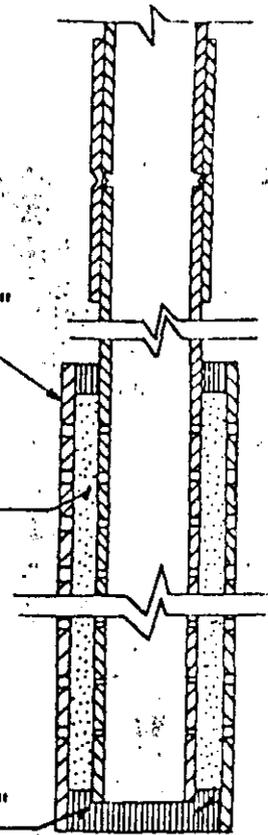


PIEZOMETRO ABIERTO

TUBERIA EXTERIOR DE 1 1/2"

FILTRO DE ARENA BIEN GRADUADA

TUBERIA INTERIOR DE 1"



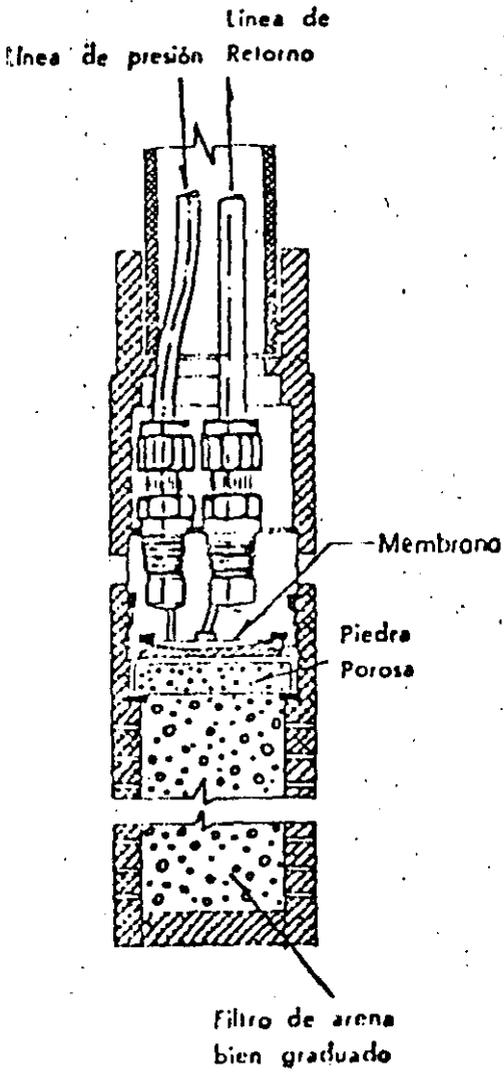
SONDA ELECTRICA

INSTRUMENTACION EN TUNELES

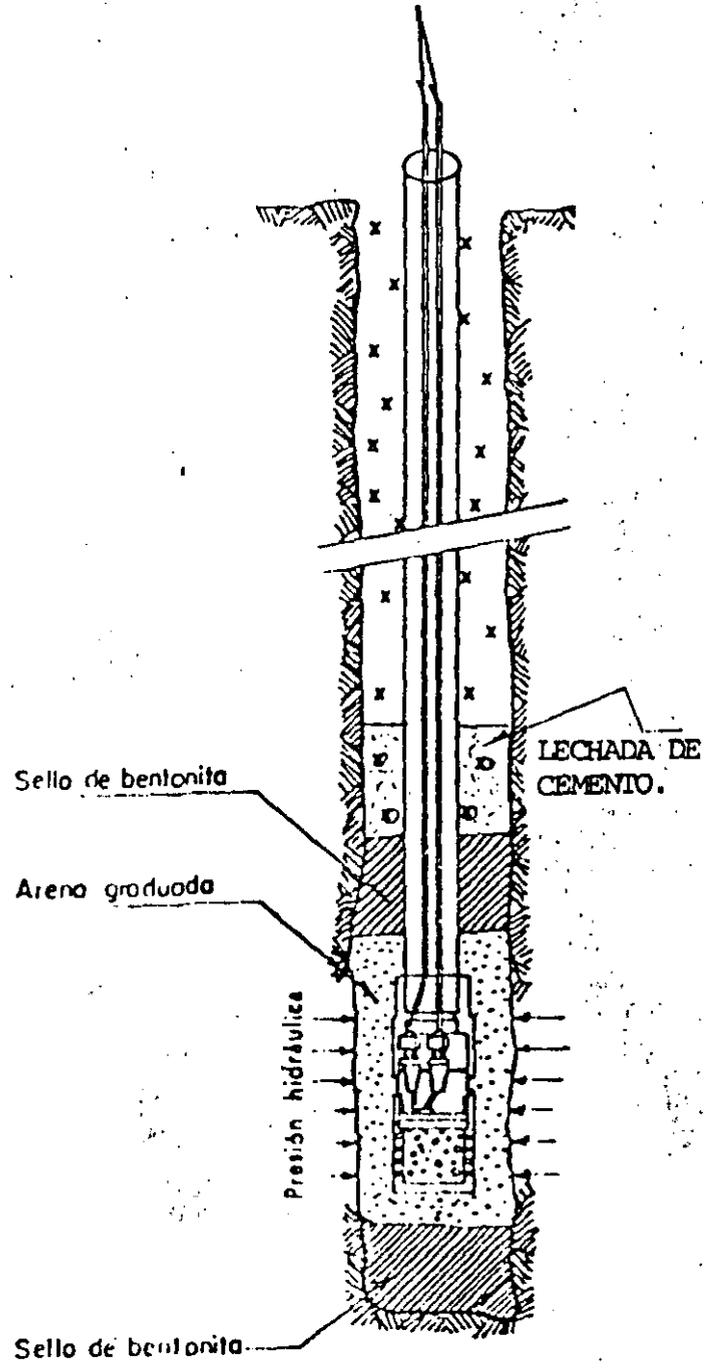
PIEZOMETRO ABIERTO

FIGURA No 2

A la unidad de lectura



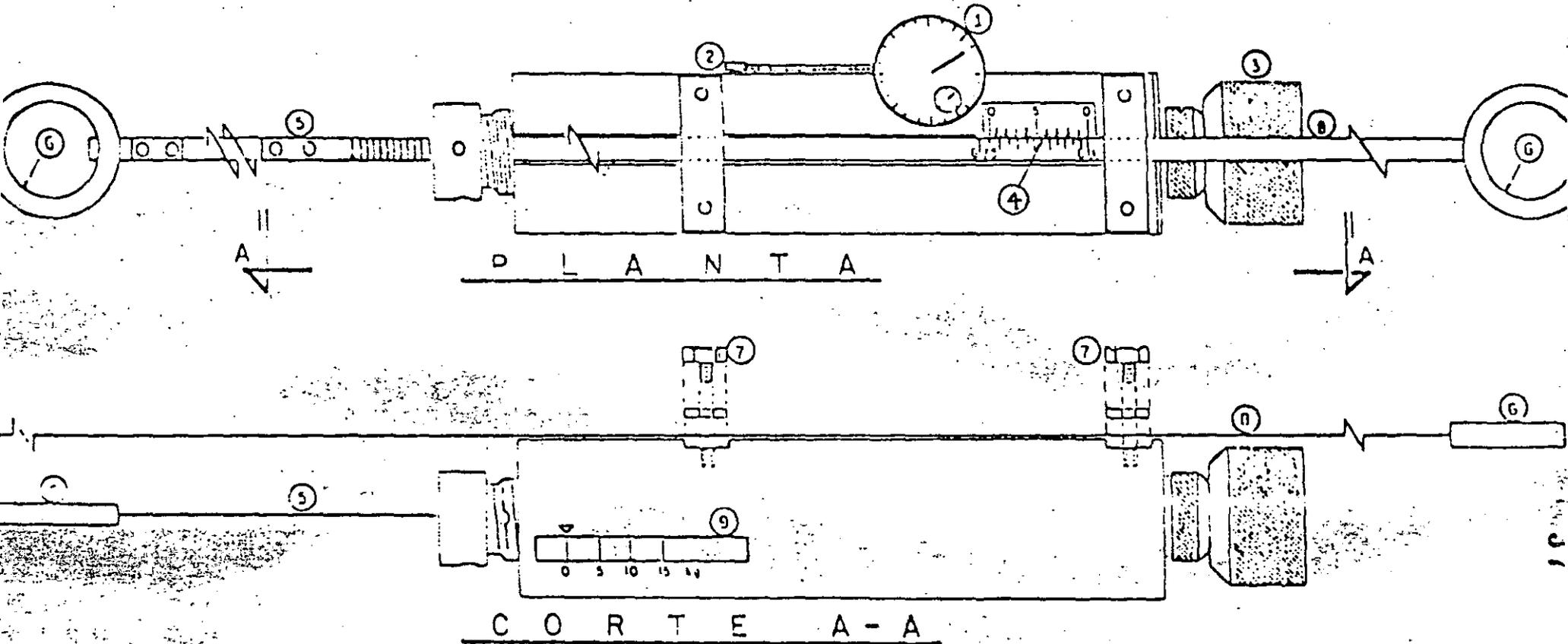
A.- Instrumento



B.- Instalación

INSTRUMENTACION EN TUNELES
PIEZOMETRO NEUMATICO

LONGIMETRO DE CINTA INVAR



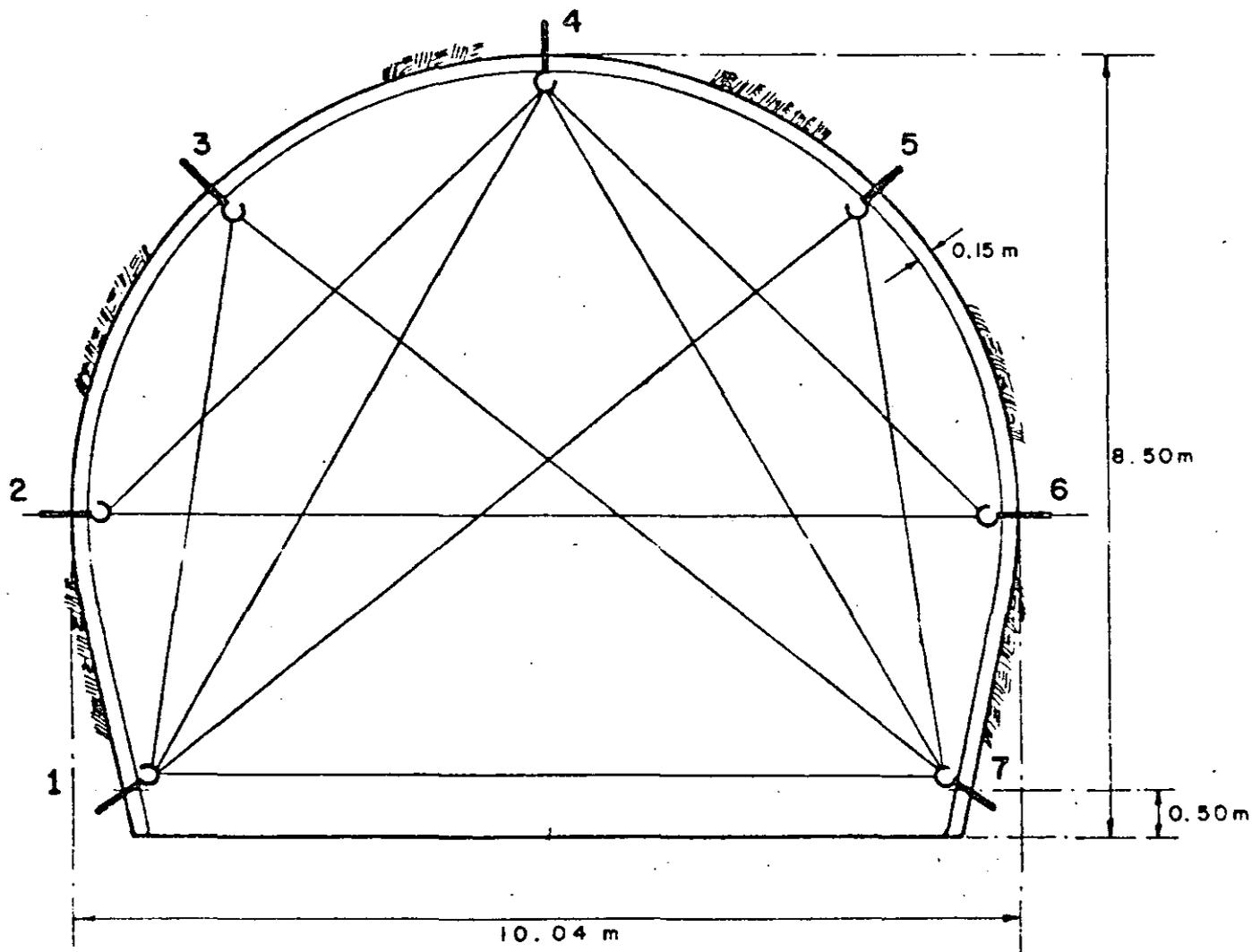
- 1 MICROMETRO (0.01 mm).
- 2 SOPORTE ACTIVADOR DEL MICROMETRO
- 3 TORNILLO PARA APLICAR TENSION
- 4 ESCALA DE VERNIER PARA FIJAR LA CINTA
- 5 CINTA INVAR DE LONGITUD CONSTANTE
- 6 ARGOLLA PARA FIJARSE AL PUNTO DE MEDICION
- 7 TORNILLOS Y ROLDANAS PARA ASEGURAR LA CINTA
- 8 CINTA INVAR CON LONGITUD DE 25 MTS.
- 9 ESCALA PARA LA TENSION APLICADA

INSTRUMENTACION EN TUNELES

LONGIMETRO

FIGURA Nº 4

SECCION EN TANGENTE PARA DOS VIAS DEL METRO



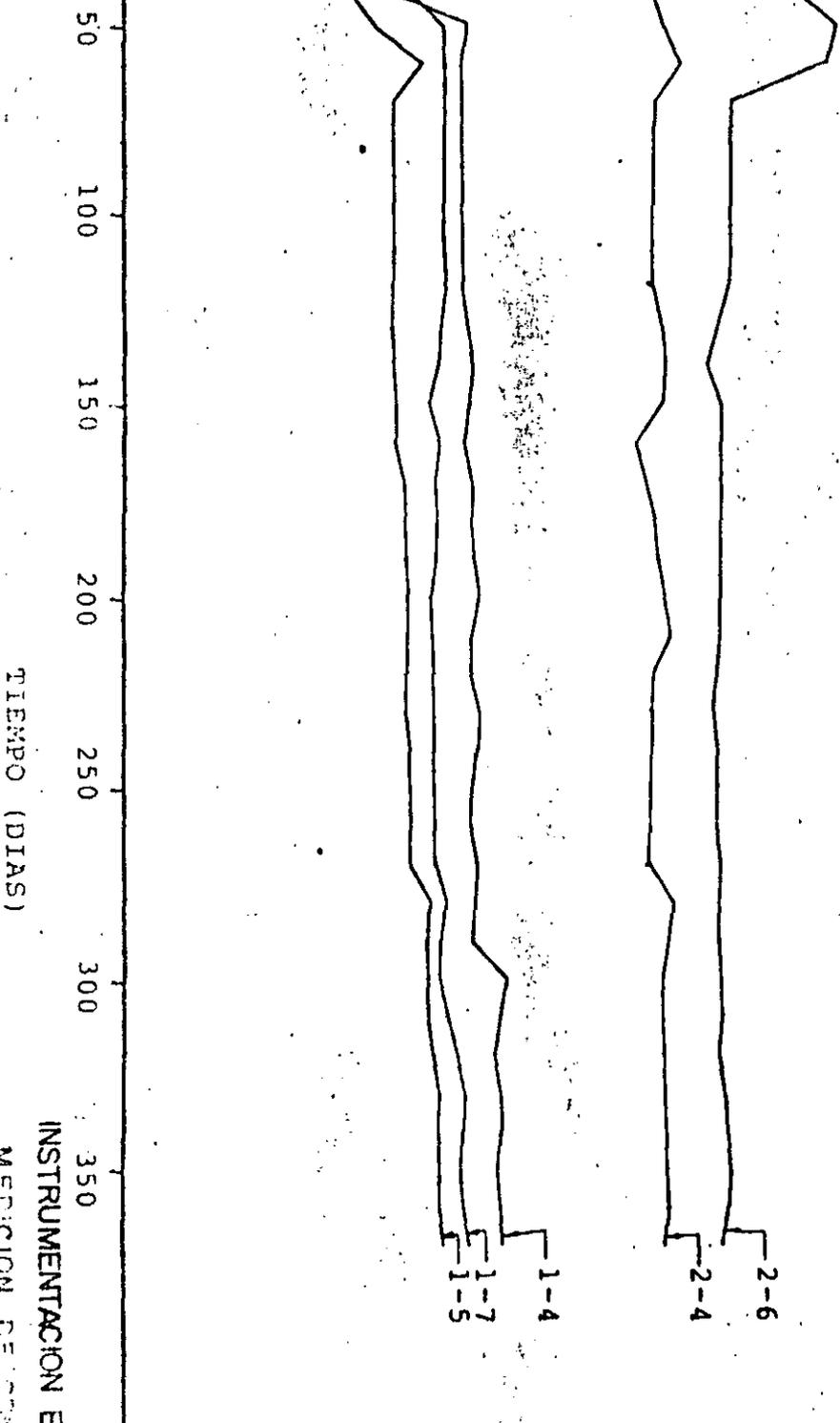
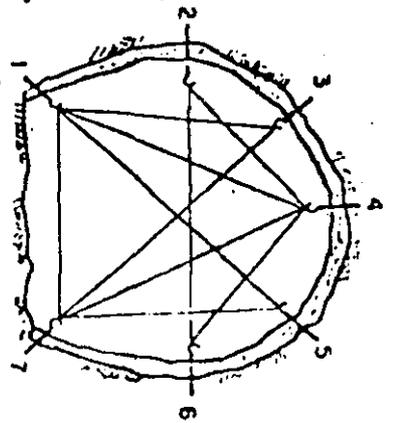
INSTRUMENTACION EN TUNELES
LINEAS DE CONVERGENCIA

AVANCE DE LA EXCAVACION
A PARTIR DE LA SECCION
DE CONVERGENCIA (m.)

ACERCAMIENTO (mm.)

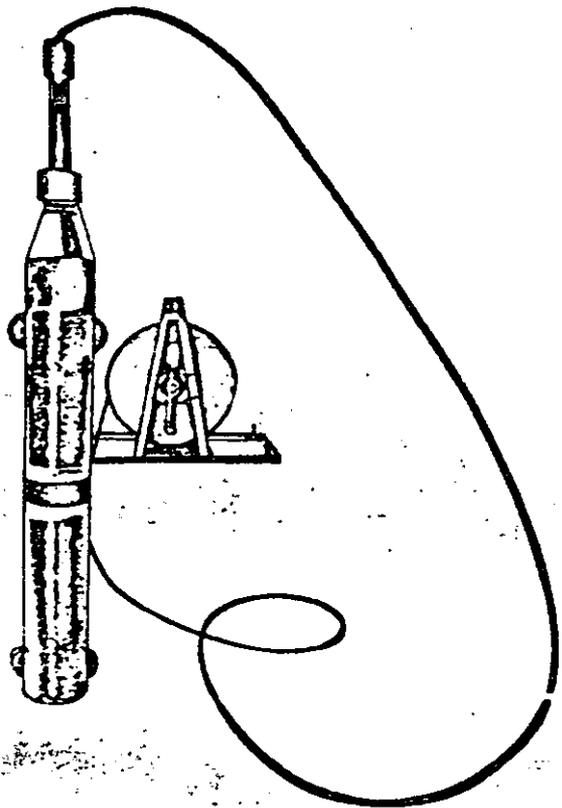
60
40
20
0
20
40
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5

SECCION DE CONVERGENCIA

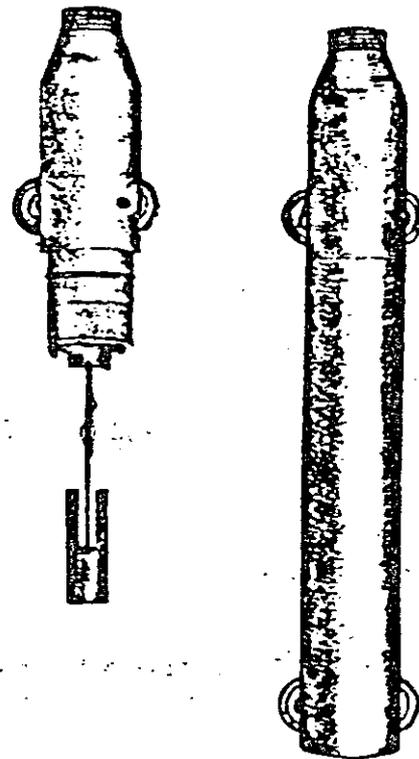


TIEMPO (DIAS)

INSTRUMENTACION EN TUNELES
MEDICION DE CONVERGENCIAS



CARRETE e INCLINOMETRO

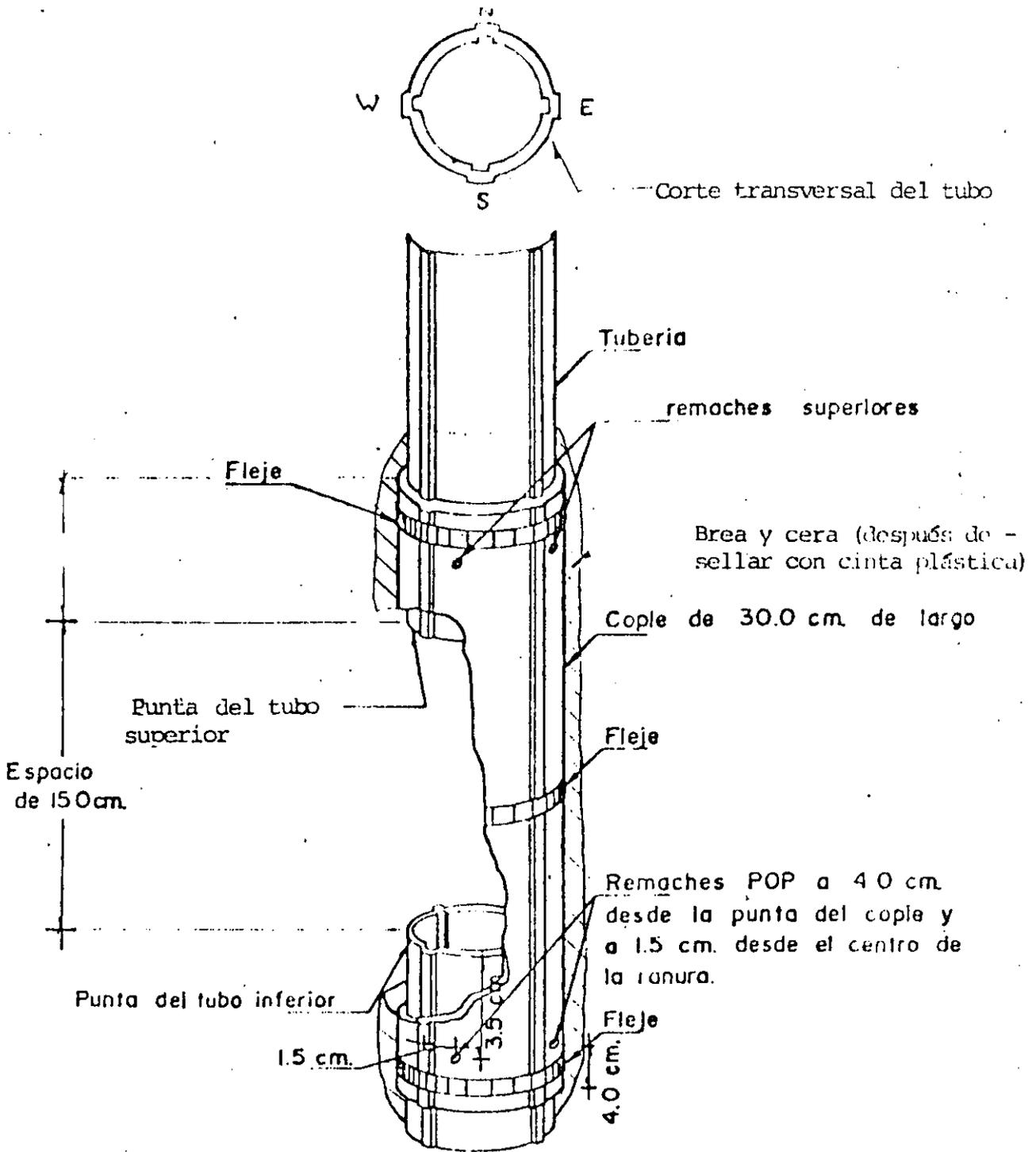


PENDULO

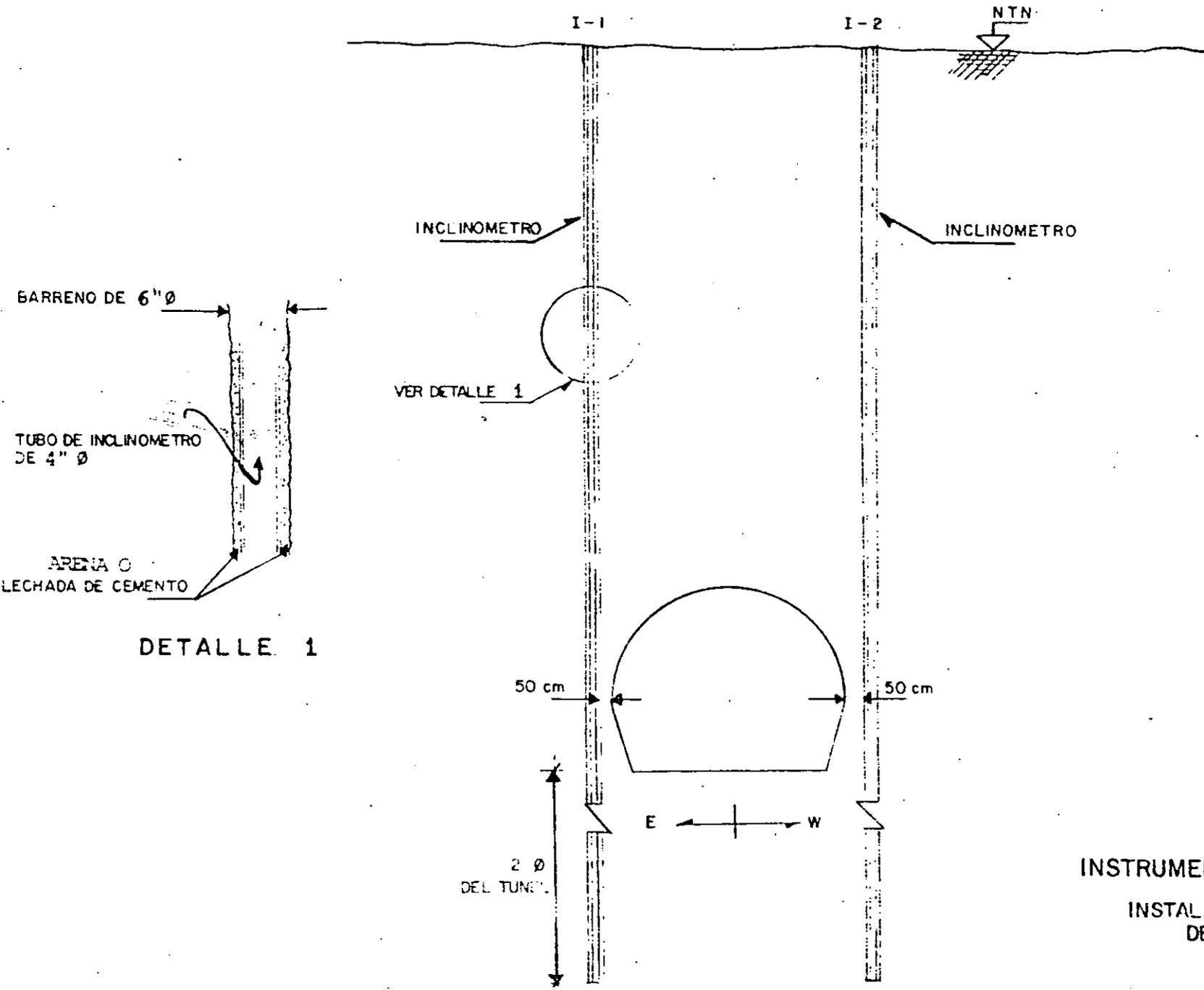
INSTRUMENTACION EN TUNELES

INCLINOMETRO

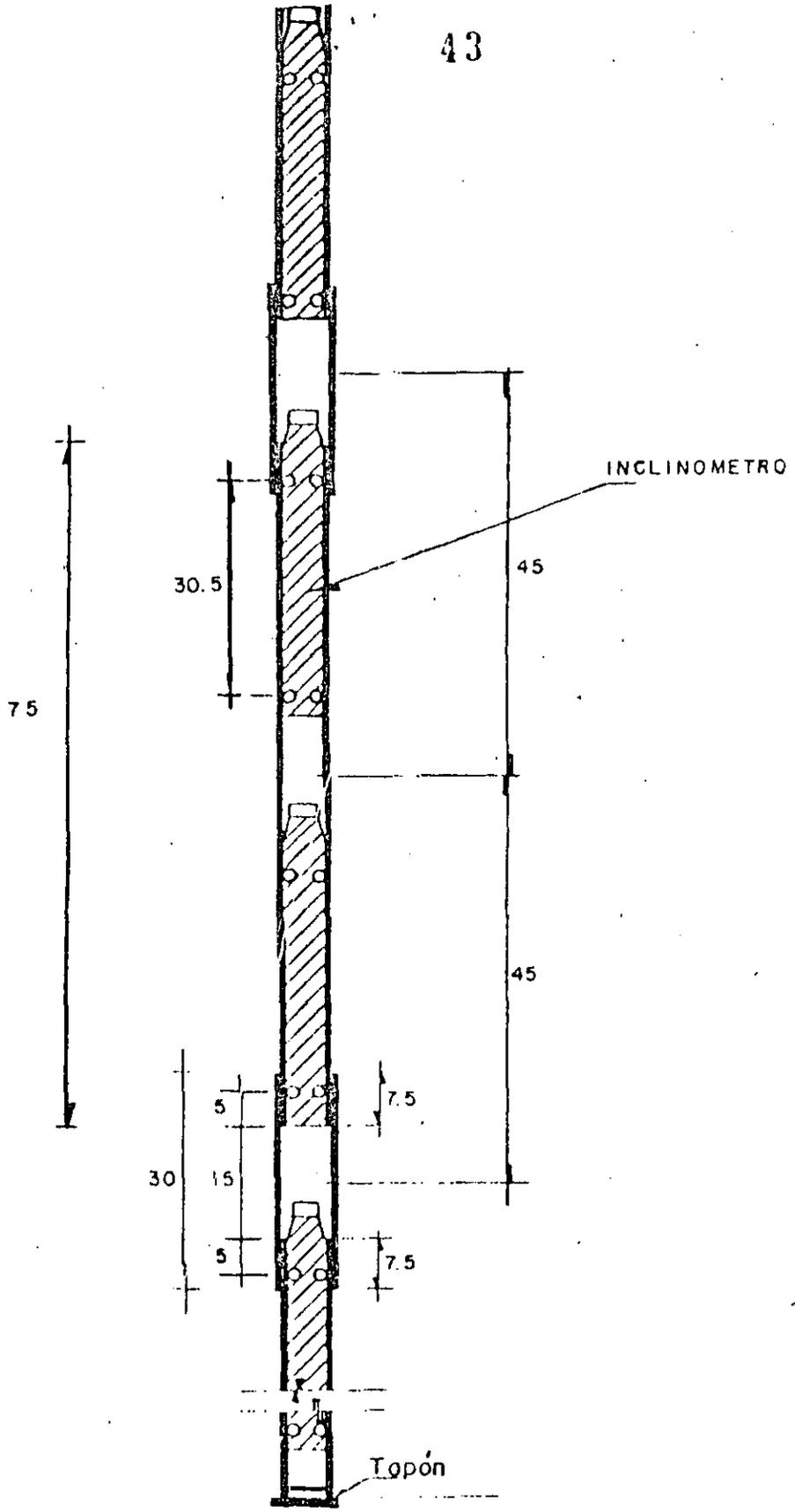
FIGURA Nº 7



INSTRUMENTACION. EN TUNELES
TUBERIA DE INCLINOMETRO



INSTRUMENTACION EN TUNELE
 INSTALACION DE TUBERIA
 DE INCLINOMETRO



ACOTACIONES EN cm.

INSTRUMENTACION EN TUNELES

LECTURAS EN TUBERIA DE INCLINOMETRO

N.T.N.

MEDICION DE DEFORMACIONES HORIZONTALES CON INCLINOMETRO.

44

PROFUNDIDAD EN METROS

40

30

20

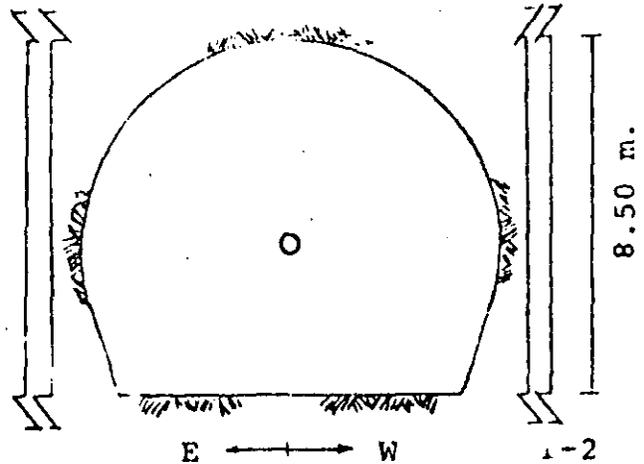
10

⊙ 12 DIAS (1)

▲ 31 DIAS (2)

⊠ 55 DIAS (3)

DEFORMACIONES MAXIMAS



INCLINOMETRO 1

0 0 1.0

E ← → W

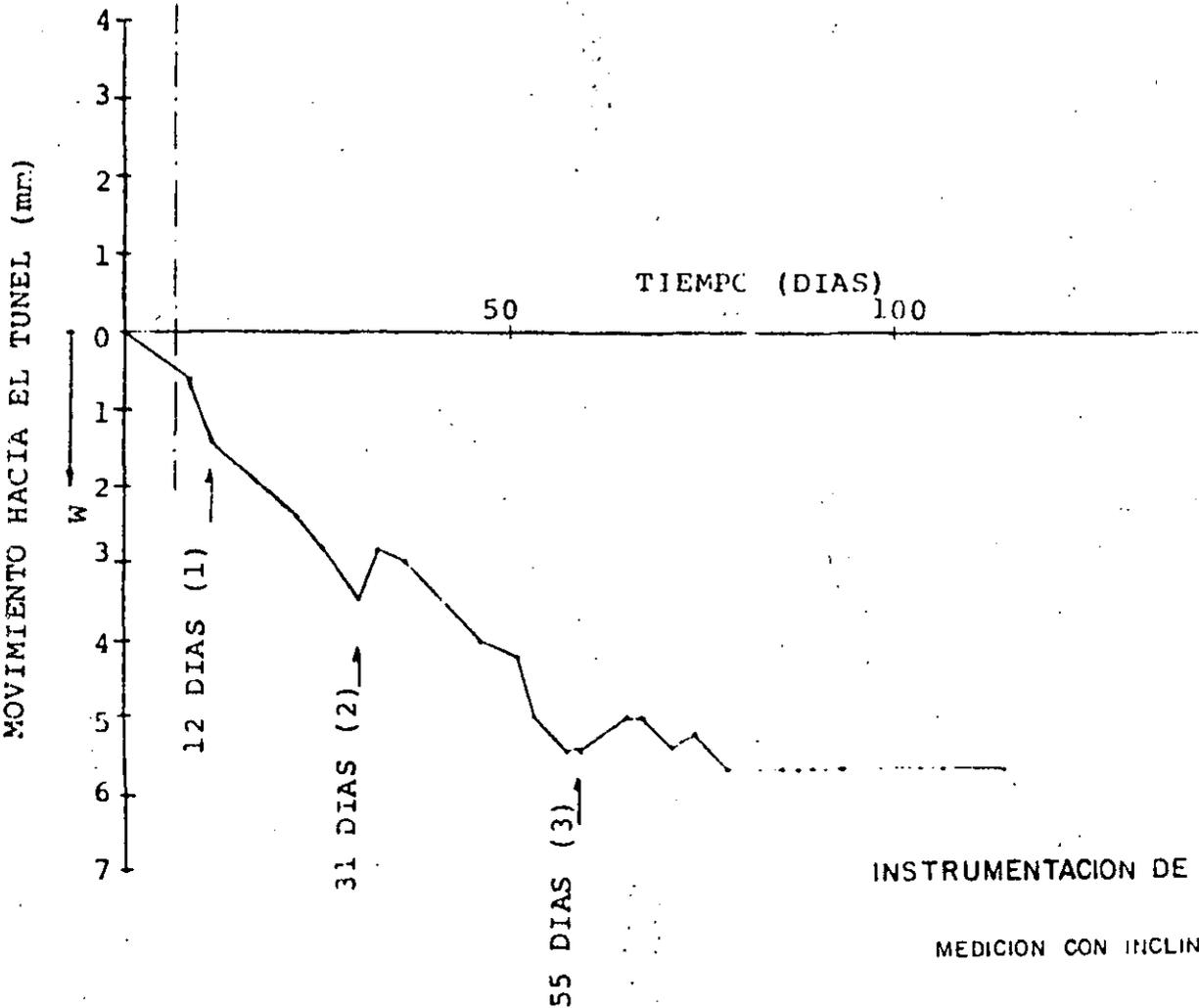
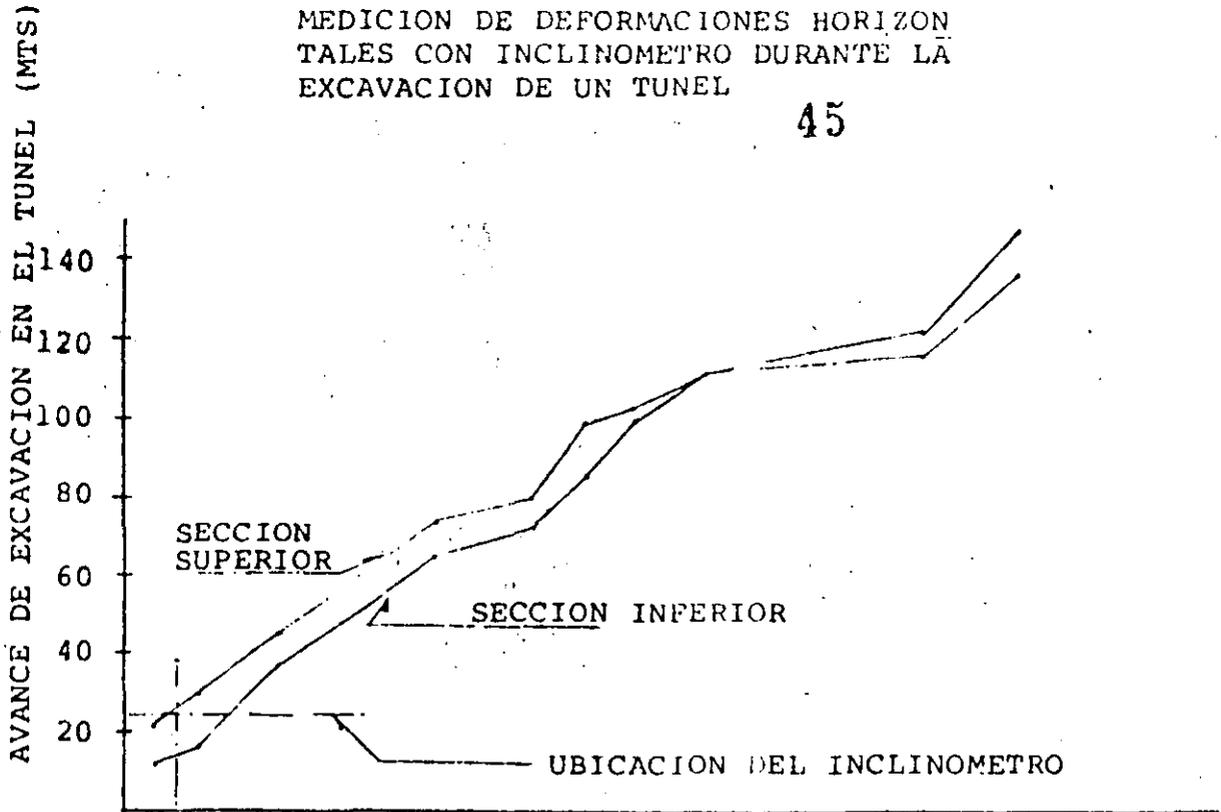
DEFORMACION EN CM.

INSTRUMENTACION DE TUNELES

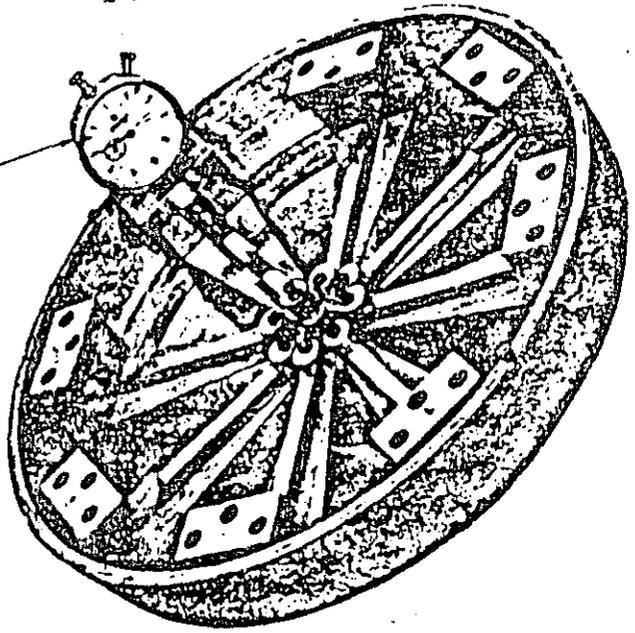
MEDICION CON INCLINOMETRO

MEDICION DE DEFORMACIONES HORIZON
TALES CON INCLINOMETRO DURANTE LA
EXCAVACION DE UN TUNEL

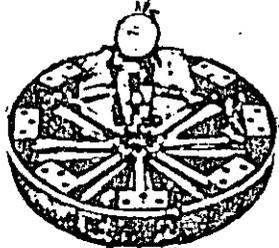
45



Micrómetro
de carátula (0.01 mm).

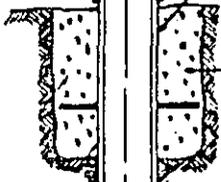


Bocina de sujeción de los
alambres de las anclas, -
con ocho posibles posicio
nes.



Bocina.

Ancla de salida.



Colado para fijar el
ancla de salida a la
superficie del terre
no.

Perforación de 2 1/2"
a 3" de diámetro.

Anclas para
suelo y roca

Alambre de
acero inoxidable

Anclas que se fijan a
la pared del barreno.

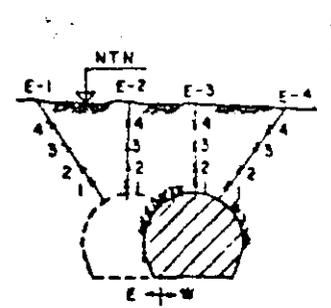
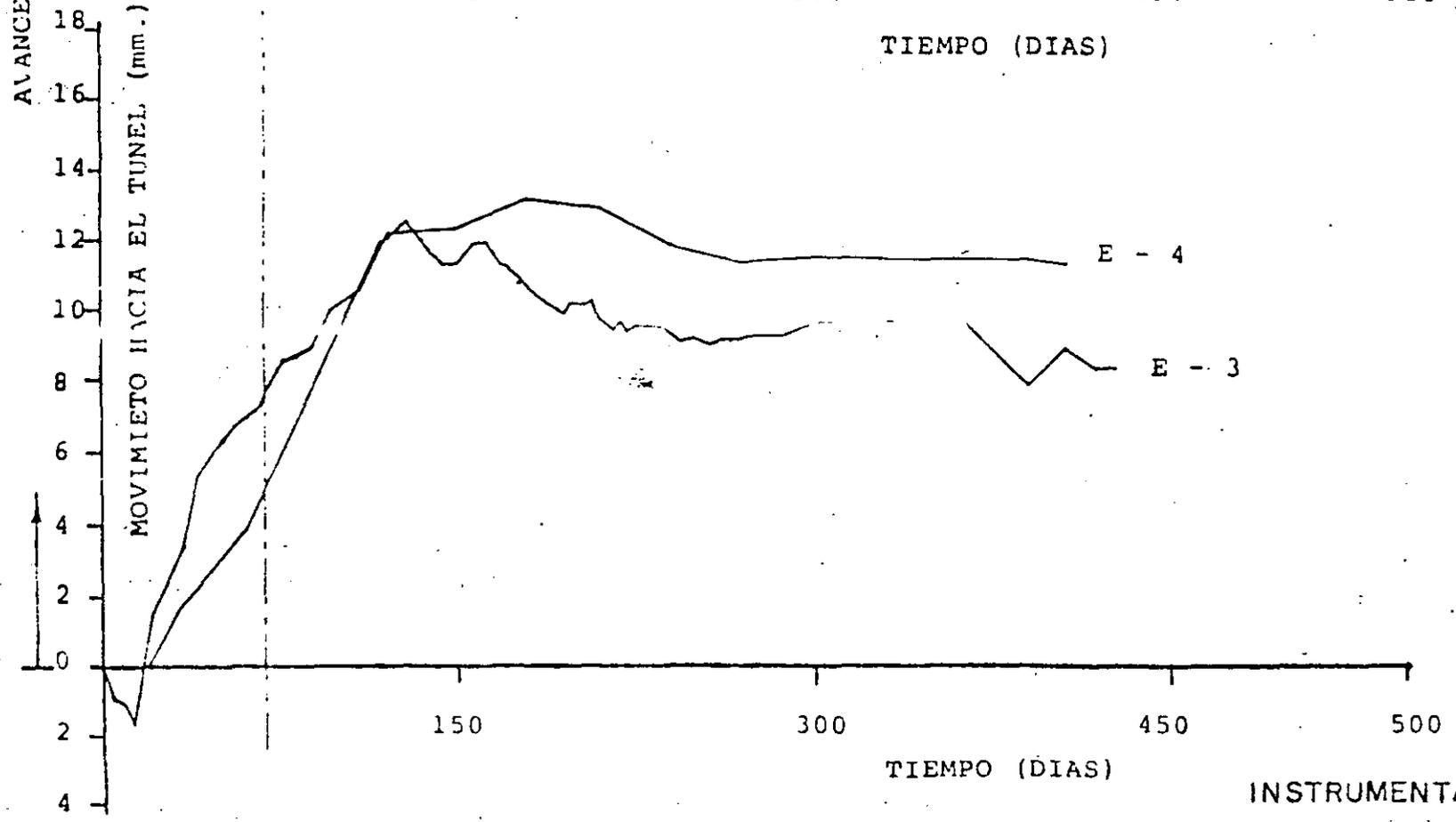
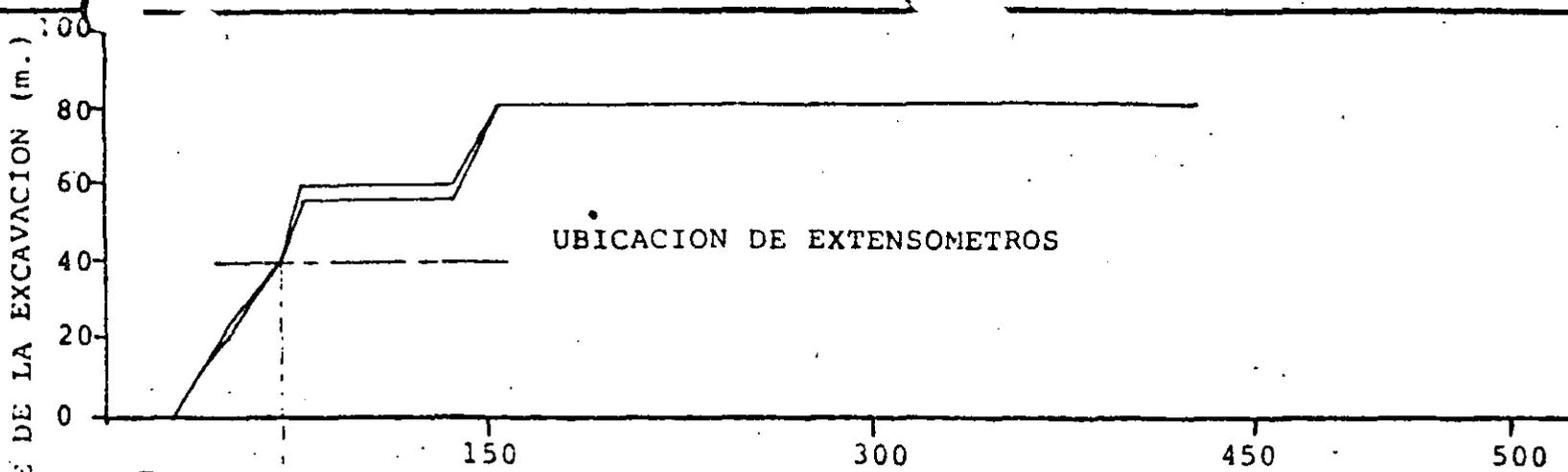
1113 M

Pared del túnel

INSTUMENTACION EN TUNELES
INSTALACION DEL EXTENSOMETRO

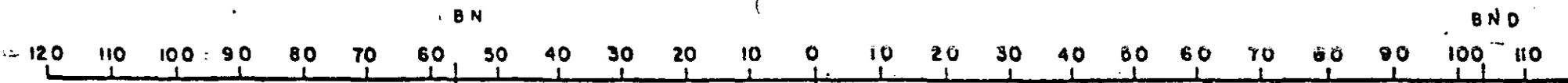
Figura Nº 12





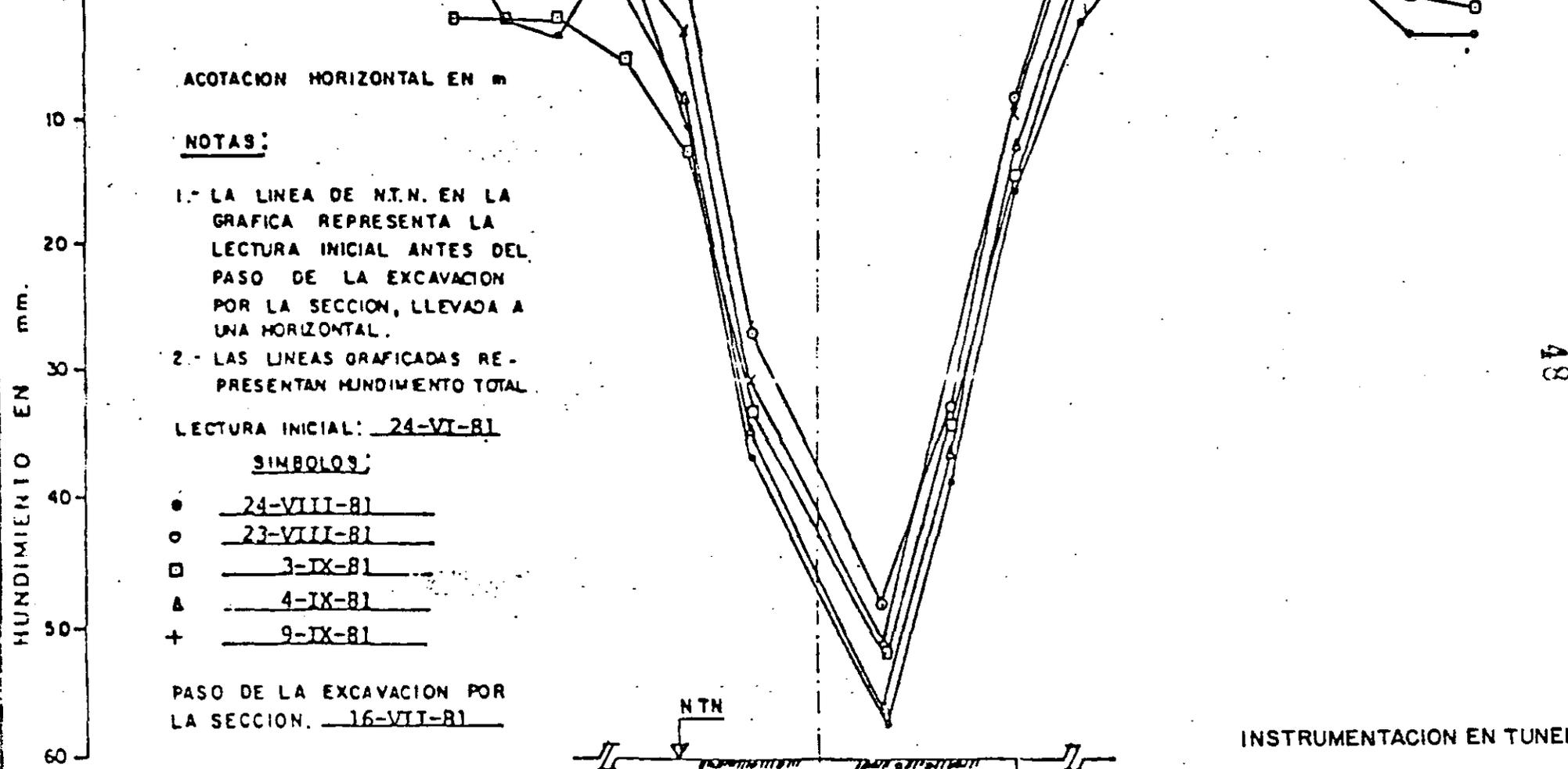
47

INSTRUMENTACION EN TUNELES
 MEDICION CON EXTENSOMETRO
 FIGURA Nº 13



E ← → W

NTN



ACOTACION HORIZONTAL EN m

NOTAS:

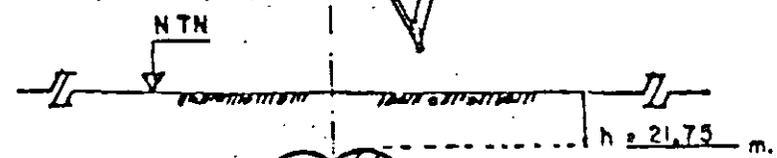
- 1.- LA LINEA DE NTN. EN LA GRAFICA REPRESENTA LA LECTURA INICIAL ANTES DEL PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION, LLEVADA A UNA HORIZONTAL.
- 2.- LAS LINEAS GRAFICADAS REPRESENTAN HUNDIMIENTO TOTAL.

LECTURA INICIAL: 24-VI-81

SIMBOLOS:

- 24-VIII-81
- 23-VIII-81
- 3-IX-81
- △ 4-IX-81
- + 9-IX-81

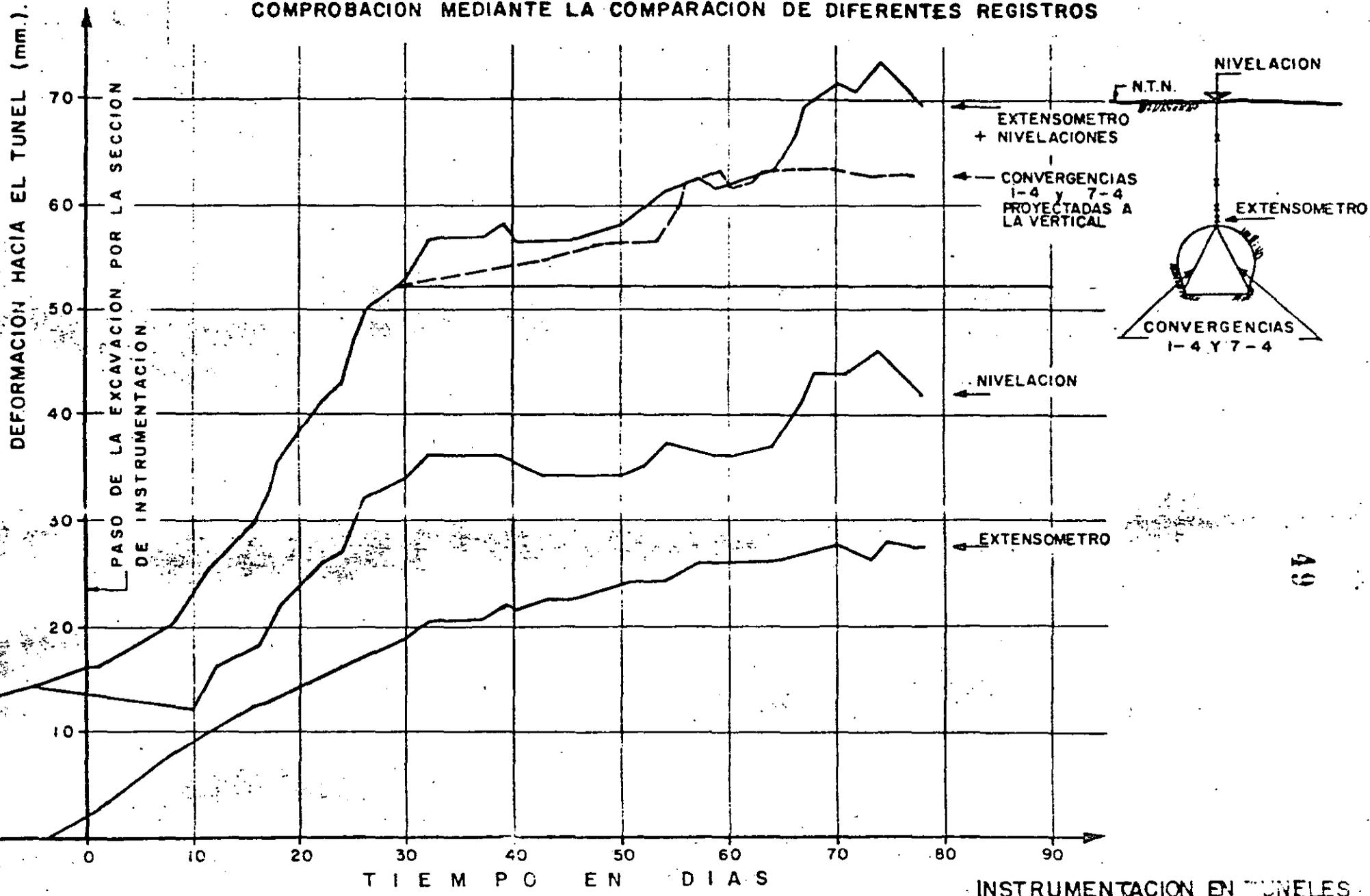
PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION. 16-VII-81



INSTRUMENTACION EN TUNEL
MEDICION DE HUNDIMIENTOS

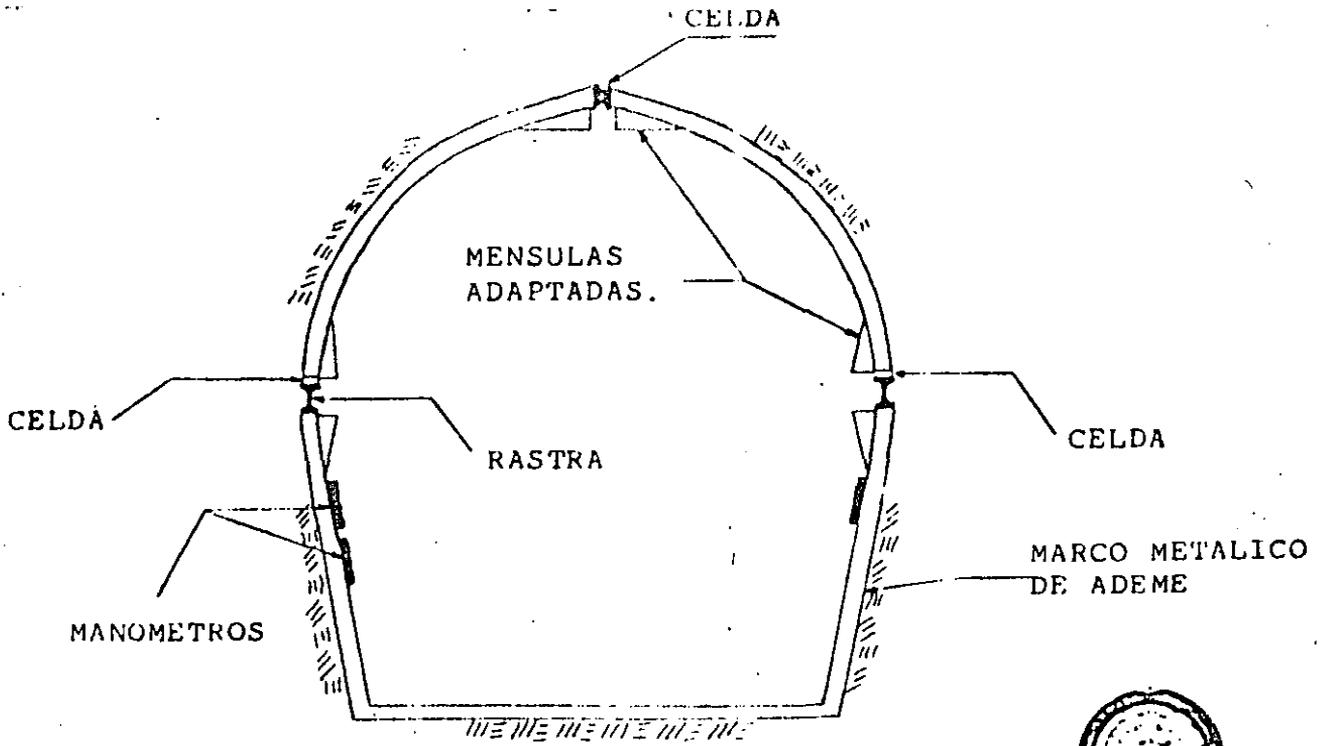
TUNEL ANDEN PONIENTE EXCAVADO

COMPROBACION MEDIANTE LA COMPARACION DE DIFERENTES REGISTROS

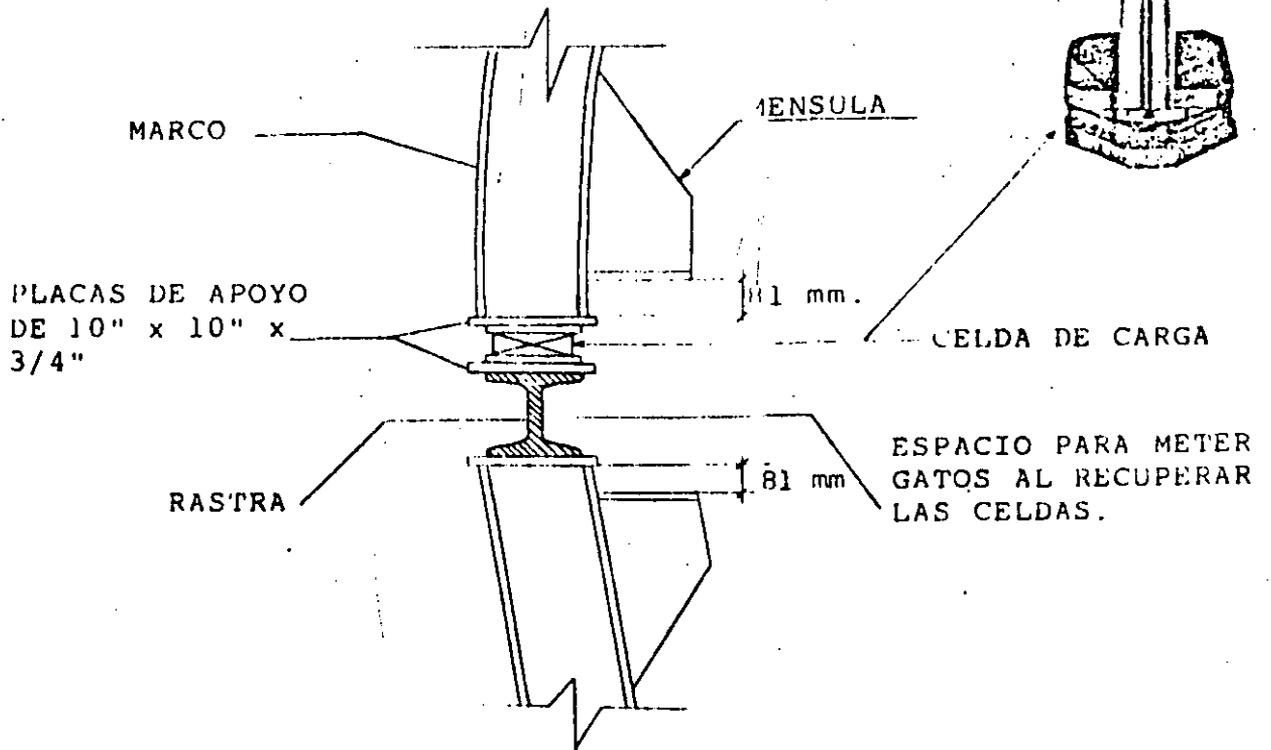


INSTRUMENTACION EN TUNELES

FIGURA Nº 15



SECCION TRANSVERSAL.

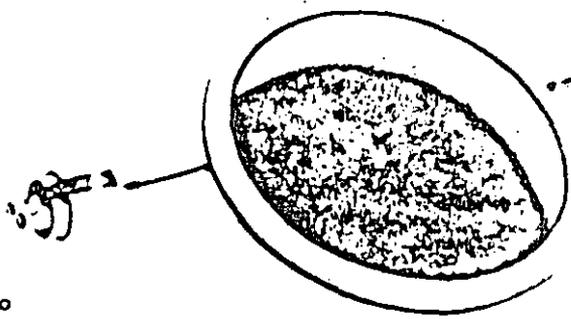
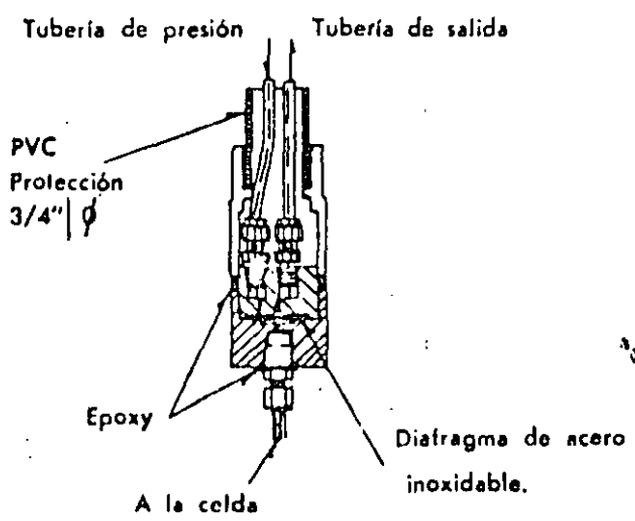
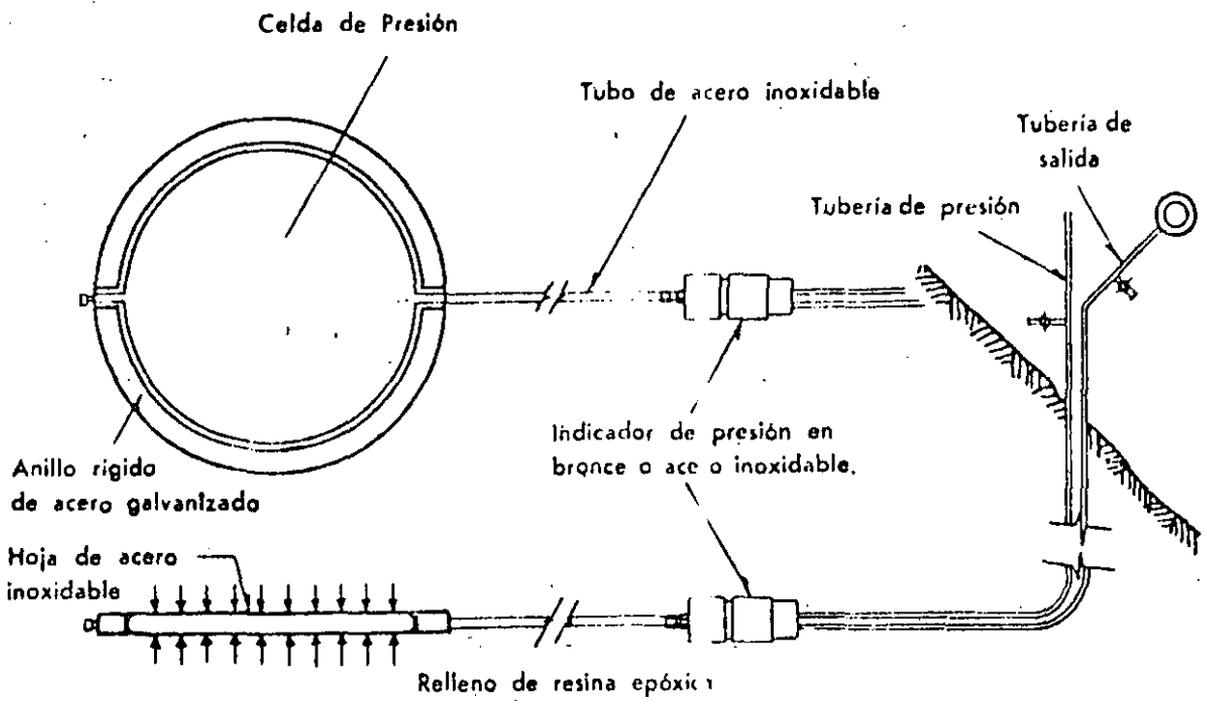


DETALLE DE COLOCACION DE CELDAS EN LA UNION DE ARCO Y COLUMNA.

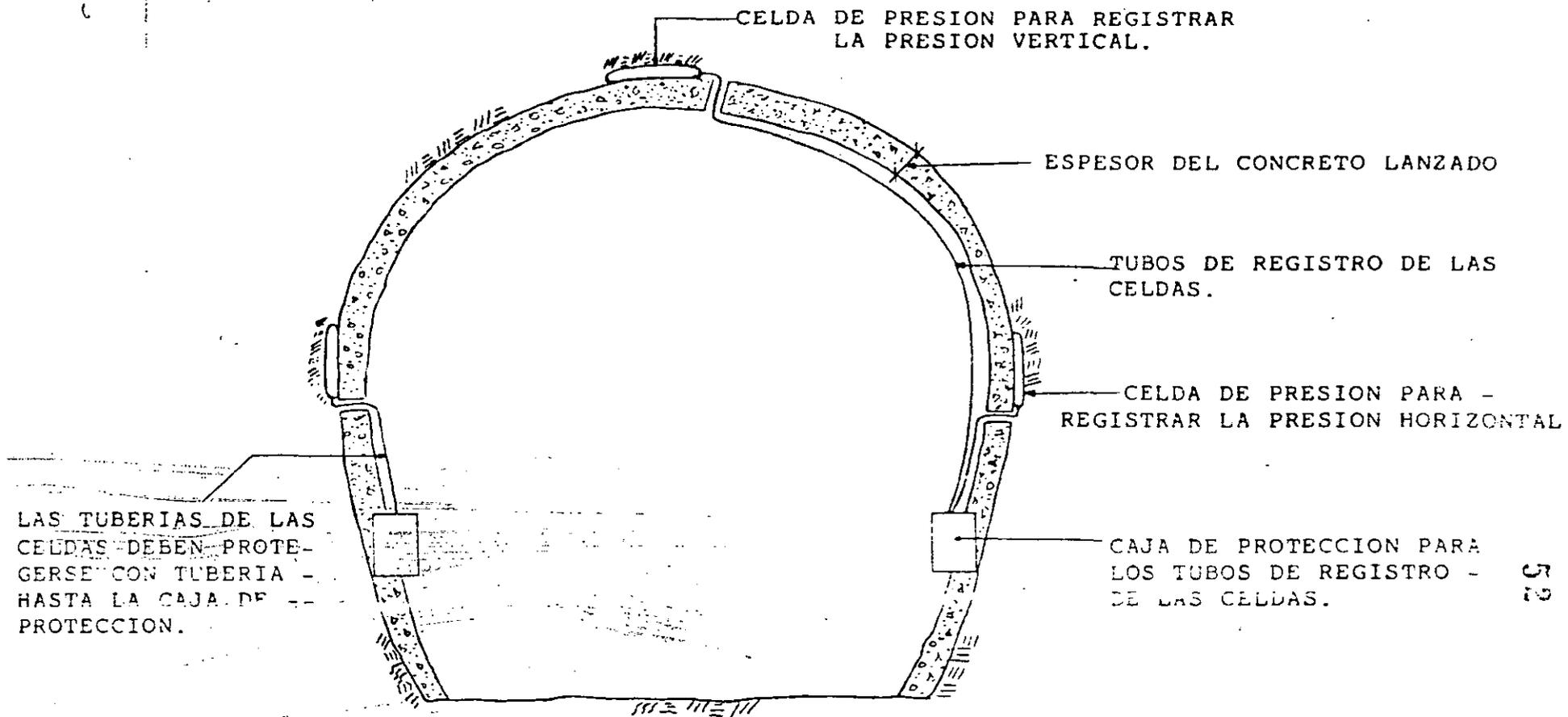
INSTRUMENTACION EN TUNELES

CELDA DE CARGA

FIGURA Nº 16



INDICADOR DE PRESION



LAS TUBERIAS DE LAS CELDAS DEBEN PROTEGERSE CON TUBERIA HASTA LA CAJA DE PROTECCION.

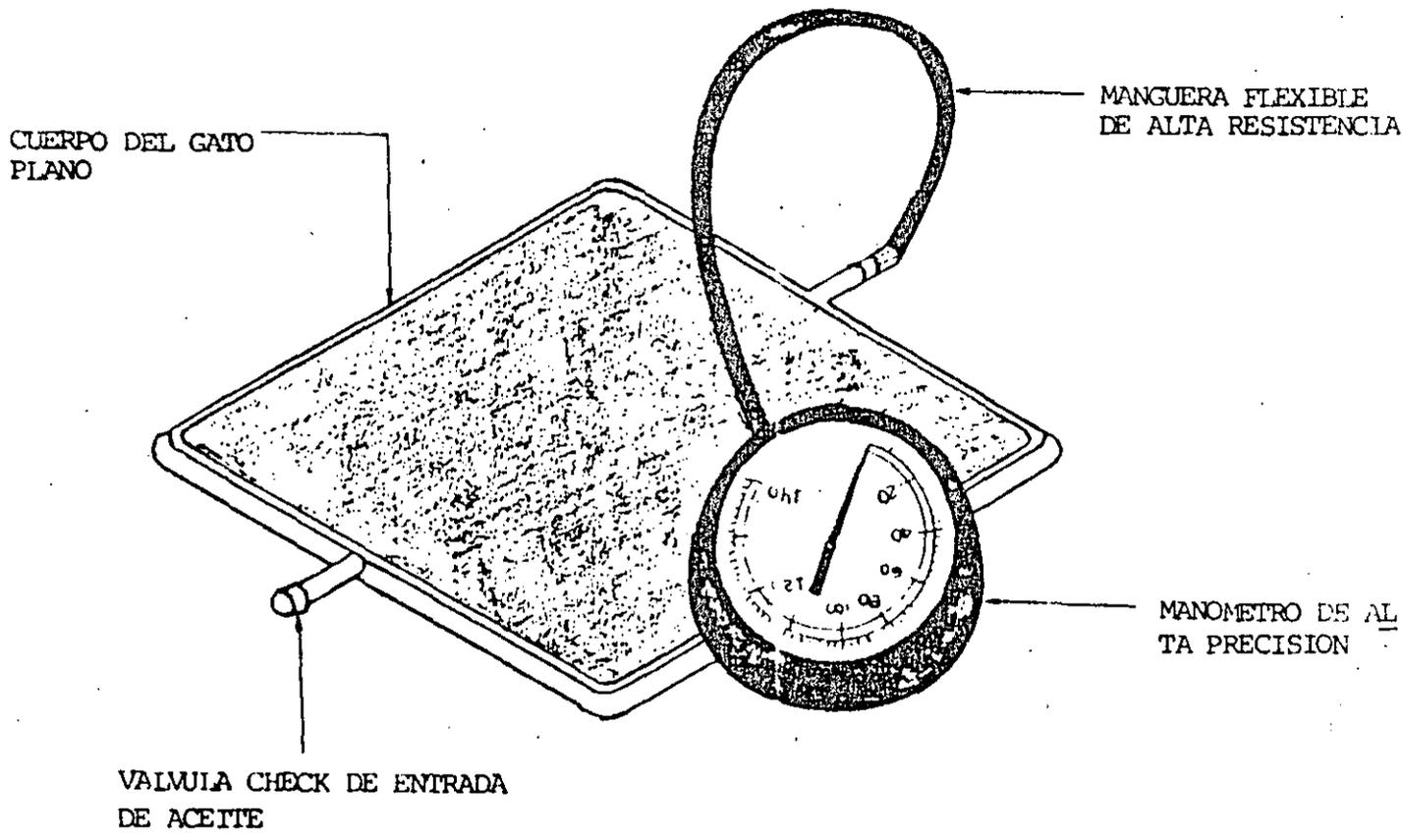
UBICACION ESQUEMATICA DE LAS CELDAS DE PRESION COLOCADAS ENTRE ADEME Y SUELO QUE CONFORMA LA PARED DEL TUNEL.

INSTRUMENTACION EN TUNELES

UBICACION DE LA CELDA DE PRESION

FIGURA Nº 13

57
10



GATO PLANO

INSTRUMENTACION EN TUNELES

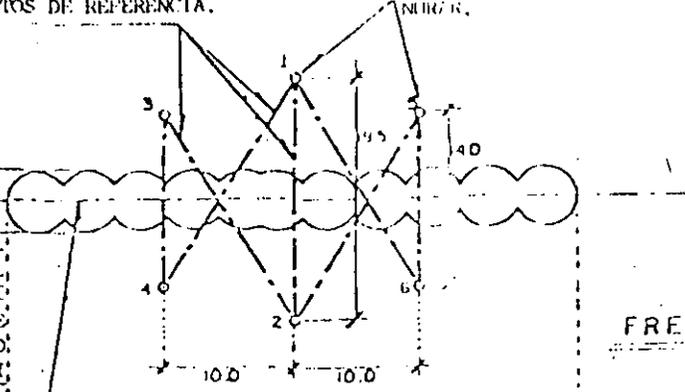
GATO PLANO

FIGURA Nº 19

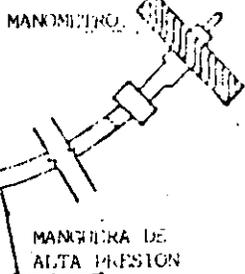
PUNTOS DE REFERENCIA DE 13 mm Ø, 45 cm DE LONGITUD FIJAS EN LA ROCA. DEBERÁN INSTALARSE Y TENER LEYENDAS INICIALES EN ELLAS ANTES DE RA...

LÍNEAS DE MEDICIÓN ENTRE PUNTOS DE REFERENCIA. 54

RANURA FORMADA CON PERFORACIONES TRASLAPADAS, USANDO BROCA DE 2 1/4", A 45 CM DE PROFUNDIDAD, AFINANDO CON CINCEL PARA ELIMINAR LOS PICOS RESULTANTES.



FRENTE



ESPACIO ENTRE EL GATO Y LA ROCA, REILLENDO CON MORTERO EXPANSIVO.

CONEXION A LA BOMBA CON VALVULA DE PRESION.

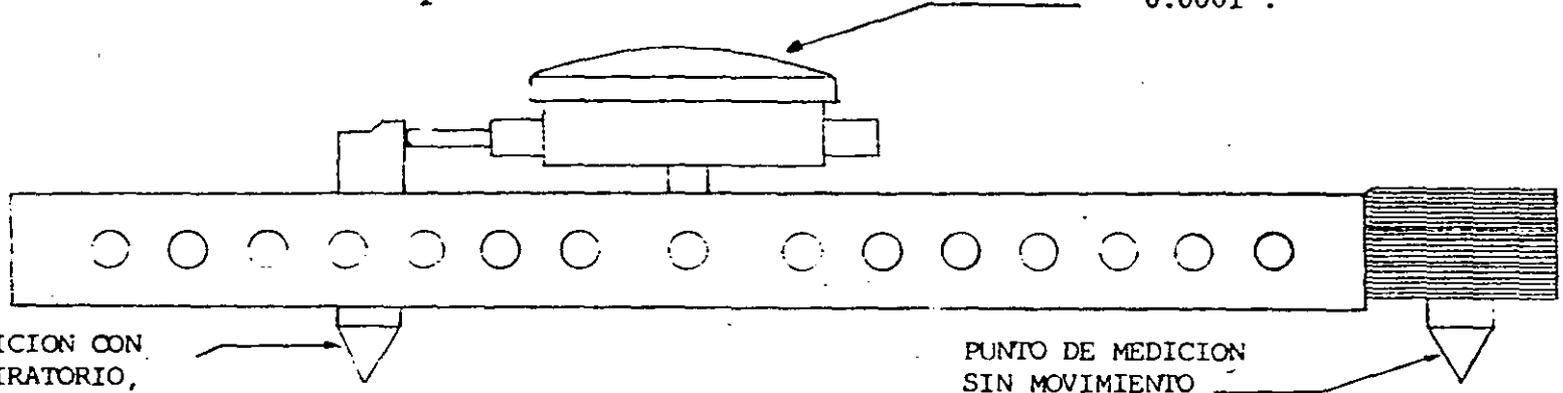
CORTE HORIZONTAL

ESCALA 1:5 Acotaciones en cm.

DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS

INSTRUMENTACION DE LA DRE 15.
INSTALACION DEL GATO PLANO
FIGURA Nº 20

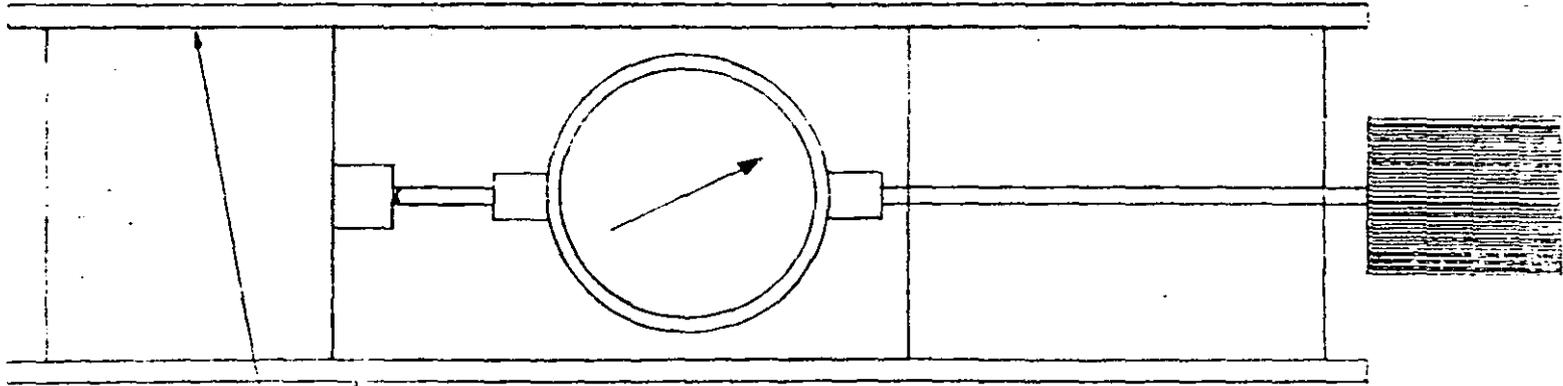
MICROMETRO DE CARATULA
CON SENSIBILIDAD DE --
0.0001".



PUNTO DE MEDICION CON
MOVIMIENTO GIRATORIO,
EL CUAL PROVOCA MOVI-
MIENTO EN EL VASTAGO
DEL MICROMETRO.

PUNTO DE MEDICION
SIN MOVIMIENTO

PERFIL



CUERPO DEL INSTRU-
MENTO.

PLANTA

INSTRUMENTACION EN TUNELES

WHITTEMORE
FIGURA NO 21

55

TABLA N° I

PARAMETROS QUE COMUNMENTE SE MIDEN EN OBRAS QUE SE CONSTRUYEN CON, SOBRE O A TRAVES DEL SUBSUELO, POR MEDIO DE LA PLANEACION DE UNA INSTRUMENTACION INGENIERIL.

PARAMETRO GENERICO	CLASIFICACION PARTICULAR DEL PARAMETRO	NOMBRE DEL INSTRUMENTO	TIPO DEL INSTRUMENTO	APLICACION PRACTICA DEL INSTRUMENTO
A. Presiones	hidráulicas	piezómetro abierto piezómetro neumático piezómetro eléctrico	hidráulico y eléctrico neumático eléctrico	Su uso es para conocer y controlar las presiones hidráulicas en el subsuelo.
	total en el -- subsuelo	celda de presión	neumática hidráulica	Es utilizada para conocer las presiones totales actuantes en el subsuelo.
B. Esfuerzos	actuantes en - los materiales	celdas de esfuerzos	eléctrica	Su uso es aplicable para conocer los esfuerzos internos actuantes en elementos estructurales de concreto.
C. Cargas	puntuales	pató hidráulico	hidráulico	Su uso es enfocado a conocer las cargas actuantes en elementos estructurales, y comunmente usado para trabajos en laboratorio.
D. Deformaciones	unitarias	whittemore deformómetro eléctrico	mecánico eléctrico	Su aplicación es normalmente para conocer la contracción y la fluencia en el concreto, ó definir directamente la deformación unitaria en diferentes materiales y en diferentes circunstancias. Los deformómetros eléctricos también son utilizados para la fabricación de transductores, así como el whittemore para controlar el movimiento de fisuras ó grietas en el concreto de algún -

TABLA N° I (continuación)

<u>PARAMETRO GENERICO</u>	<u>CLASIFICACION PARTICULAR DEL PARAMETRO</u>	<u>NOMBRE DEL INSTRUMENTO</u>	<u>TIPO DEL INSTRUMENTO</u>	<u>APLICACION PRACTICA DEL INSTRUMENTO</u>
	verticales	extensómetro bocina estensómetro de contra- pesos.	mecánico mecánico y eléctrico	elemento estructural. Es utilizado comúnmente para conocer y controlar los movi- mientos del subsuelo.
	horizontales	inclinómetro	eléctrico y electrónico	Con este instrumento se llega a conocer la inclinación de -- una tubería previamente insta- lada en un barreno, definiendo con esto los corrimientos hori- zontales que pudiera sufrir el subsuelo transmitidos a la tu- bería.
	variación de la distancia entre dos puntos.	longímetros	mecánico	El uso de este instrumento per- mite conocer la variación en -- longitud que pudiera presen- tarse entre dos puntos fijos.
E. Temperaturas	en diferentes ma- teriales	termopar sensor de temperatura	mecánico eléctrico y electrónico	Su uso es enfocado a conocer la variación de la temperatura de los materiales en que se -- quiere registrar la misma.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

VENTILACION, EVACUACION DE AGUAS Y SISTEMA DE PROTECCION
CONTRA INCENDIO

ING. JOSE BERUMEN GONZALEZ

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO
JUNIO 1985.

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
 SUBTEMA : VENTILACION , EVACUACION DE AGUAS Y SISTEMA
 DE PROTECCION CONTRA INCENDIO

I N D I C E

- I INTRODUCCION .
- II VENTILACION , GENERALIDADES
- III ETAPA PROVISIONAL DE LA VENTILACION DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN TUNEL .
- III.1 Sistema de ventilación.
- III.2 Cálculo del gasto de aire .
- III.3 Selección del sistema de ductos y ventiladores .
- IV VENTILACION EN TUNELES CARRETEROS .
- IV.1 Composición de los gases nocivos y concentración admisible de los gases .
- IV.2 Cantidad de aire fresco necesario para el túnel .
- IV.3 Sistemas de ventilación .
- Ventilación longitudinal .
 - Ventilación transversal .
 - Ventilación semitransversal .
- IV.4 Diagrama de bloques para el control del equipo de ventilación .
- V VENTILACION EN TUNELES PARA EL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.
- V.1 Calor generado y ventilación requerida .
- V.2 Sistemas de ventilación natural y forzada
- V.3 Utilización del sistema de ventilación forzada como auxiliar para la evacuación de humos en caso de un incendio .

V.4 Fabricación de los equipos empleados en la ventilación forzada .

VI VENTILACION EN TUNELES PARA MINAS .

VI.1 Ejemplo del cálculo del volumen de aire requerido en una mina moderna que usa el sistema de explotación por subniveles y equipo diesel en el interior de la mina.

VII VENTILACION EN TUNELES FERROVIARIOS .

VII.1 Experiencias sobre ventilación de túneles ferroviarios

VIII EVACUACION DE AGUAS .

VIII.1 Durante la construcción .

VIII.2 Durante la operación .

IX SISTEMA DE PROTECCION CONTRA INCENDIO .

IX.1 Introducción .

IX.2 Incendios en túneles carreteros .

IX.3 Medidas de seguridad necesarios .

IX.3.1 Sistema de detección de incendios .

IX.3.2 Sistema de extinción de incendios .

IX.3.3 Sistema de extracción de humos .

IX.3.4 Alumbrado de emergencia .

IX.3.5 Señalización .

IX.4 Conclusiones y recomendaciones .

X BIBLIOGRAFIA .

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCION EN TUNELES
 SUBTEMA : VENTILACION, EVACUACION DE
 AGUAS Y SISTEMA DE PROTECCION ----
 CONTRA INCENDIO

I. - INTRODUCCION .

Desde el punto de vista bibliográfico la primera obra técnica sobre la ejecución de los túneles se remonta a 1556 ; se debe a Georges Bauer y - fué la autoridad máxima durante tres siglos para todo lo relacionado con minas , túneles y metalurgia .

Desde el punto de vista histórico, se sabe que los túneles reservados a la circulación de viajeros y mercancías son relativamente recientes , ya que las primeras realizaciones se sitúan hacia 1750 .

Actualmente la necesidad de los túneles se impone en la construcción de carreteras , ferrocarriles, obras hidroeléctricas , alcantarillas , que - rías para cables , ferrocarriles metropolitanos y minas .

Las características técnicas de los túneles dependen del papel de la - obra , del terreno en que deben ejecutarse y del servicio para el cual - serán destinados .

Los túneles para carreteras y vías férreas , se dividen básicamente en : túneles cortos , que pueden ser curvos ó rectos y en túneles largos - que deben ser preferentemente rectos , siendo la excepción en el caso de los túneles de ferrocarril en terrenos montañosos .

En los túneles largos utilizados por viajeros (ferrocarriles o carreteras) se plantea el problema de la ventilación que debe limitar a un valor admisible el contenido de dióxido de carbono en el túnel .

Para cualquier caso de túnel la eliminación de las aguas es sumamente importante y dependiendo de cada caso particular se proveen sistemas de bombeo ó drenaje únicamente .

Asimismo y cuando el caso lo justifique, el contar con algún sistema ya sea de extinción o de la detección de incendios, resulta un problema que debe considerarse en el diseño.

La ventilación de los túneles puede realizarse con el impulso natural y/o artificial del aire ; con procedimientos longitudinales , transversales y semitransversales .

- Impulsos natural del aire .

En el sistema de ventilación con impulso natural, el aire ingresa al túnel como consecuencia de la acción de émbolo de los trenes y carros que pasan por él , bajo la acción de las fuerzas de gravitación (como consecuencia de la diferencia de los pesos específicos del aire interno del túnel y del aire externo) , ver figura No. 1

- Ventilación longitudinal .

En la ventilación longitudinal hay dos procedimientos :

- a) Ventilación natural .- Se obtiene por diferencia de niveles entre las dos bocas del pozo de ventilación .

Este método se recomienda solamente para túneles cortos (menor de 200m) y de poco tráfico ver figura 2a .

- b) Ventilación acelerada (Sistema SACCARDO) .

se obtiene mediante un inyector que impulsa el aire en una de las entradas (ó boca) del túnel y un extractor situado en la otra entrada (ó boca) .

Este sistema tiene el inconveniente de que puede activar un posible incendio de vehículos , provocado por una velocidad excesiva del aire , ver figura 2b .

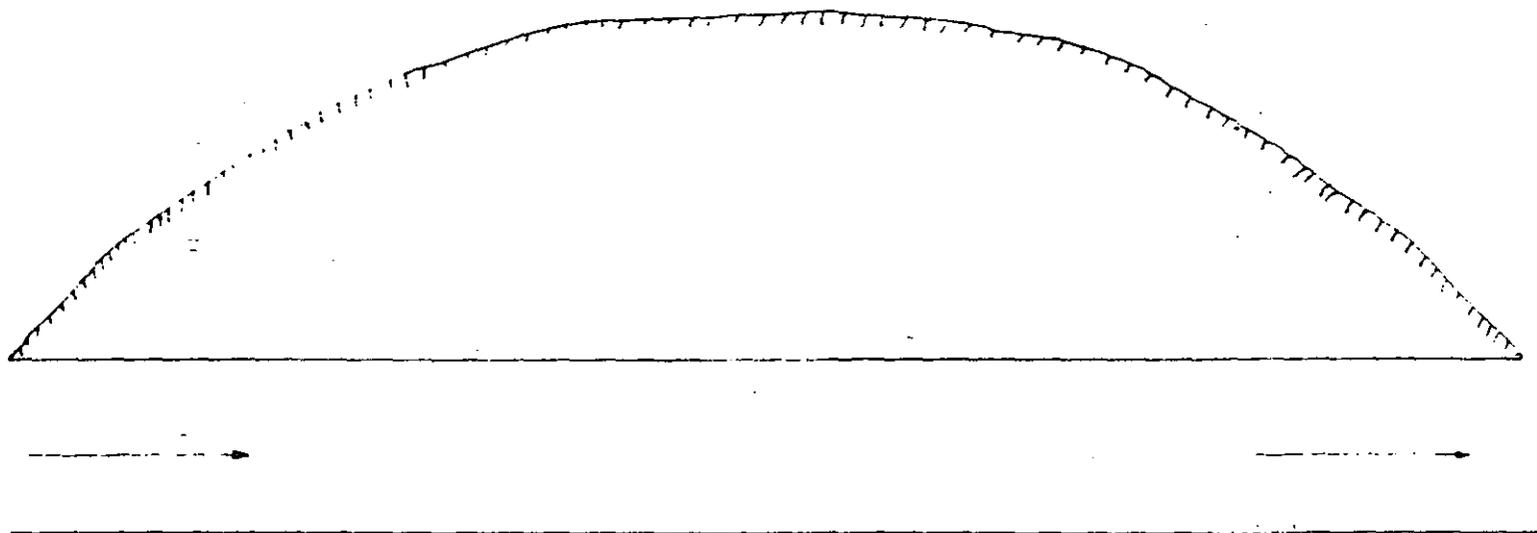


FIGURA No 1

VENTILACION CON IMPULSO
NATURAL DEL AIRE

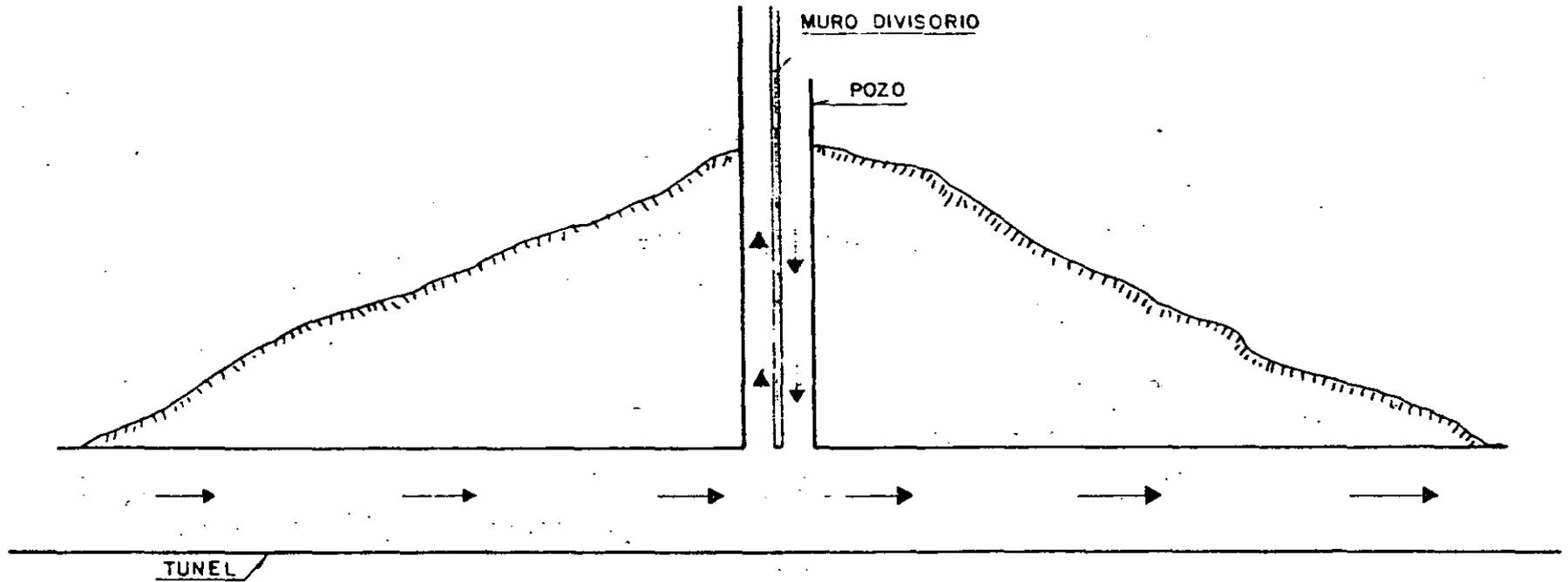


FIGURA No. 2 A
VENTILACION LONGITUDINAL
VENTILACION NATURAL

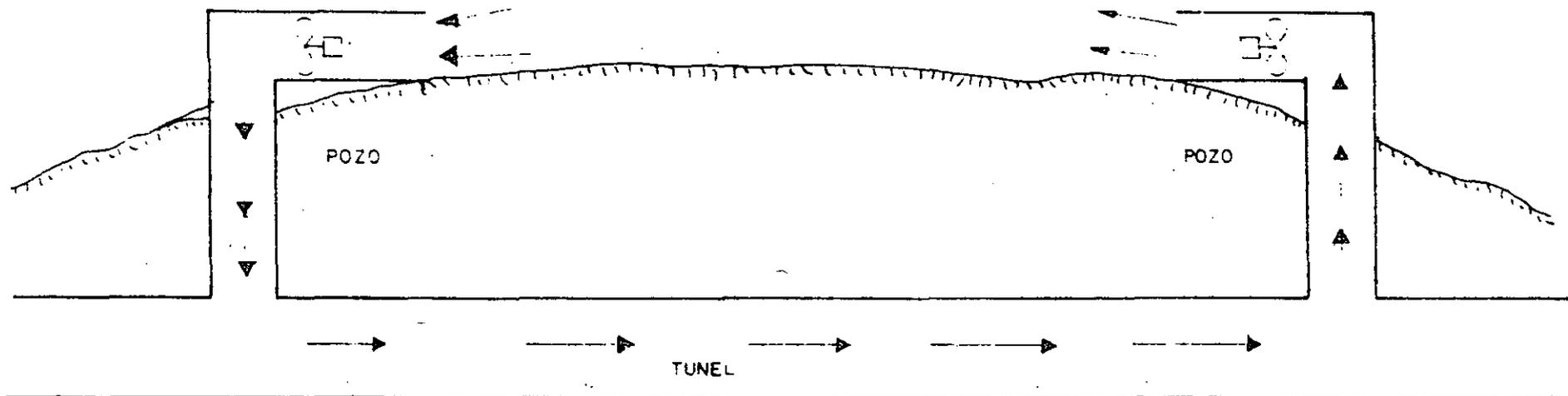


FIGURA No. 2b
VENTILACION LONGITUDINAL
VENTILACION ACELERADA (SISTEMA SACCARDO)

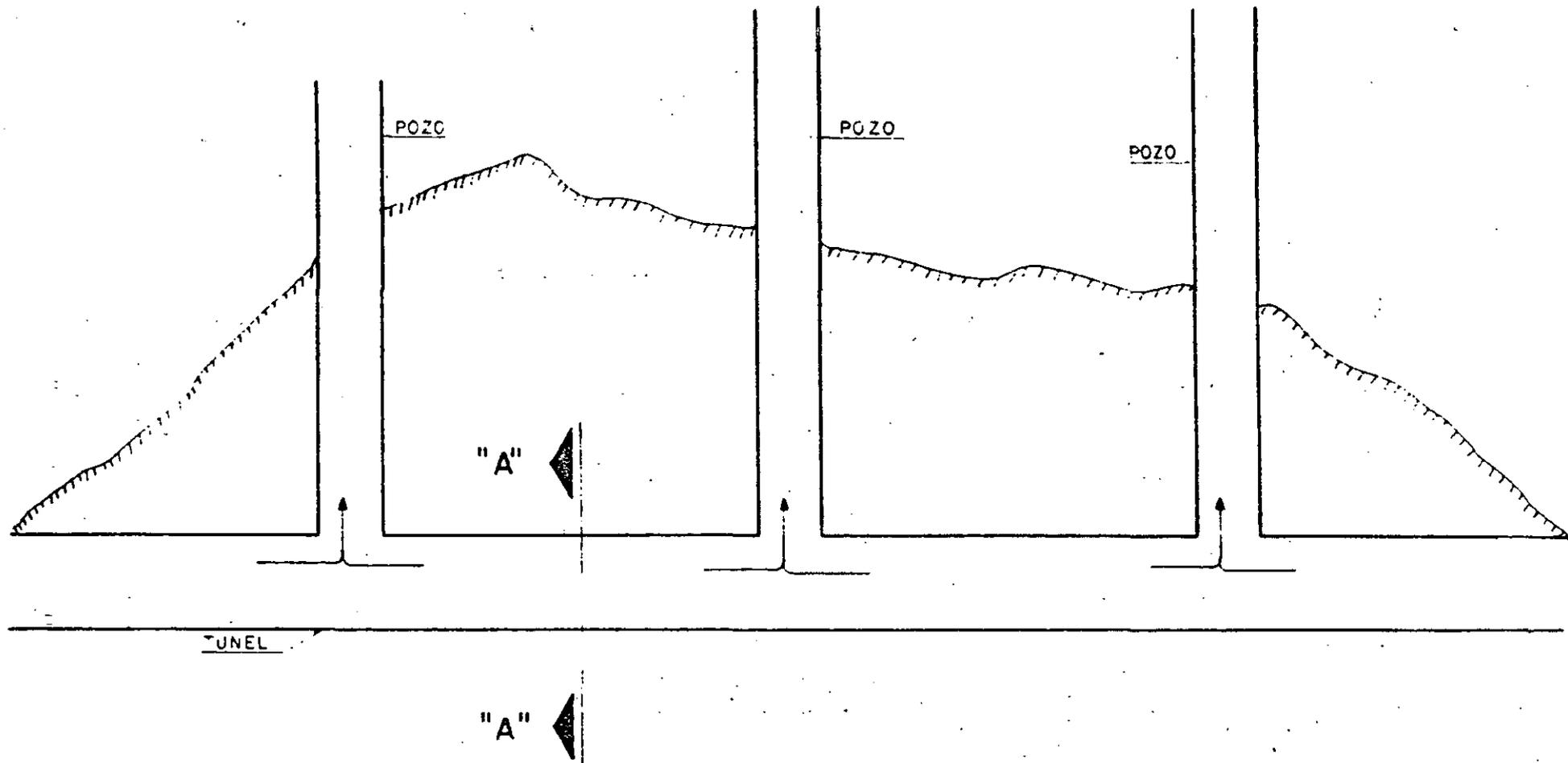
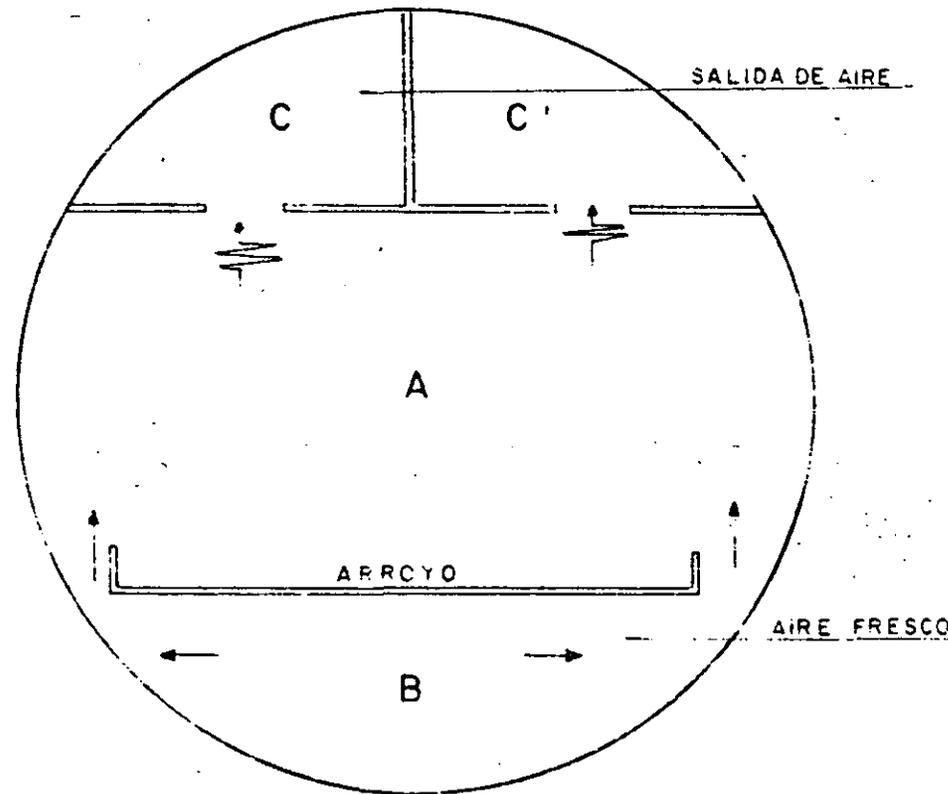


FIGURA No. 3

VENTILACION DE TUNEL CON VARIOS POZOS DE VENTILACION NATURAL.

SECCION TRANSVERSAL

- A ESPACIO DE CIRCULACION
- B CANAL DE AIRE FRESCO
- C CANAL DE AIRE CONTAMINADO



CORTE A-A DE LA FIGURA No. 3
VENTILACION CON SECCION TRANSVERSAL

SECCION DEL TUNEL CON
INYECCION DE AIRE FRESCO Y
EXTRACCION PARA LA SALIDA
DE AIRE CONTAMINADO.

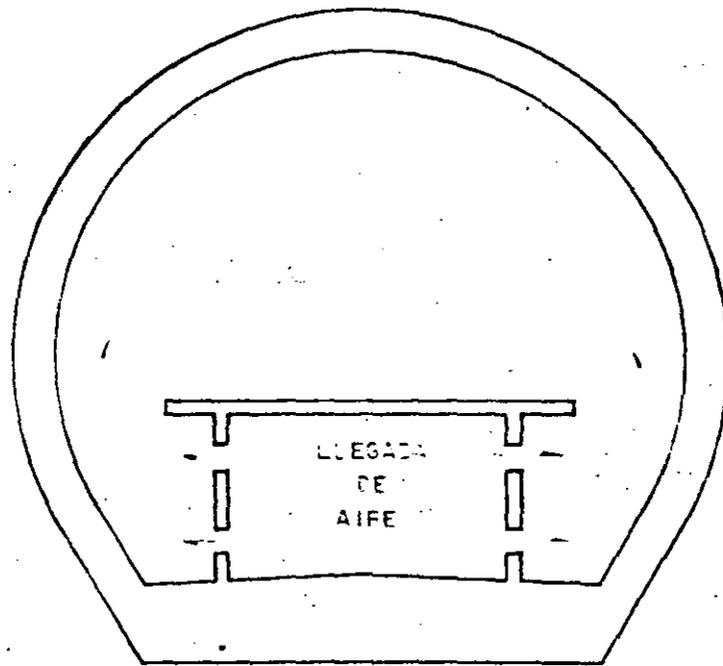


FIGURA No. 4
VENTILACION CON SECCION
SEMITRANSVERSAL

- Ventilación Transversal .

Este sistema es el clásico para túneles de carretera de gran tráfico y longitud .

El aire fresco es inyectado en un compartimiento situado bajo el arroyo y alimenta el túnel a través de aberturas laterales intermitentes . El aire contaminado se evacúa por un compartimiento situado en la parte superior del túnel como se indica en la figura 3 .

- Ventilación Semitransversal .

En la ventilación semitransversal se suprime uno de los dos circuitos (aire fresco ó aire contaminado) de la solución transversal , sustituyendolo por la propia sección del túnel .

En la figura 4 indicamos el caso en que la sección del túnel sustituye al circuito de aire contaminado .

La magnitud del intercambio de aire necesario en los túneles se determina por la cantidad de calor y nocividades que debe asimilar el aire de ventilación y también las condiciones en que se hará el movimiento del aire en los túneles .

En los túneles con un solo sentido de circulación , o en aquellos de doble dirección entre sí por una pared continua, los flujos de aire deben estar dirigidos en el sentido del movimiento de los vehículos .

En los túneles de doble sentido de circulación , la que no esta dividida entre sí por paredes , los flujos de aire de cada vía no pueden tener una dirección claramente marcada como consecuencia del mezclado libre de ellos entre sí .

De manera general las renovaciones de aire mínimas para un túnel, deben oscilar de 2 a 5 cambios por hora, según la experiencia y varios autores que tratan la ventilación en túneles, dependiendo del túnel de que se trate .

III.1 Sistema de ventilación .

La contaminación producto de las explosiones , fracturación de rocas , vapor de aceite , emanaciones de gas grisú y de gases de escape producidos por motores de combustión interna , contribuyen todos a contaminar el aire durante la construcción de túneles subterráneos ; Debiendo de eliminarse físicamente si se quieren lograr condiciones satisfactorias de trabajo .

Un sistema de ventilación adecuadamente planeado e instalado, por sí solo permite lograr rápidamente rendimientos más altos en la construcción mejorando las condiciones de trabajo .

Existen tres sistemas de ventilación típicos para ello :

1.- La inyección forzada (sopladura) .

Implica la sopladura de aire por un ducto hasta el frente de trabajo y lugares importantes . Se tiene así una buena ventilación en el frente pero con la desventaja de que el aire de escape puede llenar todo el túnel con los gases y el humo que deben manejarse . Para ello se utilizan ductos fabricados a base de tela plástica con refuerzos metálicos ó bien ductos fabricados a base de lámina (ver figura 5) .

2.- La extracción mecánica (succión) .

Implica que los gases y el polvo sean expulsados por un ducto de lámina que se extiende hasta el frente , a través del cual se provoca un vacío que permite su evacuación . Si se requiere obtener una ventilación de alta eficiencia durante el barrenado , el sistema deberá complementarse con un ventilador auxiliar tal como se indica en la figura No. 6

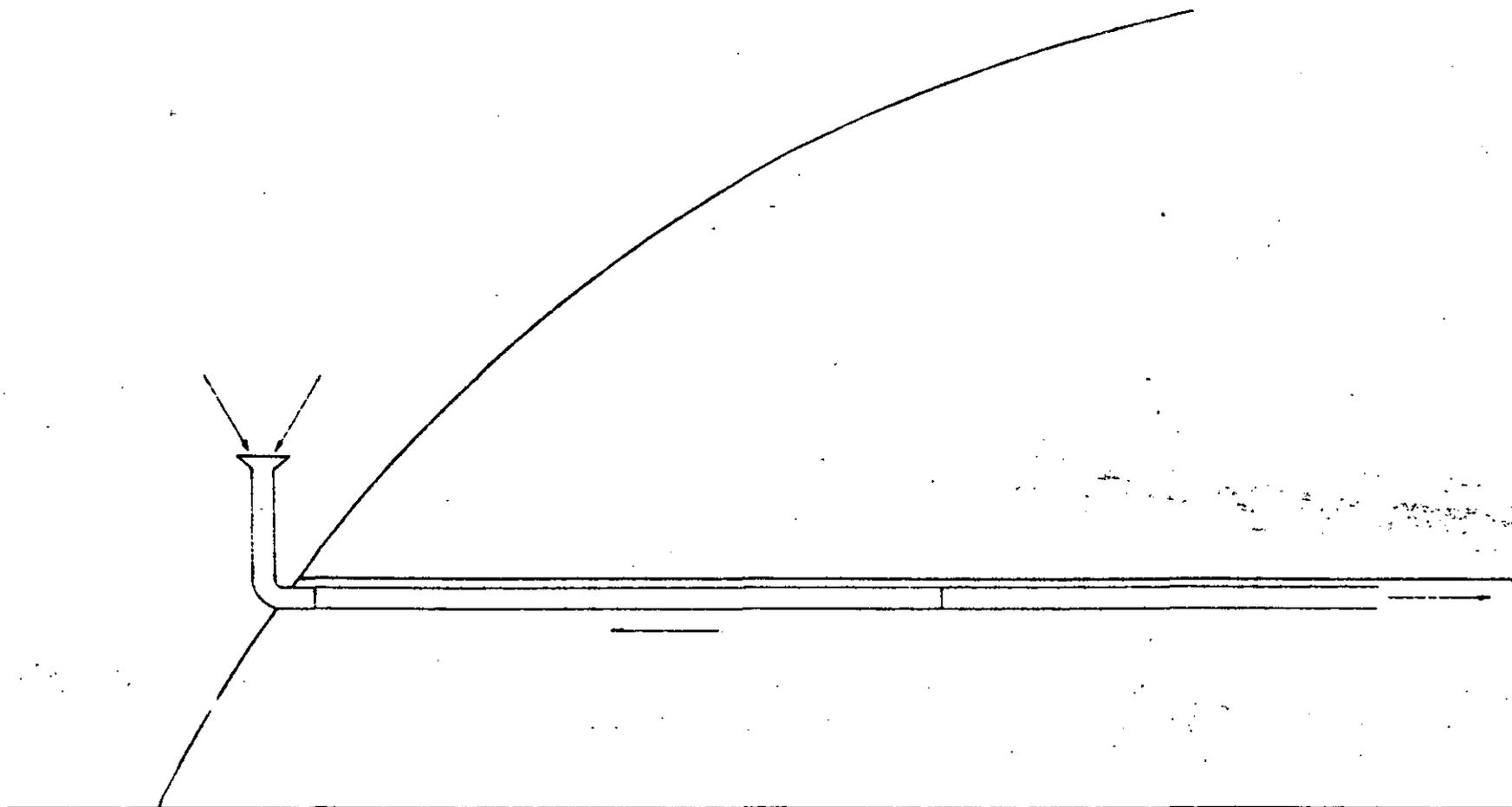


FIGURA No 5

INYECCION O SOPLADURA

PROPORCIONA UN BUEN CONTROL DE LOS VOLUMENES DE AIRE,
UN POCO DE MOLESTIAS DE CONGELACION PERO DISPERSA HUMOS
EN EL TUNEL

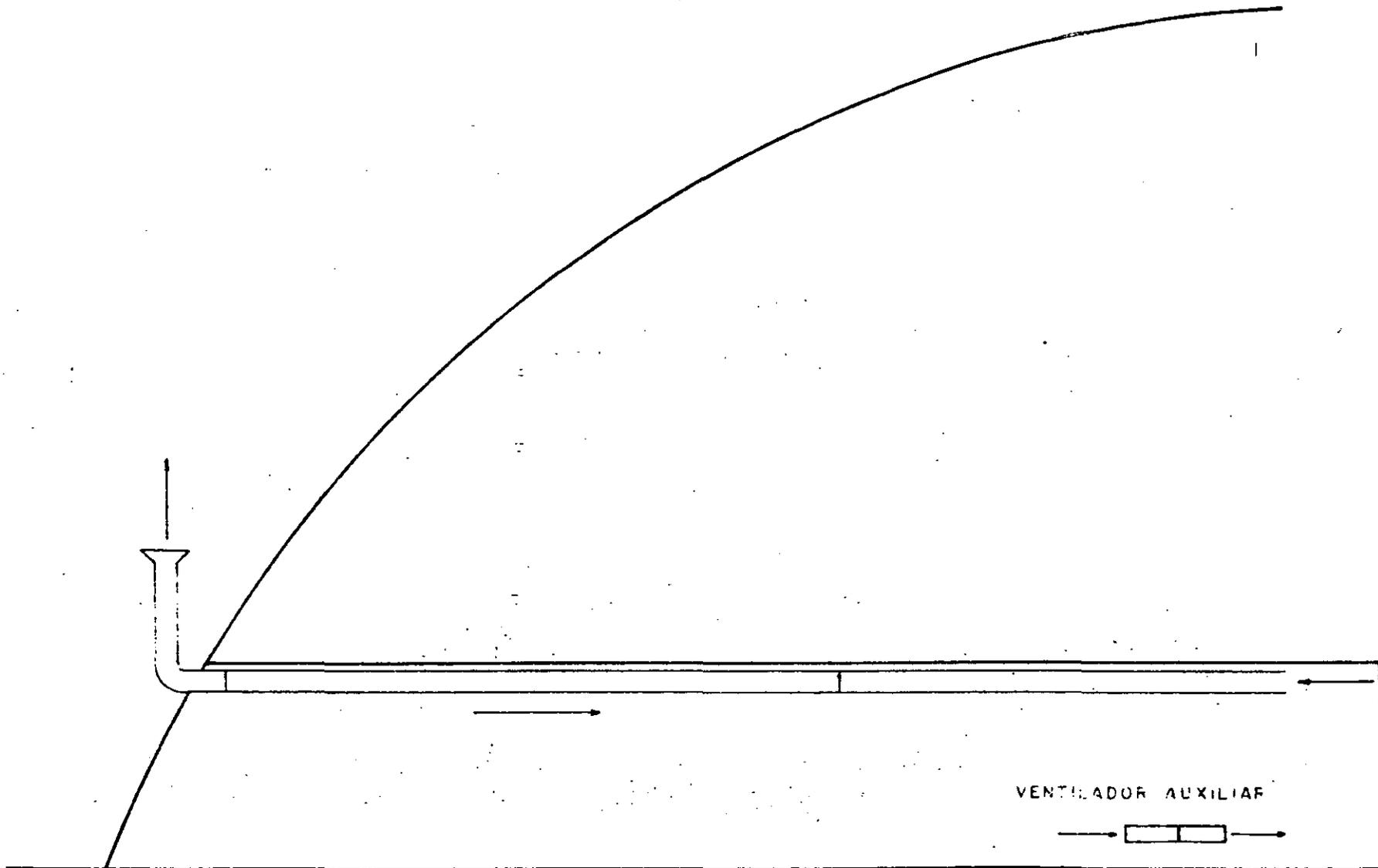


FIGURA No 6

EXTRACCION (SUCCION)

DEFICIENTE VENTILACION EN EL FRENTE Y GRAVE ENFRIAMIENTO DE LAS PARTES EXTERIORES DEL TUNEL EN INVIERNO (NO ES CONVENIENTE)

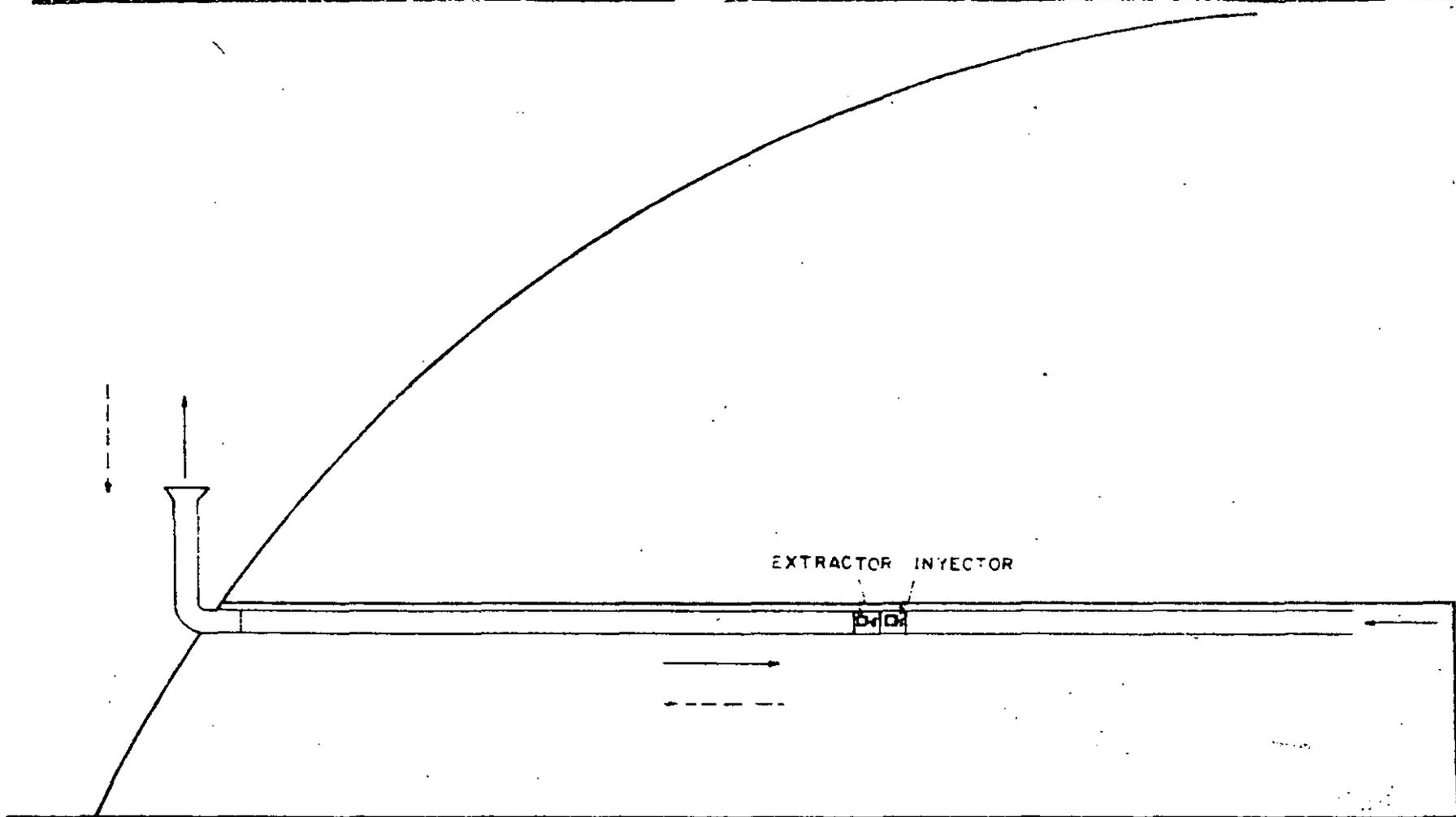


FIGURA No 7

INYECCION Y EXTRACCION ALTERNADAS

MEJORES RESULTADOS SE OBTIENE SI EL SISTEMA SE OPERA EN INYECCION DURANTE LA PERFORACION Y LA REZAGA Y EN EX — TRACCION INMEDIATAMENTE DESPUES DEL CICLO DE OPERACIONES

3.- La inyección y extracción alternadas .

Este sistema da muy buenos resultados, siempre y cuando el período de extracción sea lo suficientemente largo para asegurar que sea expulsado todo el humo fuera del ducto antes de invertir el flujo de extracción a inyección . Este método implica el uso de ventiladores reversibles y ductos metálicos (ver figura No. 7) .

III.2 Cálculo del gasto de aire .

- a) Para la ventilación de los gases producto de los escapes de motores diesel , el Instituto Sueco de la Salud Industrial ha publicado un informe , que fija los valores límite recomendados para la contaminación ambiental en los lugares de trabajo subterráneos .

Asimismo , la Comisión Nacional Sueca para la Protección — de los Trabajadores , emitió una publicación de 1969 , la cual incluye un método para calcular el gasto de aire requerido en la ventilación de túneles .

Valores y métodos recomendados .- Para combatir la concentración de los gases de escape de motores diesel deberá suministrarse un gasto de aire de $1500 \text{ m}^3/\text{hora}$ por cada Kg. de combustible diesel consumido .

El consumo de combustible puede calcularse de acuerdo a una cantidad promedio en el rendimiento de las máquinas usadas durante un turno , suponiendo un consumo de 200 gms por H.P. por hora .

- b) Para la ventilación de los humos producto de la explosión .

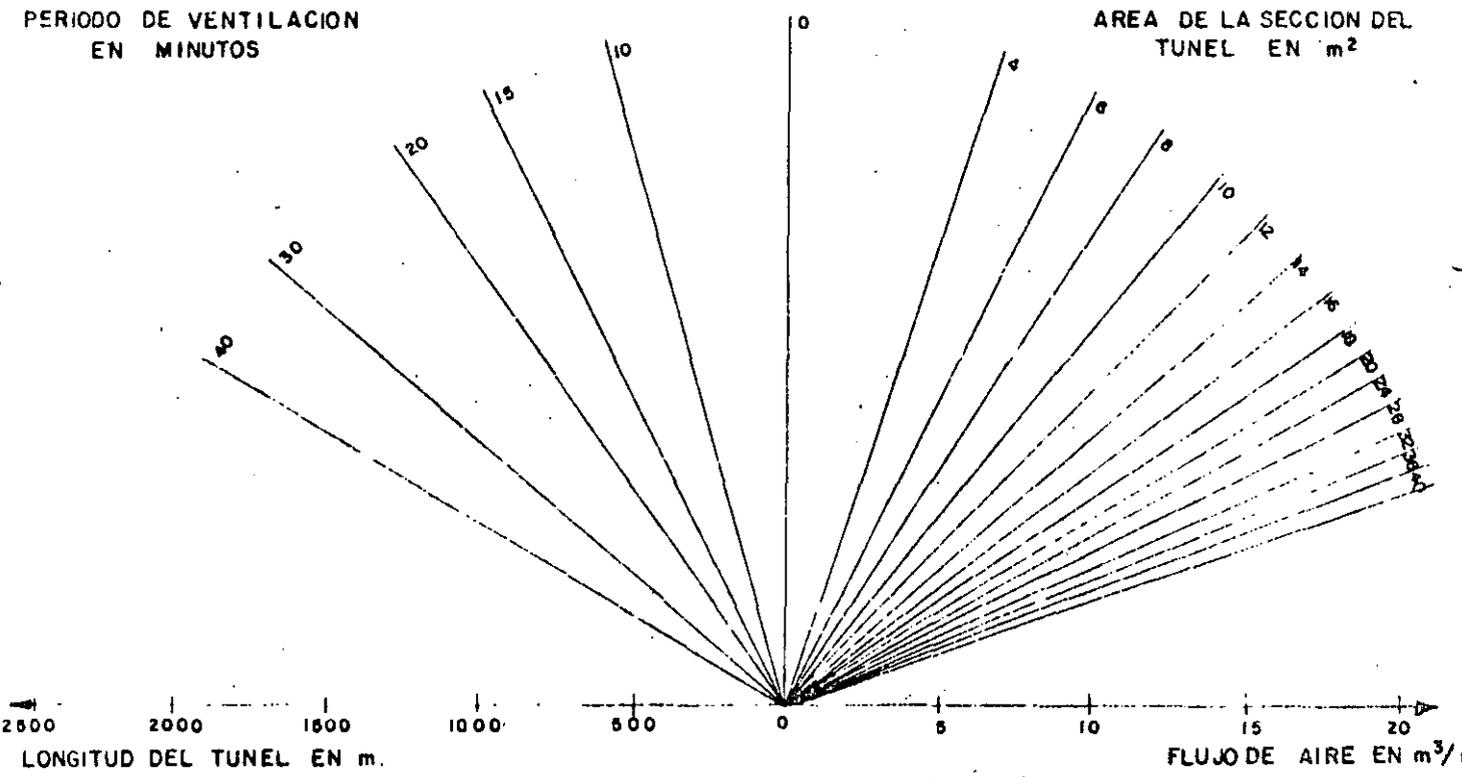
En Suecia se recomiendan oficialmente los valores siguientes para el cálculo del gasto de aire para ventilar los humos de la explosión.

$$G = \frac{A}{t} (L + 120) = m^3/min.$$

En donde :

- G = Gasto del aire en m³/min.
- A = Area de la sección del túnel en m²
- t = Período de ventilación en minutos .
- L = Distancia en M por la que deben moverse los gases --
(normalmente igual a la longitud del túnel) en metros.
- 120 = Constante .

El gasto de aire necesario para inyección puede obtenerse del siguiente diagrama y con base en la fórmula anterior .



Durante la barrenación , el gasto de aire deberá ser cuando menos igual al consumo de aire de las perforadoras utilizadas , para obtener la dilución requerida de aire y aceite consumido .

III.3 Selección del sistema de ductos y ventiladores .

La velocidad del aire en los ductos deberán ser entre 12 y 18 m/s .

Si no hay espacio adecuado para un ducto del diámetro requerido pueden usarse dos o tres ductos más pequeños de tal manera de permitir el gasto de aire necesario .

La pérdida por rozamiento en un sistema, puede calcularse según la fórmula .

$$P_d = \frac{V^2 \times l. \times 1.2}{2 \times g} = \text{mm C.A.}$$

donde :

- Pd = Presión dinámica en mm C.A.
- V = Velocidad del flujo en el ducto en m/seg.
- g = Gravedad de la tierra (9.81 m/seg²).
- 1.2 = Constante .

La suma de la resistencia por rozamiento en el ducto, deberán aumentarse en un 20 ó 30% tomando en cuenta la suspensión irregular del sistema de ductos .

Si se usa tela plastificada deberá cuidarse también que el sistema de ductos esté adecuadamente tendido, no debiendo descansar sobre afloramientos o pisos rocosos y que los codos y conexiones sean de lámina y tengan una baja resistencia por rozamiento .

El ventilador particularmente conveniente para la ventilación es el ventilador axial de dos etapas (posiciones) .

Este ventilador esta diseñado con robustez proporciona alta presión y permite el control sencillo del flujo de aire gracias a su característica de dos posiciones , ya que está diseñado para operación reversible, es decir como inyector o como extractor .

Estos ventiladores tienen dos ruedas de rodetes con motores individuales , alojados en un receptáculo común. Esto elimina ampliamente el trabajo que implica el montaje de varias secciones . El receptáculo cilíndrico constituye una parte integral del sistema de ductos y no necesita el espacio adicional .

Si un solo ventilador no suministra la presión requerida, entonces pueden instalarse diversos ventiladores en serie ya sea contiguas o espaciadas a lo largo del ducto, y tiene la ventaja de que la presión en el ducto sea más baja reduciendo así las pérdidas.

En túneles muy largos muy a menudo es esencial dispersar los ventiladores ya que de otra manera la presión calculada de trabajos para el ducto se vería afectada, provocando ineficiencia en el sistema.

IV VENTILACION EN TUNELES CARRETEROS.

IV.1 Composición de gases nocivos y concentración admisible de los mismos.

La composición de los gases nocivos son el anhídrido carbónico (CO_2) a veces el hidrógeno sulfurado (SH_2) y el más peligroso de todos, el monóxido de carbono (CO).

La permanencia durante una hora en aire que contiene 0.4 %/100 de CO , no tiene ninguna consecuencia. Esta concentración comprobada empíricamente, es la que se toma de base para el diseño de la ventilación de los túneles carreteros, resultando que para túneles muy transitados por peatones, ciclistas, animales de tiro, etc., el contenido de CO no debe pasar de 0.12 %/100.

IV.2 Cantidad de aire fresco necesario para el túnel.

La cantidad de (Q) de aire fresco necesario para un túnel de doble circulación, longitud (L) en kilómetros, transitado por (C) vehículos, con velocidad (V) en kilómetros por hora, en que cada uno de estos produce 60l/min. de CO ; se obtienen a partir de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{1}{6} \times 0.25 \times 60 \times \frac{2CL}{V} = \text{m}^3/\text{s}$$

$$\text{El volumen por hora es} = \frac{3600Q}{1000} \text{ F}$$

Siendo F la sección del túnel en m^2 , L La longitud del túnel en kilómetros, C el número de vehículos, V la velocidad, de los vehículos en Km/hr y 60 la producción de monóxido de carbono por vehículo en L/min y 0.25 el % en la concentración permitida de CO .

IV.3 Sistemas de ventilación :

Existen tres procedimientos que definen el sistema de ventilación a saber :

- Ventilación longitudinal .
- Ventilación transversal .
- Ventilación semitransversal .

La dirección N.S. parece que es la más conveniente, resultado de la práctica en la operación de distintos túneles en el mundo .

a) Ventilación longitudinal .

En este sistema, el aire se incorpora normalmente por una de las bocas del túnel y sale por la opuesta .

Los peligros en caso de incendio de un vehículo son grandes, ya que la cantidad de aire necesario puede dar lugar a una velocidad excesiva, y en este caso resulta preciso abrir tiros de salida, constituyendo pozos de ventilación en la zona media del túnel los que actúan como chimeneas .

La situación de estos pozos debe estudiarse con cuidado, para que sus bocas no estén expuestas a la acción directa del viento dominante ó a su cierre con nieve o aludes (ver figura No. 8) . En estos pozos de ventilación, cuando no se

establece la corriente natural de aire suficiente , se deberán instalar ventiladores de compresión o aspiración de manera de provocar el flujo de aire a través del túnel .

En el mismo pozo y mediante tabique divisorio pueden hacerse las dos circulaciones de aire (contaminado y fresco) ver figura No. 9 .

Por regla general el aire contaminado debe salir por el ó -- los pozos centrales mientras que el aire fresco debe entrar por las bocas del túnel .

La instalación de varios pozos , por ejemplo tres (figura No. 3) puede disponerse de modo que los dos pozos exteriores sean de salida y el central de entrada . seccionando la ventilación dentro del túnel . Dichos pozos resultan necesarios cuando la velocidad del aire en el interior del túnel pasa de los 4 m/seg. en condiciones normales dependiendo de la - sección de diseño del túnel .

El número de pozos y su interdistancia depende , pues , de la cantidad necesaria de aire , de la sección del túnel y - de la máxima velocidad admisible .

En los túneles de alta montaña , la distribución de pozos - depende de la profundidad del túnel respecto a la superficie y de las condiciones climatológicas en la boca de salida .

Por otro lado la ventilación longitudinal ofrece graves inconvenientes en caso de incendio , pues el aire fresco se - calienta y se carga de gases nocivos además de inyectar oxígeno muy necesario para el fenómeno de combustión .

b) Ventilación transversal .

Este es el sistema más perfecto y el único que debe emplearse en túneles, por debajo de los ríos o bahías que tienen perfil de tipo sifón , ya que permite que el movimiento de

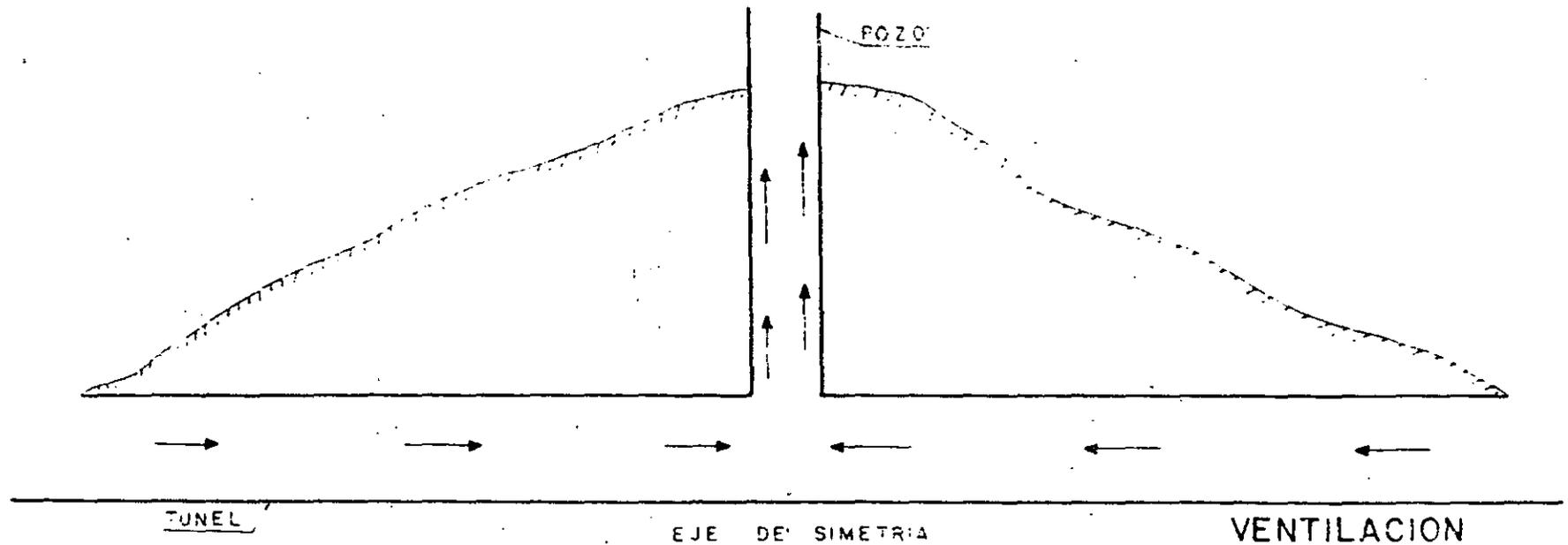


FIGURA No. 8

VENTILACION LONGITUDINAL EN TUNEL CON UN POZO DE VENTILACION NATURAL.

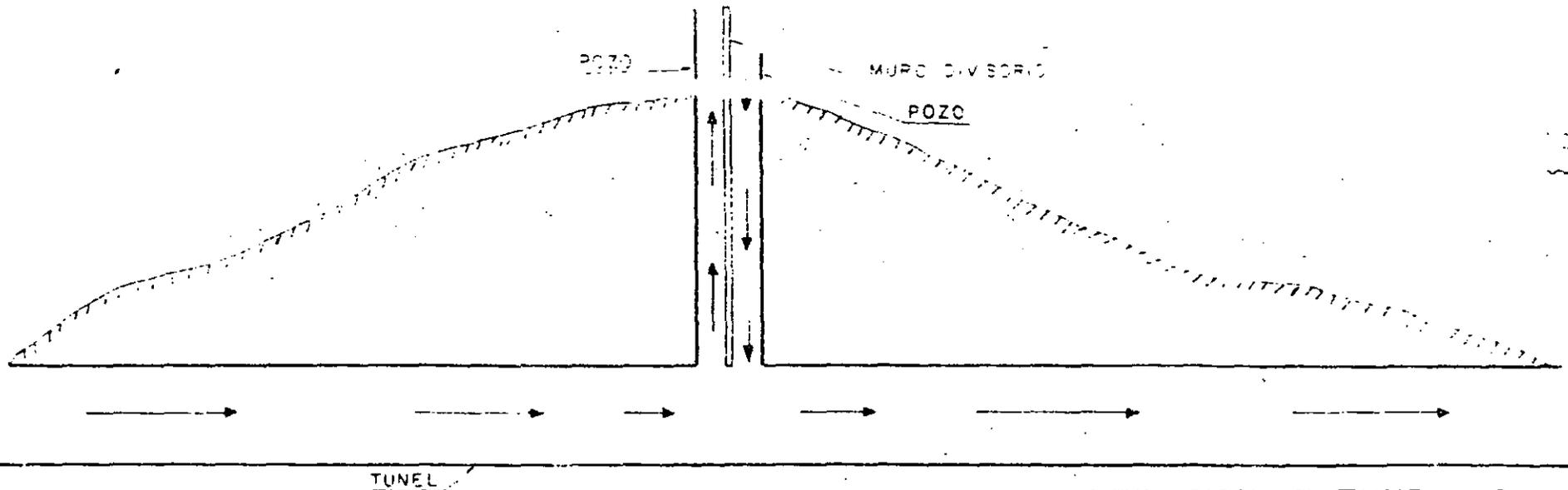


FIGURA No. 9

VENTILACION DE TUNEL CON UN POZO Y MURO DIVISORIO PARA LA ENTRADA Y SALIDA DE AIRE NATURAL.

aire se haga de abajo hacia arriba , siendo ésta la dirección más conveniente , por ir a favor del movimiento natural y por que se mejoran las condiciones de visibilidad para el caso de incendio es el sistema que ofrece menos inconvenientes .

En este caso, la sección del túnel queda dividida en tres partes (ver corte A-A de la figura No. 3) .

Cuando los volúmenes de aire son muy grandes y se rebasa la velocidad de 12 m/seg. se requiere el construir pozos intermedios de manera de abatir la velocidad hasta los 4 m/seg.

c) Ventilación Semitransversal .

En éste sistema el aire fresco circula por un canal situado por debajo del firme ó arroyo en dicho canal van bocas de salida uniformemente repetidas a lo largo del túnel, evacuándose el aire contaminado por las propias bocas del túnel -- (ver figura No. 4) .

Cuando la velocidad del aire rebasa los 4 m/seg. es necesaria la apertura de pozos intermedios de manera de no rebasar este valor .

El empleo de este sistema en los túneles de alta montaña puede ser conveniente , sobre todo, si existe la posibilidad de perforar pozos sin grandes gastos .

Para el caso de incendio no ofrece los peligros del sistema de ventilación longitudinal , pues los humos se acumulan en la parte superior circulando hacia el exterior .

V. I Calor Generado y Ventilación Requerida .

Las fuentes de calor en el túnel del Metro son causadas por la -
disipación de la energía eléctrica requerida por los sistemas de
propulsión y frenado de los trenes (tracción) , y también de -
otras fuentes como alumbrado, usuarios , equipo auxiliar , etc.

Esta energía es evacuada hacia el exterior, con el fin de mantener
temperaturas agradables a los usuarios del Metro y esto se logra
a través de dos sistemas adoptados .

Ventilación mecánica y ventilación natural.

El calor generado que se libera dentro de las estaciones del Metro
tiene su origen en tres fuentes principales :

- 1) Q_1 = Calor proveniente de la energía utilizada para tracción
de los trenes .
 - 2) Q_2 = Calor liberado por los usuarios del sistema durante su
estancia .
 - 3) Q_3 = Calor liberado por las instalaciones eléctricas del sis-
tema .
- 1) El calor proveniente de la energía de tracción (Q_1)

Este calor fué calculado para cada tramo constituido por una
estación correspondiente entre dos estaciones .

De esta forma se puede subdividir el manejo del total del -
aire caliente para entonces permitir llevar a cabo la implem-
tación más apropiada de los equipos requeridos para ello .

Para el caso particular del metro de la Ciudad de México, antes de poder calcular el calor Q_1 , fué necesario llevar a la práctica una serie de mediciones de gasto, temperatura, humedad y velocidad del viento, tanto en el interior de las estaciones como en el exterior.

Después de casi dos años de intensos estudios y mediciones pudo determinarse el Q_1 , que arrojó un total de 2266272 -- Kcal/hr. por tramo.

Para poder determinar este valor hubo necesidad de considerar los parámetros que en este caso intervienen como lo son :

- El número de trenes que circulan por el túnel.
 - El peso de los trenes.
 - La longitud del tramo estudiado y su volumen.
 - El consumo de energía necesaria para la tracción de los trenes.
- 2.- Calor generado por los pasajeros (Q_2) considerando 2262 pasajeros por estación y por hora (Valor promedio durante el año de 1979, en las líneas en operación, 16 minutos de permanencia por pasajeros dentro del sistema y 200 Kcal/hr desprendidas por cada pasajero (Valor promedio correspondiente a una actividad semejante a la que desarrollan los usuarios en las estaciones del Metro, se tien :

$$Q_2 = 2262 \times \frac{16}{60} \times 200 = 120640$$

$$Q_2 = 120640 \text{ Kcal/hr. tramo}$$

- 3) Calor generado por las instalaciones eléctricas en general (Q_3) .

La carga total de alumbrado y otras de fuerza y control es en promedio por tramo (Estación e interestación) de :

95.0 KW

El calor generado por hora será entonces :

$$Q_3 = 95.0 \times 860 = 81700 \text{ Kcal/hr.}$$

Calor total generado (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

Sustituyendo los valores encontrados, se tiene :

$$Q_t = 2,266,272 + 120,640 + 81,700$$

$$Q_t = 2,468,612 \text{ Kcal/hr} = \text{tramo.}$$

Para el cálculo del gasto de aire de ventilación , se consideró una Δt de 3° C (datos obtenidos de los registros del observatorio astronómico de la Ciudad de México, en la década 1960 - 1969).

Para este cálculo se empleo la fórmula siguiente ;

$$G = \frac{Q_t}{\Delta t \times \rho} \quad \text{en donde :}$$

G = gasto de aire en $\text{m}^3/\text{Seg.}$

Q_t = Calor total generado .

Δt = Diferencia de entalpías entre las condiciones exteriores h_2 e interiores h_1

ρ = Densidad , promedio del aire en la Ciudad de México .

De las condiciones exteriores en base a la carta psicométrica se tiene :

$t = 24.75$ °C y humedad relativa = 61.28% (promedio de la humedad relativa mensual de 1961 a 1969 , de los registros del observatorio astronómico de la ciudad de México) .

$$H_2 = 19.8 \text{ Kcal/kg} .$$

De las condiciones interiores se tiene :

$t = 28$ °C y humedad relativa = 30%

$$H_1 = 16.8 \text{ Kcal/Kg} .$$

Por tanto

$$H = 3 \text{ Kcal/Kg} .$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula anterior, se tiene:

$$G = \frac{2468612 \text{ Kcal/Hr.}}{3 \text{ Kcal/Kg} \times 0.91 \text{ Kg/M}^3 \times 3600 \frac{\text{Seg}}{\text{Hr}}} = \text{m}^3/\text{seg}$$

$$G = 251.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando como volumen del tramo (Estación + Interestación) , de 1 Km. $38,200 \text{ m}^3$, se tienen los siguientes cambios por hora :

$$\frac{251.2 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s/hr}}{38,200 \text{ m}^3} = 23.7 \text{ c/hr}$$

Según las normas producto de resultados empíricos registrados en otros metros del mundo , se recomiendan de 4 a 12 -- cambios /hr . En el Metro de México estamos cumpliendo con esta norma .

V.2 Sistema de ventilación natural y forzada .

Para Las líneas subterráneas tipo cajón superficial, con extrados de 1m a 7m del nivel de rodamiento de vialidad , en la ventilación de las estaciones se previeron equipos mecánicos para manejar los $250 \text{ m}^3/\text{s}$. En algunas estaciones por su ubicación en plazas no fué necesario el uso de equipos mecánicos , sino simplemente se adoptó la ventilación natural dando el área necesaria para entrada de aire fresco (300 m^2 a nivel andén) como es el caso de la estación Etiopia en la línea 3 y todas las estaciones de la línea 6 .

Para los tramos entre estaciones una área de 380 m^2 de rejillas distribuidas uniformemente por cada kilómetro .

Para las líneas profundas tipo túnel con extrados de 15 a 25m del nivel de rodamiento de vialidad la ventilación se penso efectuar en 2 etapas . En la primera etapa el sistema de ventilación comprende entradas naturales de aire en las estaciones y extracción mecánica en las instalaciones ubicando un puesto de ventilación en la parte media del tramo entre estaciones . El volumen a manejar en esta la fase se consideró de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ como entradas de -- aire (inyección natural aproximada 120 m^2 de área y de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ como salidas de aire (extracción mecánica) , tal como se indica en la figura 10 .

En la segunda etapa, el sistema de ventilación se complementará en la estación , teniendo un sistema de extracción mecánico en la parte central de la estación , con una red de ductos para la colocación de rejillas de extracción , en la parte superior de los andenes . manejando un volumen de aire de $100 \text{ m}^3/\text{seg}$. además se contará con un sistema de inyección mecánica en las cabeceeras de la estación , con una red de ductos y rejillas de inyección también en la parte superior de los andenes manejando un volumen de aire de $150 \text{ m}^3/\text{seg}$. adicionalmente a las entradas de aire --

natural por los accesos manejando un volumen de aire de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ los equipos se ubicarán en lumbreras previstas para ello. Tal como se indica en las Figuras 11 y 12 . Con esta segunda etapa se cumple el gasto calculado de aire manejado que es $250 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.3 Utilización del sistema de ventilación forzada para la evacuación de humos en caso de un incendio .

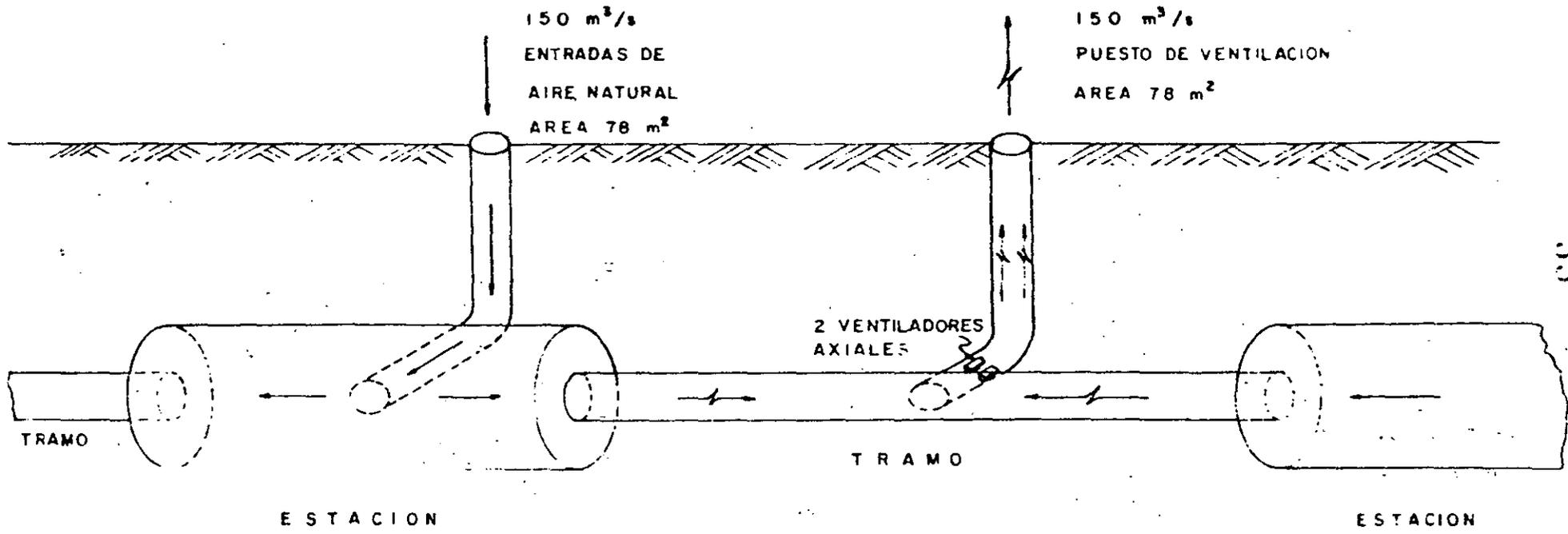
Este sistema de ventilación previsto en las líneas con túnel profundo , también pueden utilizarse como auxiliar en la extracción de humos en caso de un incendio , debido a que los equipos seleccionados para los puestos de ventilación son del tipo axial y están equipados con arrancadores reversibles , los que pueden cambiar el sentido de rotación según se desee , Estos ventiladores están diseñados para trabajar como extractores , pero también , pueden trabajar como inyectores dando una eficiencia del orden del 60% aproximadamente .

En el caso de un incendio en el tramo , los puestos de ventilación los equipos pueden cambiar de sentido de rotación para poder evacuar más rápido los humos , tal como se indica en la figura No. 13

V.4 Fabricación de los equipos empleados en la ventilación forzada .

Son ventiladores axiales con carcasa cilíndrica fabricada en acero al carbón , con rodotes de fundición en aluminio a presión , de alta resistencia, de aspas ajustables manualmente , para ser acopladas directamente a la flecha de un motor horizontal. Además cuentan con silenciadores cilíndricos en la descarga y la succión para tener un nivel de ruido de 75 db a una distancia de 4 Mts. dando cumplimiento a las normas en vigor . Tiene una compuerta motorizada para cerrarla o abrirla según se requiera .

El arranque y paro de los ventiladores se efectúa a través de una estación de control ubicada en el local del jefe de estación , - contando además con otra estación de control local para permitir mantenimiento , para lograr lo anterior fué necesario diseñar un sistema de telemando y control de los ventiladores , el cual queda representado en el diagrama de bloques , de la figura No. 14 .



3.3

FIGURA No 10

VENTILACION MECANICA PARA EL TUNEL
DEL METRO EN LA PRIMERA ETAPA

— INYECCION DE AIRE
— / — EXTRACCION DE AIRE

INYECCION

EXTRACCION

ESTACION

ENTRADAS DE AIRE EN ACCESOS = 100 m³/s
 INYECCION MECANICA CABECEPAS = 150 m³/s

 250 m³/s

ESTACION . EXTRACCION MECANICA 100 m³/s
 TRAMO . EXTRACCION MECANICA 150 m³/s

 250 m³/s

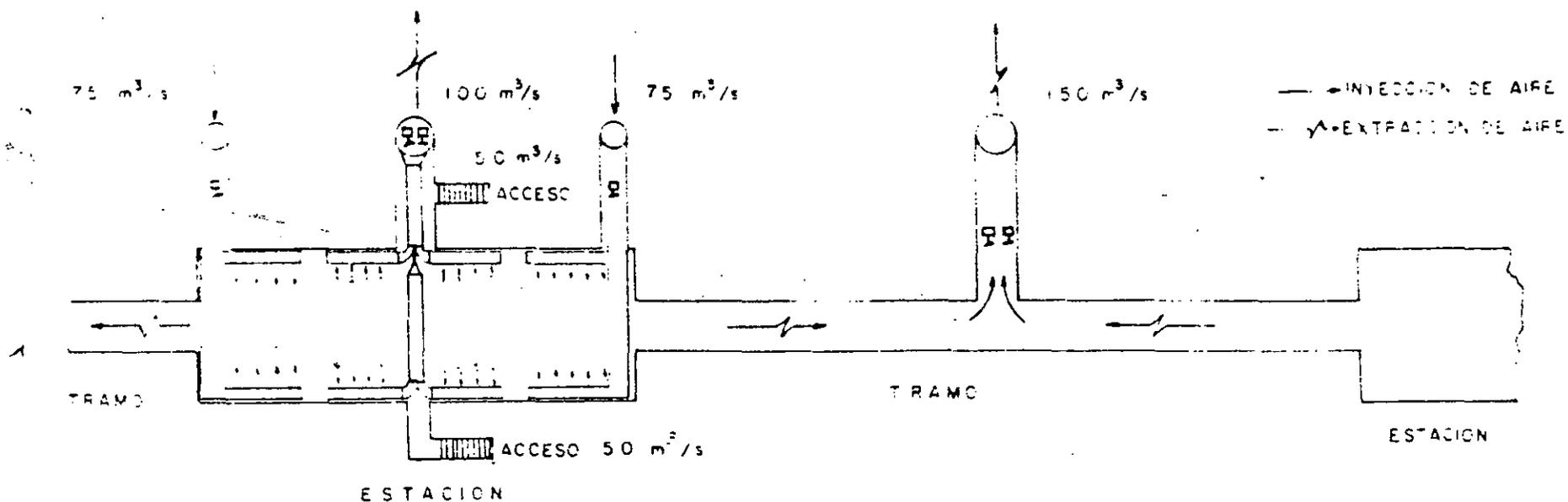


FIGURA No II

VENTILACION MECANICA PARA EL TUNEL
 DEL METRO EN LA SEGUNDA ETAPA

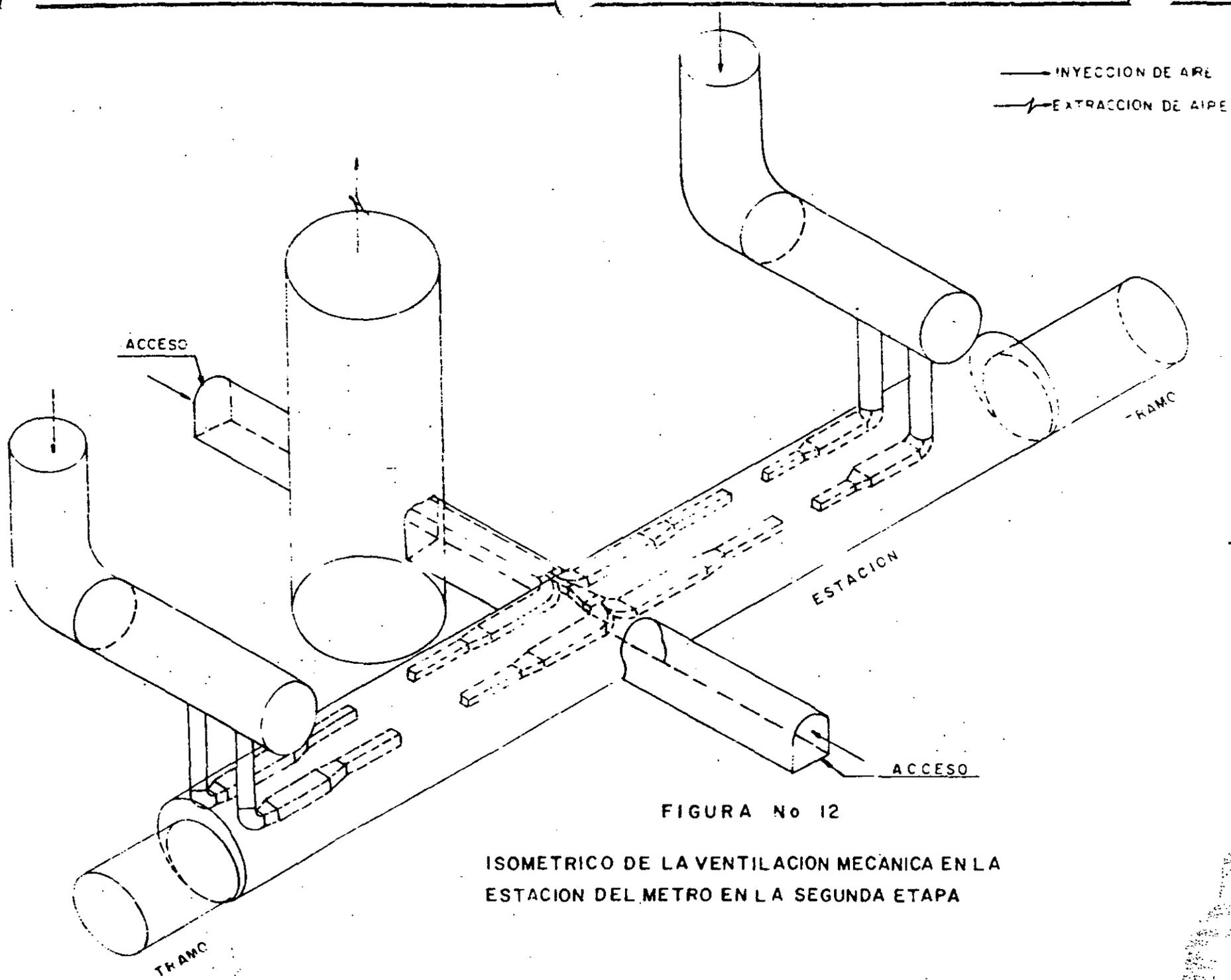


FIGURA No 12

ISOMETRICO DE LA VENTILACION MECANICA EN LA ESTACION DEL METRO EN LA SEGUNDA ETAPA

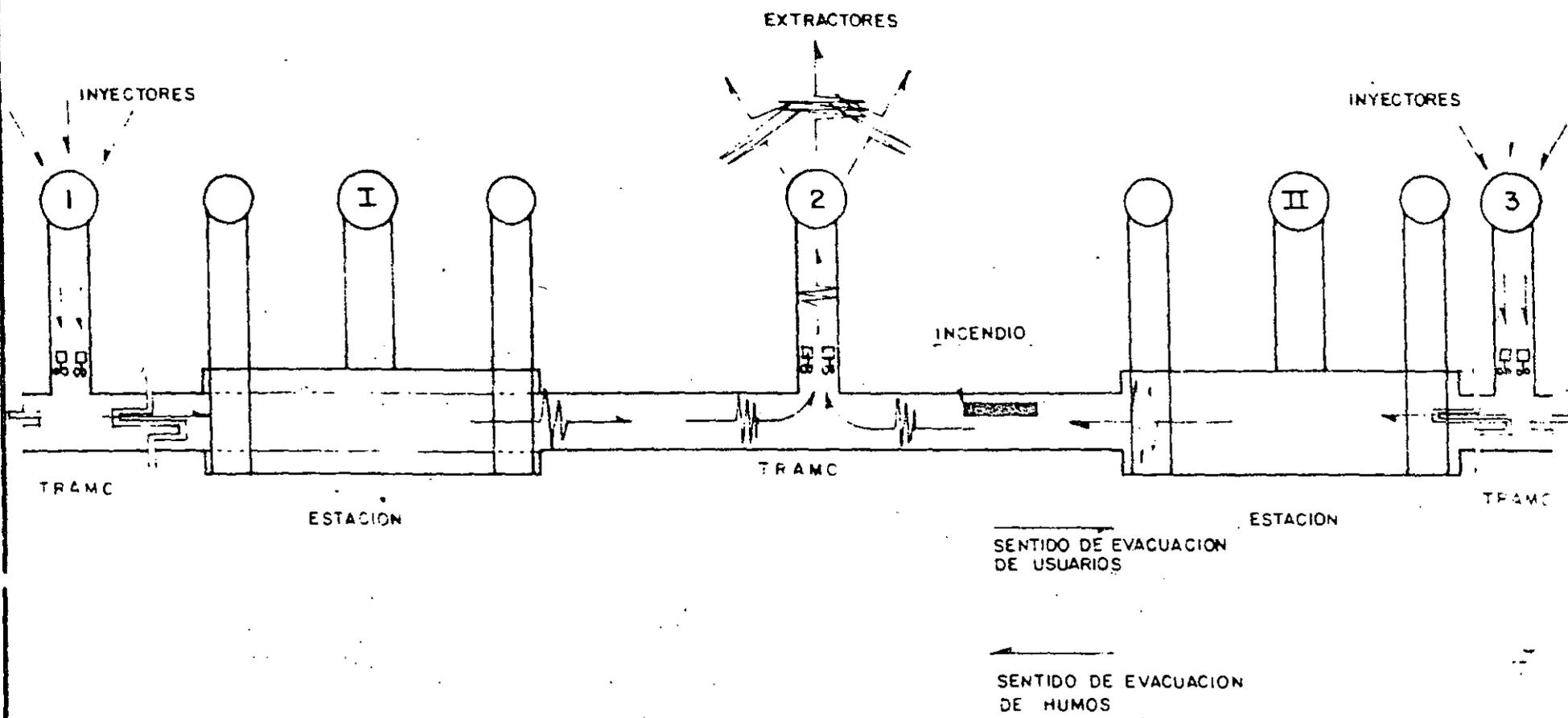


FIGURA No 13

INVERSION DE LA OPERACION EN EQUIPOS DE TRAMOS (1 Y 3) Y ESTACIONES (I Y II) PARA LA EVACUACION DE HUMOS EN CASO DE UN INCENDIO EN TUNEL

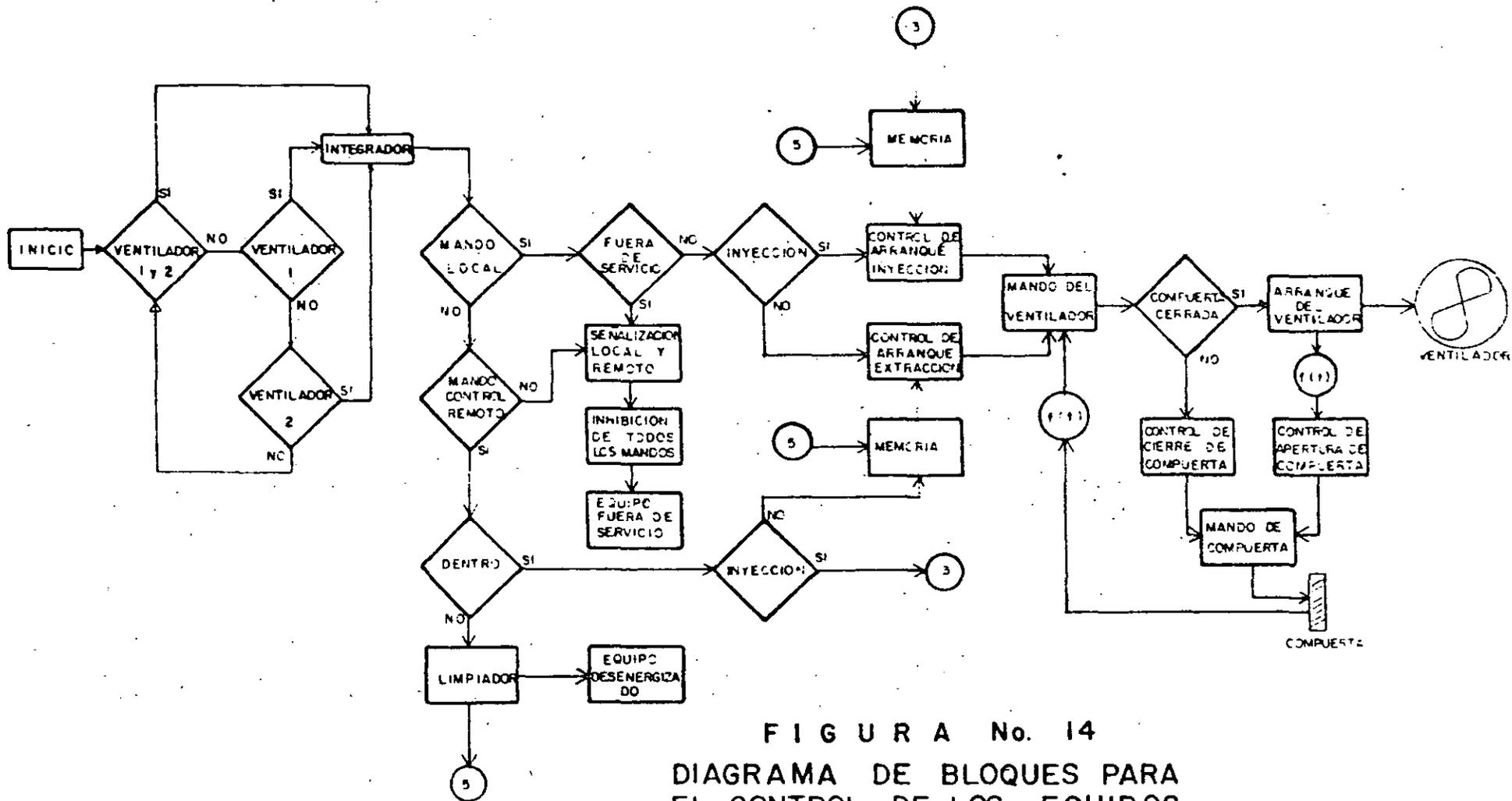


FIGURA No. 14
 DIAGRAMA DE BLOQUES PARA
 EL CONTROL DE LOS EQUIPOS
 DE VENTILACION

VI VENTILACION EN TUNELES PARA MINAS

VI.1 Dado que para cada caso particular se requiere de un análisis completo de las condiciones en las que se explotará la mina , a continuación damos un ejemplo del cálculo del volumen de aire requerido en una mina moderna que usa el sistema de explotación por subniveles y equipos diesel en el interior de la misma .

La mina de nuestro ejemplo, produce 3,000 tons./día , bajo el método de sub-niveles durante 2 turnos por día y con un intervalo de 4 horas entre ellos. El polvo contiene un alto porcentaje de sílice libre ; las tronadas secundarias se permiten durante los turnos , pero las principales se hacen al final de los turnos , la temperatura es sub-ártica .

GASTO REQUERIDO

1er. Procedimiento : PCM/Tons. mantedas diariamente .

- Tomando 66 PCM/Ton. x 3,00 Tons = 198,000 PCM para producción
- 5 avances de 12'x12'x50'x5 = 36,000 PCM para avance .
- Un cuarto del equipo de trituración de 60'x80'x10' = 48,000 pies cubicos .

$$\text{Si consideramos 10 cambios de aire/hr} = \frac{48,000 \times 10}{60} =$$

8,000 PCM para la trituración .

- Otros = 2,500 PCM

TOTAL : 246,000 PCM .

Adicionalmente debe considerarse un porcentaje de fugas dependiendo de la calidad en la instalación de los conductos .

2do. Procedimiento : PCM/hombre = en el turno con mayor personal

Tomando 1400 PCM/hombre x 150 hombres = 210,000 PCM para producción .

Avances , trituración y otros . = 46,000 PCM

T O T A L 256,000 PCM + fugas .

3er. Procedimiento : Velocidad mínima del aire en lugares de trabajo .

1)	6 Máquinas perforadoras de barrenos de grandes diámetros 8 - 1/2' x 9' x 50	= 23,000 PCM
2)	Equipó diesel de acarreo con un total de 1,000 c.f. simultáneamente , incluyendo garage y estacionamiento de combustible. , 120 PCM/c.f.	=120,000 PCM
3)	4 Chorros (draw Points) en operaciones - simultáneas 12' x 12' = 144 pies ² x 100	= 57,600 PCM
4)	Avances , trituraciones y otros	= 46,000 PCM
	T O T A L	=246,700 + fugas

Promedio (246,000 + 256,000 + 246,700) /3 = 250,000 PCM .

A esto debe agregarse las fugas en las puertas ó pérdidas de recirculación (de 10 a 30%) este volumen total es válido para -- condiciones normales de temperatura .

VII VENTILACION EN TUNELES FERROVIARIOS.

VII.1 Las experiencias sobre ventilación de túneles ferroviarios , nos han demostrado que un túnel se comporta como un ducto donde el humo debe ser desalojado para evitar intoxicación humana y por reducir el oxígeno necesario para los motores de las locomotoras de combustión interna , hasta valores mínimos admisibles .

El humo , (por sí solo) asciende por el túnel, a manera de chimenea , en función del desnivel que existe entre sus bocas , en tanto que la rugosidad de las paredes y la longitud del túnel -- ofrecen resistencia al flujo libre del humo .

Si calculamos con la presión barométrica en lugar del desnivel entre las bocas del túnel, se sabe que 100m de desnivel, equivalen a 100m de variación de alturas del barómetro de mercurio , que equivalen a 1 cm. de variación de alturas del barómetro de mercurio , que equivale a 8 cm de desnivel para una columna barométrica de agua ó sea .

$$0.8 \text{ mm agua} = 100 \text{ m desnivel túnel .}$$

Por otro lado, la pérdida de carga por fricción (Similar a la tubería de agua) es :

$$Pf = f \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde : $f = 0.1$ aproximadamente (coeficiente de fricción) .

consideramos una velocidad de 4 m/seg. la longitud del túnel es de 2200 m y el diámetro de carga sería :

$$Pf = 0.1 \times \frac{2,200}{7m} \times \frac{16}{20} = 24 \text{ Mts (altura agua) .}$$

Para el caso de humos producidos, por un tren parado en la boca inferior (con túnel libre), el humo se desplazaría (chimenea) con una carga aproximada de :

$$h = 35 - 24 = \underline{\underline{11 \text{ Mts.}}}$$

La cual provoca una velocidad de 1.2 m/s .

Experimentalmente (experiencia renfe 1962) para túneles menores de 1 Km. el humo " sigue al tren " a una velocidad igual a la mitad de la velocidad del tren , en tanto que túneles más largos , el humo asciende a velocidad de un tercio de la del tren .

Si el tren sube a 30 Km/hr (8m/seg) por un túnel de 2200 m , es de esperarse que el humo siga a 2.7 m/seg. debido al efecto de " pistón " del tren , ($\frac{8}{3} = 2.7 \text{ m/s}$) , lo cual se suma al efecto de " CHIMENEA " del mismo túnel (que consideramos de 4m/seg.) dando un total de 6.7 m/seg. ó sea que el humo seguirá muy próximo , a la zona del tren que viaja a 8 m/seg. y ello significa la necesidad de ventilar mecánicamente y tener que limitar la densidad del tráfico, a intervalos requeridos para lograr la total ventilación del túnel antes de admitir otro tren .

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES
SUBTEMA : EVACUACION DE AGUAS

T E M A R I O

VIII.- EVACUACION DE AGUAS .

VIII.1 Durante la construcción .

VIII.2. Durante la operación .

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES .

SUBTEMA : EVACUACION DE AGUAS .

VIII. EVACUACION DE AGUAS .

VIII.1 Durante la construcción .

La construcción de túneles en pendiente no presenta dificultades particulares si se exceptan de la evacuación de las aguas subterráneas cuando el nivel freático es muy alto .

Desde este punto de vista es preferible construir los túneles desde aguas abajo hacia aguas arriba, con una pendiente que permita la eliminación de las aguas hacia la boca del túnel por gravedad a través de cunetas dispuestas para tal fin (ver figura No. 1) .

En el caso contrario de ataque en descenso (o contrapendiente) las aguas se concentran en el avance y es necesario evacuarlas por bombeo , lo que es costoso . Esto por otra parte , puede convertirse en catastrófico si se encuentran bolsas de agua subterránea que , en estas condiciones puede surgir la obra . Esta cuestión de los afloramientos de agua es una de las mayores preocupaciones a tener en cuenta durante la ejecución de los túneles ya que es difícil hacer una previsión completa en el estudio previo . Si bien un estudio de esta naturaleza no tiene un grado de confiabilidad muy elevado, también hay que añadir que los resultados que arroja representan una buena base para iniciar la planeación del manejo del agua de filtraciones en el interior del -

túnel , hasta su extracción a superficie . Por otra parte , las observaciones realizadas en las zonas ya excavadas permite ajustar el análisis , mediante la introducción de parámetros en forma empírica , hasta lograr una precisión razonable .

La obtención de estos parámetros no representa un serio problema si se aceptan algunas hipótesis que en realidad tienen un respaldo estadístico :

- a) Las filtraciones promedio , al iniciar la excavación medidas en lts/seg/m son superiores a las filtraciones promedio cuando ya se tiene una longitud apreciable de túnel excavado .
- b) El flujo de agua en un punto de la excavación varía según una curva asintótica es decir, tenderá a un equilibrio entre las nutrientes del acuífero y las pérdidas del mismo por filtración .

Séguramente este equilibrio se presentará después de que ha ya transcurrido un tiempo apreciable y no compatible con la duración de la obra y se puede aceptar , conservadoramente que este volumen se mantendrá constante .

En base a estas hipótesis se puede seguir el procedimiento que se describe a continuación :

- Estimar las filtraciones en lts/seg/m de acuerdo a la hidrogeología para el túnel desarrollado para las condiciones iniciales .
- Hacer aforos inmediatos para obtener las reducciones en las aportaciones (o los incrementos) y comparar con lo que se supuso inicialmente . En este punto resulta conveniente relacionar el avance del frente con el incremento en las filtraciones de manera que el programa de avance este de acuerdo con una curva de gasto , para :

- Proponer la localización y capacidad de nuevas galerías de bombeo, incrementar el tamaño y número de cisternas, etc.
- Continuar los aforos para ajustar hasta donde sea posible, la curva (3) de gasto mencionada

La relación de gastos uniforme final a gasto uniforme inicial suele variar entre 0.1 y 0.3 y la de gastos puntual final a gastos puntual inicial entre 0.1 y 0.6.

Hasta aquí hemos mencionado la forma de estimar el agua que vamos a tener que evacuar. Siendo el caso más desfavorable cuando hay necesidad de usar equipos de bombeo, a continuación mencionaremos algunos tipos de bombas comúnmente empleadas:

BOMBEO .- El tipo de bomba a utilizar depende, desde luego, del gasto a manejar y del origen y destino del líquido. En términos generales se puede decir que las bombas que se utilizan son las siguientes:

- a) Bombas neumáticas .- Estas bombas son de bajo gasto y de baja carga. Son especialmente útiles en los frentes aguas abajo donde las filtraciones son pequeñas, y la presión que se requiere de un máximo de 6 Kg/cm^2 .
- b) Bombeo horizontal .- Cuando las filtraciones son importantes y se trabaja en frentes aguas abajo ó cuando se necesita hacer un desvío de agua de un dren por cualquier razón, el bombeo horizontal cobra importancia.
- c) Bombas de pozo profundo .- Estas son bombas que manejan grandes gastos con cargas medias y bajas y alta eficiencia.

Las bombas se pueden operar en serie y en paralelo. Cuando varias bombas operan en serie la curva de gastos de operación del conjunto se obtiene sumando las cargas de presión de todas las bombas-

para cada gasto de funcionamiento . Cuando varias bombas operan en paralelo, la curva de gastos de operación del conjunto se obtiene sumando los gastos correspondientes de todas las bombas para cada carga de funcionamiento .

A menudo , cuando el túnel es largo hay que prever estaciones -- intermedias de bombeo .

VIII.2 Durante la operación .

Durante la operación del túnel, la eliminación de las aguas se asegura mediante cunetas , canales ó conductos establecidos contra los muros laterales .

A veces para no debilitar la unión del túnel con los muros laterales se construye el conducto longitudinalmente al eje del túnel debiendo dejar en todos los casos de trecho en trecho registros para realizar las operaciones de limpieza y mantenimiento .

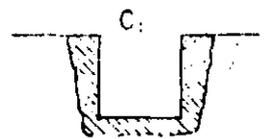
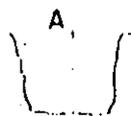
Es muy importante que el conducto de drenaje tenga continuidad a todo lo largo del túnel para que él ó los cárcamos ubicados en los puntos bajos reciban las aportaciones de agua y cumplan su función .

A continuación se muestra una sección de un túnel (figura No.2) en donde se ha proyectado a todo lo largo de este , un canal de escurrimientos de 0.15 x 0.10m conectado a un registro tipo de - 0.35 x 0.80m a cada 30 m de distancia uno de otro y que a su vez sirve para efectuar la limpieza del tubo colector de 200 mm .

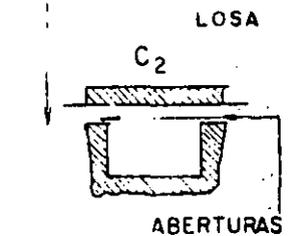
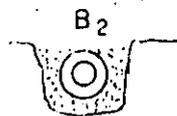
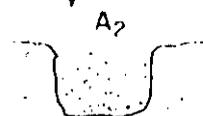
TABLA PARA SELECCIONAR EL TIPO DE ZANJA

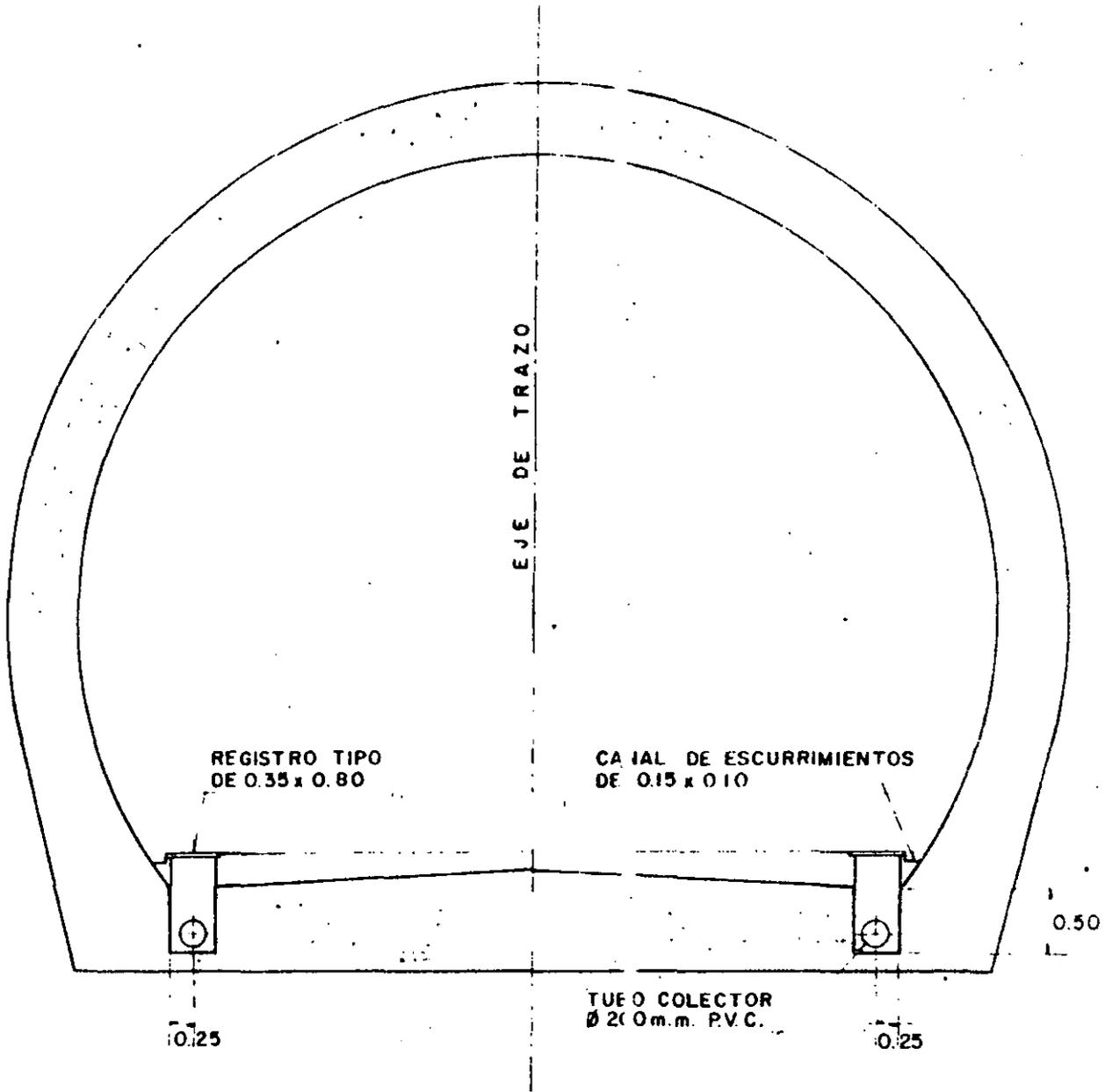
GASTO Q LT./SEG	T E R R E N O DURO (ROCA)		T E R R E N O SUELTO	
	FASE DE EXC.	FASE DE REV.	FASE DE EXC.	FASE DE REV.
600	C ₁	C ₂	C ₁	C ₂
500				
400				
300				
200	A ₁	A ₂	A ₁	A ₂
150				
100				
50				
25	A ₁	B ₂	A ₁	A ₂
12.5		A ₂		
00	A ₁	A ₂	A ₁	A ₂

(1) FASE DE EXCAVACION



(2) FASE DE REVESTIMIENTO





SECCION DE TUNEL PROFUNDO

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
SUBTEMA : SISTEMA DE PROTECCION ---
CONTRA INCENDIO

I N D I C E

IX. - SISTEMA DE PROTECCION CONTRA INCENDIO .

- IX.1 INTRODUCCION .
- IX.2 INCENDIOS EN TUNELES CARRETEROS
- IX.3 MEDIDAS DE SEGURIDAD NECESARIAS.
 - IX.3.1 Sistema de detección de incendios .
 - IX.3.2 Sistema de extinción de incendios .
 - IX.3.3 Sistema de extracción de humos .
 - IX.3.4 Alumbrado de emergencia .
 - IX.3.5 Señalización .
- IX.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .

IX.1. - INTRODUCCION .

A medida que se han presentado incendios importantes en los sistemas de transporte (metro , carreteras) que han tenido lugar en túneles , las autoridades en todos los países del mundo están analizando y mejorando su capacidad para hacer frente a dichos incendios. De hecho , la prevención y lucha contra incendios en los túneles tiene características tan particulares que la NFPA (NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION) está tratando que se llegue a el uso de sus normas para el proyecto de manera que se cumplan las condiciones mínimas de seguridad .

IX.2. - INCENDIOS EN TUNELES CARRETEROS .

Para el caso particular de los túneles carreteros la posibilidad de que se llegue a presentar un incendio se reducen prácticamente al caso de una colisión entre vehículos . (Aunque de hecho pudieran tener lugar debido a un corto circuito en el alumbrado, acumulación de basura , aceite , etc) . Cada vehículo almacena combustible que puede inflamarse fácilmente durante un choque por lo que un incendio de este tipo puede propagarse rápidamente y reavivarse cada vez que es alcanzado un nuevo vehículo. El caso más desfavorable sería que el fuego se propagara a vehículos con productos químicos que fueran inflamables como sucedió en 1979 en el túnel NITONZAKA de 2043 m y 4 carriles comunicando a las ciudades de Tokio y Nagoya en Japón en donde el incendio alcanzó a 160 vehículos y duro 2 días en ser controlado .

Por esto, es conveniente adoptar medidas de seguridad especiales cuando se trata de proteger túneles carreteros largos en donde el auxilio debe venir de la población más cercana y normalmente cuando el incendio ya ha alcanzado grandes proporciones .

IX. 3. - MEDIDAS DE SEGURIDAD NECESARIAS .

IX. 3.1. Sistema de detección de incendios .

Es muy importante tratar de extinguir el fuego cuando se inicia pues en tomas es más fácil controlarlo y para lograr esto es necesario que se detecte en forma inmediata un incendio. Un sistema de detección contra incendio consiste de varias partes .

- a) Detectores de incendio .
- b) Aparatos de señalización y alarma .
- c) Tableros de control
- d) Aparatos auxiliares .
- e) Fuentes de corriente .

Los detectores pueden ser de diferentes tipos, pero los usados para el caso de los túneles podrían reducirse al del tipo de detectores de flama y al tipo de detectores de temperatura . Dentro de los primeros existen los llamados detectores de rayos infrarrojos , los cuales se utilizan en zonas en donde puedan existir flamazos o explosiones y que por lo tanto requieran estar protegidos contra éstas y enfocados directamente al campo que se desea proteger .

Por otra parte , los detectores de temperatura son aquellos que responden cuando la temperatura del aire ha llegado a tal punto que afecta al detector. Aún cuando la sensibilidad de estos detectores es baja y por consiguiente su acción lenta , en cambio son más seguros y confiables . Evitan falsas alarmas y no les causa problemas el polvo y los gases .

La selección de las alarmas de incendio deberá hacerse de tal manera que no se pueda confundir su operación con otra señal cualquiera . Además deberá ser escuchado con claridad en todas las áreas . Estas alarmas auditivas pueden incluir además señales luminosas .

La señal procedente de los detectores se centraliza en un tablero de control en donde se indica en que zona se localiza el incendio y este a su vez enviará señales para accionar diversos aparatos auxiliares como podría ser los sistemas de extinción , el sistema de extracción de humos , notificar al departamento de bomberos , etc.

Tanto los detectores como los tableros y aparatos auxiliares pueden ser operados con corriente alterna ó con corriente continua. Normalmente la fuente de poder esta equipada con una batería recargable que se mantiene con carga constante y que , al fallar la corriente alterna , entra automáticamente .

IX.3.2 Sistemas de extinción .

Los sistemas usuales para la extinción en este tipo de túneles - son de dos tipos ; A base de tuberías secas con ó sin mangueras que van desde el exterior al interior del túnel, ó mediante el empleo de sistemas de rociadores .

Para el primer caso las preparaciones están ubicadas a intervalos de 45 a 60 m y representa el sistema más sencillo. Las tuberías pueden estar permanentemente cargadas con las mangueras listas - a utilizar o puede ser una línea seca a la que puedan inyectar - agua en un momento dado los bomberos . (ver figura No. 1) .

Este sistema requiere necesariamente para operarlo de la inter-vención humana ya sea por parte de las personas (conductores) que en un momento dado se encuentren en el lugar ó de personal - de vigilancia ó bomberos .

El sistema de rociadores consiste de un sistema integrado de tuberías en las cuales se adaptan unos dispositivos (rociadores) que al recibir el impacto del agua convierte a esta en rocío , lo que permite descargar el agua cubriendo una área incendiada .

La presión que se le requiere proporcionar el agua puede provenir de un equipo de bombeo , de un tanque sistema ó de la línea principal de distribución de agua con tal de que se tenga la presión suficiente. Existen diferentes tipos de sistemas de rociadores -- (tubo lleno, tubo seco, pre-acción , etc) . Dado que en nuestro país las condiciones climatológicas permiten que no se congele el agua en las tuberías el sistema más apropiado sería el de tubo - lleno es decir de tubería permanentemente cargada , en donde al abrirse cualquier rociador (es) el agua fluye automáticamente. Asimismo la configuración propia del túnel hace que en algunas zonas los rociadores sean del tipo de " pared " , " verticales " etc .

El área que protege cada rociador es del orden de 15 a 25 m² -- por cada uno , la idea fundamental es localizar y espaciar los rociadores de tal forma que no haya un lugar sin protección . Es necesario que se ataque el fuego localmente y que se evite su -- propagación . Dado que pueden estar funcionando varios rociadores simultáneamente es necesario que se tenga la cantidad de almacenamiento de agua para operar el sistema un tiempo igual al que tardará el auxilio externo .

IX.3.3 Sistema de extracción de humos .

El sistema de ventilación del túnel puede ser un gran auxiliar en la evacuación de humos en caso de un incendio, pero también mal operado puede ser causa de la propagación del mismo y al mismo tiempo impedir la evacuación de las personas . Es muy importante que no se opere el sistema de extracción de humos mientras no se tenga perfectamente localizado el incendio .

IX.3.4 Alumbrado de emergencia .

Las labores de extinción y evacuación de personas en caso de un incendio , requieren de iluminación mínima a lo largo del túnel, por lo que es necesario que se cuente con un sistema de alumbrado de emergencia, pudiendo ser del tipo autónomo o por medio de una planta de luz. Todos los cables eléctricos que se utilicen - deberán ser a prueba de fuego ó deberán estar ahogados en el concreto .

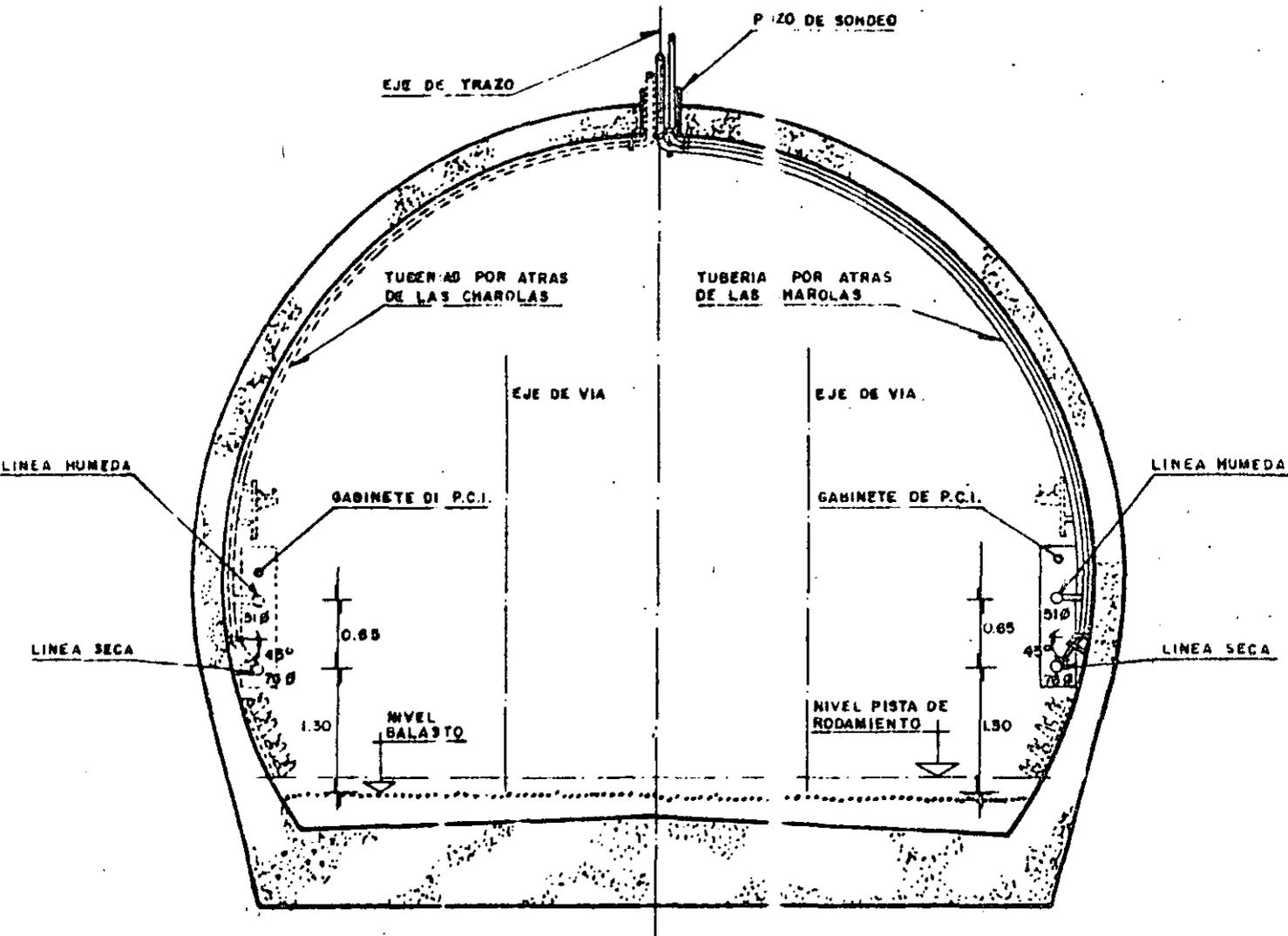
IX.3.5 Señalización .

Ante la presencia de humo en el túnel es conveniente que se cuente con placas de localización de alta visibilidad a cada 10 ó 20 metros alternadas que indiquen claramente la distancia a la salida más próxima y la ubicación de mangueras y equipo auxiliar .

IX.4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .

- 1.- El sistema de protección contra incendio para túneles carreteros se puede diseñar tan sofisticado como se desee , todo depende de la importancia y magnitud del túnel que se trate .
- 2.- La longitud del túnel puede determinar si es recomendable ó no - del empleo de mangueras , rociadores , etc .
- 3.- Es necesario que el cuerpo de bomberos de la localidad este preparado para el combate de incendios en túneles y las dificultades que este implica .

- 4.- Es importante contar con un sistema de comunicación del exterior al interior del túnel de manera que se optimicen la evacuación y extinción .
- 5.- De ser posible se debe dotar de salida (s) de emergencia , andadores , etc. que permitan una evacuación segura .
- 6.- Las instalaciones eléctricas , hidráulicas , de detección , etc deben estar protegidas contra los daños mecánicos ocasionados por los posibles choques ó en lugares en donde el riesgo de daño se disminuya .



SISTEMA DE PROTECCION CONTRA INCENDIO EN TUNEL

ESCALA 3/16

- 1.- " VENTILACION Y GENERACION DEL CALOR EN METRO

V. YA ISODIKOV

Editorial 334 Niedra , Moscu , 1968

- 2.- " LAS CARRETERAS MODERNAS "

E. NEUMANN.

Editorial Labor , S.A.

Barcelona - Madrid , 1955

- 3.- " FERROCARRILES "

Francisco M. Tognó .

Representaciones y servicios de ingeniería,S.A.

México, 1982 .

- 4.- " REVISION AL SISTEMA DE VENTILACION DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO Y RECOMENDACIONES PARA SU MEJORA EN LAS NUEVAS LINEAS

Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano.
Coordinación Electromecánica , 1980 .

- 5.- " APUNTES TECNICOS PARA LA VENTILACION EN TUNELES "

Flakt de México, S.A.

- 6.- " MEMORIA TECNICA DE LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL "

Túnel, S.A. de C.V.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

SUPERVISION

ING. FERNANDO AREAN CARRILLO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO
JUNIO 1985.

SUPERVISION

INTRODUCCION:

El enfoque actual en el diseño y construcción de túneles consiste en obligar a que el terreno colabore en su propia estabilidad, aprovechando sus propiedades mecánicas iniciales, para minimizar la zona de aflojamiento, que no aporta más que su propio peso. En este sentido el subsuelo (suelos blandos, firmes o roca) viene a ser otro material de construcción, en unión con los utilizados en los sistemas de ademe y revestimiento definitivo.

Sin embargo a diferencia de los materiales tradicionales de construcción, la caracterización de los materiales térreos es prácticamente imposible de plasmar en términos cuantitativos, existiendo inclusive problemas para su caracterización cualitativa.

Esto obedece no solo a la gran heterogeneidad, anisotropía, estado original de esfuerzos, etc..., del subsuelo, sino también al hecho de que al excavar el túnel se alteran sus propiedades, de por sí de gran variabilidad; además, estas propiedades dependen del proceso de excavación, de manera que un "mismo" suelo reacciona de distinta forma para diferentes procedimientos constructivos. El túnel es por lo tanto, el caso más patente del sistema de interacción suelo -- estructura: subsuelo - ademe provisional - ademe definitivo. A ello obedece que la construcción de un túnel tenga tanto de arte (artesanía) como de ciencia; pero debe haber el equilibrio necesario entre cierta intuición y experiencia y las herramientas tecnológicas disponibles.

Anteriormente los procedimientos de construcción tradicionales permitían deformaciones excesivas del terreno, que se traducían en su aflojamiento y en incremento de asentamiento y carga sobre ademes. Las técnicas modernas de excavación se basan en permitir que el suelo se leforme únicamente lo suficiente, para que desarrolle su resistencia, restituyendo entonces -- su confinamiento a la mayor brevedad, para que no se incrementen las cargas de aflojamiento debido a deformaciones excesivas. El concepto en sí no es nuevo

sificación de Terzaghi y la del S.U.C.S., mencionando los tiempos de autosoporte para franjas de ataque de 30 cm de ancho, Tabla 4, según que el material se encuentre arriba o abajo del nivel freático.

Existen clasificaciones generales de roca, basadas en su origen geológico y en la resistencia a compresión simple de especímenes "intactos", Tabla 5. En 1966 Deere propone considerar además el módulo de elasticidad secante obtenido para una deformación correspondiente al 50% del esfuerzo de ruptura de los mismos especímenes. Figura 2. La designación o índice de calidad de roca (R.Q.-D.) de la Tabla 6, sopesa la separación entre discontinuidades (planos de falla, grietas, zonas débiles, etc...) de la roca; el porcentaje se obtiene sumando las longitudes de todas las muestras que tengan más de 10 cm de longitud recuperadas de sondeos de rotación de 5 cm de diámetro, dividiendo el resultado entre la longitud total de la roca perforada.

Terzaghi también propuso para roca, un sistema de clasificación especialmente aplicable a la excavación de túneles, Tabla 7. Posteriormente Lauffer la utilizó, haciendo intervenir los tiempos de autosoporte de diferentes rocas, Figura 3.

En 1973, Bieniawski estableció una clasificación de rocas designada con las siglas CSIR (Scientific and Industrial Research), que además de las características indicadas anteriormente, toma en consideración el estado de intemperismo, el espaciamiento, rumbo y echado de las juntas, su continuidad y separación, así como el efecto del agua, dando peso relativo a cada uno de estos parámetros. Es un sistema de calificación al que puede acudirse con fines de diseño, véase Tablas 8, 9 y 10.

En la Tabla 11, se presenta un ejemplo para calificar un maciso rocoso con este criterio.

En nuestro medio es muy común utilizar la siguiente nomenclatura del subsuelo para efecto de tuneleo: suelo blando, suelo firme y roca. Esto obedece a que tal como se mencionó en la introducción, existe una transición entre suelos y rocas, que suele quedar cubierta por los suelos firmes. En general, se trata de suelos granulares con cierta cohesión: arenas arcillosas y finos cohesivos y tener frecuentemente intercalados mantos o "bolsas" de grava y arenas con cohesión prácticamente nula, por lo que es muy difícil su caracterización. Por otra parte su "firmeza" puede ser relativa ya que sus propiedades mecánicas dependen de la cohesión, y cabe la posibilidad de que fallen con deformaciones unitarias muy bajas, es decir, frágilmente.

En la zona metropolitana de la Ciudad de México, los suelos firmes o aparentemente firmes son producto de la acumulación de piroclásticas o de su arrastre y redeposición, así como la de depósitos aluviales, fluviales y lacustres sometidos a procesos de compresión, consolidación o cementación, que son los que han impartido sus características de alta compacidad y consistencia (L. Vieitez).

rígido (caso a, en la Figura) ni perfectamente flexible (caso b).

En la práctica se sigue un procedimiento de diseño semiempírico, parecido al propuesto por Deere en 1969, para túneles circulares, véase la Figura 8. En ella, el punto A corresponde a la carga radial para una deformación nula, la que decrece a medida que se deforma la cavidad, movilizándose entonces los esfuerzos cortantes en el terreno circundante, con lo que la presión promedio del suelo, p , disminuye según la curva A I. Al acercarse el túnel a una sección determinada se van presentando desplazamientos radiales y también en el frente de excavación, de tal forma que al alcanzar esa sección, ya existe una deformación del suelo, la que a su vez hace que decrezca el empuje, punto B. Si el ademe se colocara hasta esa sección excavada, tendría que soportar la carga indicada en B; ya que no es factible colocar el ademe en esa posición, ocurriría otro incremento de deformación con motivo del tiempo transcurrido para colocarlo; la presión entonces será la de punto C. Debido a su compresibilidad o al tiempo que transcurre hasta que el ademe tenga suficiente resistencia (ejemplo del concreto lanzado), todavía habrá un desplazamiento adicional, de forma tal que la carga soportada corresponderá al punto C'. La curva AD, ha sido llamada la de "demanda" de ademe, la curva Ca'-C', la "oferta" de ademe. En la figura también se aprecia que el ademe tiene mas capacidad de carga que la requerida en la etapa de construcción, sin embargo hay que tener presente, especialmente en arcillas, el efecto reológico de incremento de carga con el tiempo, que se muestra en el lado derecho del dibujo.

DISTRIBUCION DE PRESIONES EN TUNELES EXCAVADOS EN ROCA.

A diferencia de los suelos en que la transmisión de presión en la cavidad, es debida principalmente al desarrollo de fuerza cortante al movilizarse la masa, con predominio de presiones verticales sobre los laterales, en las rocas sanas los esfuerzos primarios son de carácter hidrostático. Sin embargo, las discontinuidades de todo tipo que se presentan (fisuraciones, fallas, alteraciones por intemperismo, etc...), hacen que ésto no sea válido, excepto para grandes profundidades. Asimismo los plegamientos activos desarrollan esfuerzos tectónicas cuya distribución es muy errática.

Al excavar una cavidad en la roca pueden ocurrir las siguientes presiones actuando por separado o simultáneamente, que tiene que soportar el ademe temporal: aflojamiento, aplastamiento, expansión.

La presión de aflojamiento se genera en la clave del túnel y dá lugar a un desprendimiento del maciso rocoso, del cual solamente una porción actúa como peso propio, por el fenómeno de arqueo.

La presión de aplastamiento (elasto-plástica), llamada también presión "genuina" de montaña, es aquella que se desarrolla cuando el esfuerzo tangencial en la pared del túnel es menor que la resistencia a compresión de la roca "in situ". Aparece en este caso una zona de plastificación, que puede moverse hacia el interior del túnel.

La presión de expansión es motivada por la presencia de ciertos minerales como la montmorilonita, ileta y caolin que tienden a incrementar el volumen de la roca con la humedad, desplazándose hacia la cavidad; si se coloca el ademe antes de permitir esta expansión, provocará una carga adicional.

Las tres presiones no son aditivas ya que hay interacción entre aplastamiento y expansión, por lo que suele considerarse solamente la mayor de ellas, además de la presión de aflojamiento.

El ademe de los túneles en roca depende de los siguientes factores: características geométricas de las discontinuidades del macizo rocoso, tiempo de "puenteo", espesor de la zona de aflojamiento o fractura. Durante la acción de puenteo ocurre un aflojamiento progresivo de la roca en el perímetro de la cavidad, aumentando la presión a medida que transcurre el tiempo, de manera que el ademe debe colocarse lo más próximo posible al frente de excavación. Aunque existen algunos intentos para evaluar el tiempo de puenteo, como el mencionado previamente en la Figura 3, no hay ningún sustituto para la experiencia en este caso.

El método de excavación determinará el espesor del perímetro de aflojamiento; varía de 0.60 m en roca sana, hasta más de 3.00 m en roca de poca calidad, cuando se utiliza barrenación y voladuras, aunque se ha avanzado bastante en este campo, para reducirlo.

En el caso de máquinas excavadoras con contador integrado, es de esperarse una disminución substancial de la carga sobre el ademe, ya que producen poca alteración en el contorno. En la Figura 9 se han dibujado, en forma esquemática, las diferentes zonas de aflojamiento para un frente excavado en etapas progresivas, con el método convencional.

EFFECTOS DEL AGUA EN LA EXCAVACION DE TUNELES.

El flujo del agua hacia la excavación es el peor enemigo del tunelero.

Puede encontrarse en la superficie ya sea natural o artificialmente (túneles - subacuáticos), o bajo el nivel freático en la zona de saturación de suelos, - también se manifiesta como corrientes subterráneas o atrapada en acuíferos con finados. Arriba del nivel freático su presencia es posible por acción capilar y adsorción.

Aparte de los problemas obvios de inundación de túneles y manejo de grandes - gastos en su interior, así como el incremento de presión a que da lugar en el revestimiento provisional y en el definitivo, el agua modifica las propiedades elásticas y resistencia de los suelos. Los suelos arenosos con poca cementación tienden a fallar frágilmente, lo mismo que las gravas, ante la presión y movimiento del agua. Los limos tienen una cohesión muy sensitiva al contenido de agua, en forma tal que aún con pequeñas variaciones de humedad pasan rápidamente de estado plástico al fluído. Las arcillas aunque son poco permeables, permiten si están fisuradas, escurrimientos que aumentan el tamaño de - las fisuras, haciendo que disminuya su resistencia.

En las rocas, sus propiedades mecánicas no se ven afectadas, pero el paso del agua por los contactos, fisuras y otras discontinuidades, produce en ocasiones (túneles de montaña) descargas a gran presión y altas temperaturas, que arrastran los finos de los estratos cementados mas débilmente. Asimismo en combinación con ciertos minerales, produce expansiones considerables.

La determinación del nivel freático es uno de los puntos que necesita mayor - atención por parte de los responsables de hacer sondeos; no es sencillo, ya - que la ejecución de la perforación da lugar a que se extraiga o añada agua, requiriéndose un cierto tiempo para que se restablezca el equilibrio del nivel - real. Por otra parte el nivel freático no es único, especialmente en suelos aluviales, donde suelen encontrarse mantos colgados.

Los métodos mas comunes para controlar el agua freática ya han sido tratados - en exposiciones anteriores: abatimiento por bombeo exterior o interior, estabilización del suelo con inyección, cámara plena a presión.

En la Figura 10 se exponen las posibilidades de abatimiento por medio de bombeo y uso de aire comprimido, según las características granulométricas de los suelos; por la heterogeneidad de los suelos, es indispensable efectuar pruebas previas de bombeo en campo, para poder diseñar un sistema de pozos de abatimiento.

En la Figura 11, se representa esquemáticamente el problema que puede ocurrir en el balanceo de presiones de agua y aire en un túnel, al aumentar su diámetro.

En túneles de gran longitud las aportaciones de agua, a veces en forma inesperada, dan lugar a grandes gastos, siendo complejo su manejo, ya que la capacidad de los drenes, cárcamos y equipos de bombeo tiene que aumentarse, a medida que avanza el frente.

SISTEMA DE ADEME PRIMARIO.

Los ademes primarios consisten en: marcos de acero y retaque de madera, concreto lanzado simple, armado o en combinación con marcos y anclas, dovelas metálicas o de concreto; en cierto sentido la contra presión de aire u otro fluido en el interior del túnel, también es un ademe primario.

En ocasiones el ademe primario permanece como definitivo; de hecho, ésta es la tendencia actual en el diseño de revestimientos.

Los macizos rocosos sanos suelen excavarse aprovechando el fenómeno de arco, sin necesidad de ademe temporal; es posible que queden sin ningún tipo de revestimiento, o que lo lleven solo para efecto de sello, asegurar una distribución mas uniforme de presiones en el perímetro de la cavidad, o dejar una reserva de resistencia ante la posibilidad de incremento de esfuerzos a largo plazo.

Para suelos arenosos y rocas fracturadas, Terzaghi expuso en 1946 el fenómeno de arco que hace que la carga a soportar sea menos que la correspondiente al peso total del material sobreyacente, Figura 12. En esta forma, el peso se transmite en las cuñas y clave dibujadas en la Figura 13, con una altura H_p , que es menor que D .

Con los datos de la Tabla 12 pueden estimarse las presiones horizontales y -- verticales para diseñar el ademe. En la Tabla 13, se presentan recomendaciones de ademe para roca, cuyo mayor inconveniente es que están basadas exclusivamente en la descripción cualitativa de la misma. Según medidas realizadas mas recientemente sobre las cargas que efectivamente actúan en marcos metálicos colocados en macizos rocosos, los valores propuestos por Terzaghi son conservadores, para los métodos modernos de barrenación y voladura, o bien cuando se utilizan "topos" para excavar. Con la experiencia acumulada, Deere modificó la propuesta de Terzaghi, véase Tabla 14. La Figura 14 muestra una comparación entre ambos criterios; las cargas sugeridas por Deere son 20% -

mas bajas que la de Terzaghi y aún así mayores que las obtenidas en los marcos en campo, en el 90% de éstos casos.

En los últimos 20 años se ha avanzado considerablemente en el uso de anclas, en lugar de marcos, como sistema o parte de un sistema de soporte no solo provisional sino definitivo. Actualmente no solo se diseñan las anclas para un soporte directo de los bloques de roca que, aisladamente, se desprenden de la clave o paredes de un túnel, sino que su aplicación se ha extendido al llamado arco de refuerzo como el que se ilustra en la Figura 15, para un caso teórico. Las anclas suelen ser de 1/2" a 1-1/2" de diámetro y con longitudes de 1.80 a 3 m, salvo para casos especiales.

El conocimiento de su comportamiento real es aún limitado por lo que su diseño es con bases empíricas, acudiendo a experiencias en condiciones similares. También es común hacer pruebas de extracción en el lugar.

Algunas de las recomendaciones para anclas en claves de túneles excavados en roca son: la longitud no debe ser menor a 1/3 del ancho del túnel, el espaciamiento, no mayor a su longitud; conviene instalarlas tan cerca como sea posible del frente y presforzarse para máxima eficiencia.

El concreto lanzado es uno de los sistemas de ademe provisional mas utilizados en nuestro medio, en roca y suelos firmes, es decir, suelos granulares pero con contenidos de finos cohesivos mayores del 10% y desde luego arriba del nivel freático, en tal forma que tienen un tiempo razonable de autosoporte.

Las mezclas de concreto lanzado se diseñan para fraguar en cuestión de horas; para aplicarlas es indispensable que el tiempo de autosoporte del material excavado sea mayor que el necesario para que el concreto alcance su resistencia (del orden de 15 Kg/cm² en 2 horas, hasta 100 Kg/cm² en 24 horas). Con base en experiencia previa se han desarrollado algunas recomendaciones para el refuerzo de túneles con concreto lanzado, con y sin malla y en combinación con anclas o marcos de acero. En la Figura 16 se indican distintos espesores de concreto lanzado, para la clasificación de roca de Lauffer.

En términos generales puede decirse que a la fecha no se ha encontrado un procedimiento analítico para proporcionar el ademe provisional de los túneles; - la mayoría de los casos se basan en consideraciones empíricas que han sido sancionadas por la práctica, aunque se desconoce si son conservadoras o no; - de ahí, la importancia de complementar la información mediante la medición directa de deformaciones y cargas y su evolución con el tiempo, Figura 17.

ESTABILIDAD DE FRENTE EN TUNELES EN SUELOS BLANDOS.

La estabilidad de túneles excavados en arcilla y otro suelo cohesivo está determinada por su resistencia al corte.

En 1967, Broms y Bennermark encontraron que una representación cuantitativa de la factibilidad de excavar el túnel en estos suelos, es el llamado factor de estabilidad.

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

en que:

- P_z = γH
- γ = Peso volumétrico del suelo
- H = Altura al eje del túnel
- P_a = Presión de aire
- S_u = Resistencia al esfuerzo cortante, no drenado.

expresión que no toma en cuenta la velocidad de ataque ni el diámetro del túnel.

Para túneles profundos obtuvo, que su estabilidad puede asegurarse para -- $N_t < 6$, en arcillas normalmente consolidadas. Si la resistencia del suelo es un parámetro fijo, la única manera de disminuir N_t es introduciendo una presión de signo contrario al del empuje, ya sea de aire o de un fluido en todo el frente excavado.

Aparentemente el valor de 6 se considera como el límite superior a partir del cual cabe esperar problemas, según las experiencias de la práctica que se muestran en la Tabla 15.

En todo caso, hay que tener especial cuidado en el tiempo de exposición del frente, una menor velocidad de avance requiere la disminución del factor de estabilidad; esto es debido a que si la presión de poro aumentara con el tiempo, se reduce la resistencia al esfuerzo cortante. Asimismo las arcillas muy sensitivas de alto contenido de agua, que cambian rápidamente su resistencia por efecto de remoldeo, dan lugar a casos especialmente difíciles de controlar.

A medida que el factor de estabilidad es mas alto, se tienen mayores deformaciones alrededor y en el frente de excavación, lo que implica la posibilidad de asentamientos importantes en la superficie y distorsión en el propio túnel.

Por lo expuesto anteriormente algunos especialistas recomiendan trabajar con valores de N_c entre 4 y 5.

ASENTAMIENTOS EN LA SUPERFICIE.

La construcción de túneles en suelos siempre provoca una cierta deformación de la superficie ya que al cambiar las presiones de primarias a secundarias, se producen deformaciones en la masa circundante.

Si los asentamientos a que dan lugar no se controlan pueden ocasionar daños importantes en las estructuras e inclusive instalaciones comprendidas en la zona de influencia. Este es un aspecto muy importante, especialmente en túneles urbanos, que amerita una atención tan considerable como la de estabilidad del túnel.

En la Figura 18, se muestra el efecto del avance de un escudo en las deformaciones verticales registradas a diferentes profundidades, así como el asentamiento superficial medido para diferentes posiciones del frente de excavación, relativas a las estaciones de medición.

Para suelos blandos, Peck propuso la curva de probabilidad normal, como una representación del perfil de asentamiento en superficie, para una sección perpendicular al eje del túnel, aunque por simplicidad podría asimilarse a un triángulo, Figura 19.

En la Figura 20 se consignan los resultados de mediciones realizados en varios túneles construidos, en relación al tipo de suelo y a la profundidad y diámetro de dichos túneles.

Para túneles en arcilla, la Figura 21 muestra el efecto del factor de estabilidad en la magnitud de los asentamientos. La curva de asentamiento queda definida por máx. y el punto de inflexión .

$$\text{máx.} = \frac{2}{5} \frac{V}{i}$$

El valor de $\dot{\epsilon}$ puede obtenerse de la figura 22 para arcillas y arenas, aunque puede observarse que para estos últimos los resultados son menos confiables, de acuerdo a la dispersión de los valores mostrados para deformaciones medidas en campo.

ETAPAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS

D. RESENDIZ, 1981

E T A P A	A C T I V I D A D
1.- Caracterización de las condiciones del subsuelo	1.1 Exploración, muestreo y medición de las condiciones y propiedades del subsuelo. 1.2 Desarrollo de un modelo conceptual con las características y propiedades de los suelos a lo largo del eje del túnel. 1.3 Investigaciones complementarias y mediciones durante la etapa de construcción para afinar el modelo conceptual del subsuelo
2.- Diseño contra colapso.	2.1 Selección de los procedimientos y equipos de construcción. 2.2 Selección de la presión (aire o fluidos) en la cámara de excavación. 2.3 Selección del ademe primario, características y método de colocación del mismo.
Diseño contra de formaciones excesivas del suelo.	Prevención o control de: 3.1 Deformación del frente excavado 3.2 Deformación de la superficie al pasar el escudo. 3.3 Deformación de las paredes del túnel debido al ajuste inicial entre el suelo y el ademe primario. 3.4 Deflexión del revestimiento primario 3.5 Deformaciones debidas al efecto del tiempo, en el suelo y en el revestimiento definitivo.
4.- Construcción	4.1 Implementación de las decisiones de diseño 4.2 Observación del comportamiento del suelo 4.3 Retroalimentación al modelo conceptual del suelo. 4.4 Ajustes al diseño.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUC)

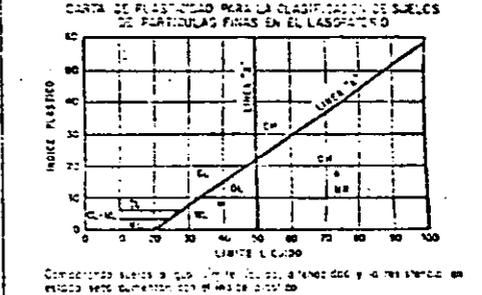
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCESOS Y PUNTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO	SÍMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
<p>AREAS DE TIPO A</p> <p>Se incluyen en esta categoría los suelos que se encuentran en las zonas de inundación y que se caracterizan por tener un contenido de agua que oscila entre 10% y 20%.</p>	<p>GW</p> <p>GP</p> <p>GM</p> <p>GC</p>	<p>Gravas bien graduadas, arenas de grava y arena, con pocas finas o ninguna</p> <p>Gravas mal graduadas, arenas de grava y arena, con pocas finas o ninguna</p> <p>Gravas limosas, arenas de grava, arena y limo</p> <p>Gravas arenosas, arenas de grava, arena y limo</p>	<p>Leer el nombre típico, determinar un porcentaje con base en el tamaño de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200), y describir los límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en los tambores de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Para los suelos limosos, exprese información sobre el contenido de arcillas, proporción de arcillas y límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en el tambo de 75 micras (No. 200).</p>	<p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p>
<p>AREAS DE TIPO B</p> <p>Se incluyen en esta categoría los suelos que se encuentran en las zonas de inundación y que se caracterizan por tener un contenido de agua que oscila entre 20% y 40%.</p>	<p>SW</p> <p>SH</p> <p>SM</p> <p>SC</p>	<p>Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocas finas o ninguna</p> <p>Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocas finas o ninguna</p> <p>Arenas limosas, arenas de arena y limo</p> <p>Arenas silíceas, arenas de arena y arcilla</p>	<p>Leer el nombre típico, determinar un porcentaje con base en el tamaño de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200), y describir los límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en los tambores de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Para los suelos limosos, exprese información sobre el contenido de arcillas, proporción de arcillas y límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en el tambo de 75 micras (No. 200).</p>	<p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p>
<p>AREAS DE TIPO C</p> <p>Se incluyen en esta categoría los suelos que se encuentran en las zonas de inundación y que se caracterizan por tener un contenido de agua que oscila entre 40% y 60%.</p>	<p>OH</p> <p>CH</p>	<p>Arenas limosas, arenas de arena y limo</p> <p>Arenas limosas, arenas de arena y limo</p>	<p>Leer el nombre típico, determinar un porcentaje con base en el tamaño de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200), y describir los límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en los tambores de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Para los suelos limosos, exprese información sobre el contenido de arcillas, proporción de arcillas y límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en el tambo de 75 micras (No. 200).</p>	<p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p> <p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p>
<p>AREAS DE TIPO D</p> <p>Se incluyen en esta categoría los suelos que se encuentran en las zonas de inundación y que se caracterizan por tener un contenido de agua que oscila entre 60% y 80%.</p>	<p>PT</p>	<p>Gravas y arenas mal graduadas</p>	<p>Leer el nombre típico, determinar un porcentaje con base en el tamaño de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200), y describir los límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en los tambores de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p>	<p>Definición de límites de los tamaños de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).</p>

Determinar un porcentaje de arena y arena de grava y arena, con pocas finas o ninguna, con base en el tamaño de las partículas que pasan por el tambo de 75 micras (No. 200), y describir los límites de los tamaños de las partículas que quedan retenidas en los tambores de 75 micras (No. 200) y 4.75 mm (No. 10).

EGUIVALENCIA DE SIMBOLOS

G-Grava M-Limo O-Suaves orgánicas L-Bon grado U-Expansivos
 A-Arena C-Arcilla P-Plástico P-Mal grado mal graduado



Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de California, Berkeley, California, U.S.A. y fue adoptado por el Comité de Suelos de la Asociación de Ingenieros Civiles de los Estados Unidos, Inc. (ASCE).

CLASIFICACION DE SUELOS EN TUNELEO TERZAGHI

NA	CLASIFICACION	COMPORTAMIENTO AL EXCAVAR EL TUNEL	TIPOS REPRESENTATIVOS DE SUELO
1	Duro	La excavación del frente puede avanzar sin soportar la clave.	Arcillas calcáreas muy duras. Grava y arena cementadas.
2	Firme	La excavación del frente puede avanzar sin soportar la clave y el revestimiento definitivo puede construirse antes de que el suelo empiece a desplazarse	Loess encima del nivel freático, arcillas calcáreas con baja plasticidad.
3	Graneo lento.	Se desprenden pequeñas porciones de la clave y de las paredes al cabo de cierto tiempo de haberse expuesto el suelo.	Quando se tienen suelos residuales o arena empacadas con poca arcilla debajo del nivel freático se acelera el desprendimiento. Encima del nivel es lento o firme.
4	Graneo rápido.	El proceso empieza a los pocos minutos de exposición	
5	Extrusivo	El suelo avanza lentamente en el túnel sin fracturarse y sin aumento perceptible de contenido de agua en el suelo circundante aunque no se note en el túnel la superficie sufre asentamientos.	Arcilla blanda y semiblanda.
6	Expansivo	Como el suelo anterior se mueve lentamente dentro del túnel pero se debe a un incremento de volumen en el suelo que rodea al túnel.	Arcillas altamente preconsolidadas con índices de plasticidad en exceso de 30.
7	Deslizante	Al quitarse apoyo lateral de cualquier superficie con ángulo mayor de 34° respecto a la horizontal se presenta un corrimiento, con el que el material fluye como azúcar granulada hasta que la pendiente se estabiliza en aproximadamente 34°. Si el deslizamiento está precedido por un breve período de desprendimiento, el suelo se llama deslizante cohesivo	El deslizamiento ocurre en arenas limpias, medias o gruesas encima del nivel freático.
3	Deslizante cohesivo		El deslizamiento cohesivo tiene lugar en arenas limpias, finas y húmedas.
9	Extrusivo blando	El suelo avanza rápidamente en el túnel con un flujo plástico.	Arcillas y limos con altos índices de plasticidad.
10	Fluido.	El suelo fluye moviéndose como un líquido viscoso puede invadir el túnel no solo por la clave y paredes sino también por el piso. Si no se para el flujo, continuará hasta llenar completamente el túnel.	Cualquier suelo debajo del nivel freático que tenga un tamaño efectivo de grano en exceso de aproximadamente 5 micras.
11	Conglomerados.	Se tiene problemas para avanzar con escudo y para apuntalar; posiblemente sea necesario dinamitar o atacar a mano enfrente de la máquina.	Relleno de boleas, rip-rap, algunos depósitos por deslizamientos de tierra, algunos suelos residuales. La matriz de los boleas puede ser grava, arena limosa, arcilla o una combinación de las mismas.

22

FIRME	DESPRENDIMIENTO LENTO	DESPRENDIMIENTO RAPIDO	DESLIZAMIENTO COHESIVO	DESLIZANTE	ARIBA DEL NIVEL FREATICO SECO
<p>LOESS</p>	<p>ARENA Y GRAVA ARENOSA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC-GC</p> <p>ARENA FINA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC</p> <p>ARENOSOS</p> <p>LIMO INORGANICO ML</p>	<p>ARENA LIMOSA, U > 6 SM</p>	<p>ARENA LIMOSA FINA, U < 3 SM</p>	<p>ARENA Y GRAVA SW, SP GW, GP</p>	
<p>TIEMPO APROXIMADO DE PUENTEADO POR CADA 30 CM. DE AVANCE</p>					
	30 Segs	100 min.	10 min.	30 min.	ABAJO DEL NIVEL FREATICO
FIRME	DESPRENDIMIENTO LENTO	DESPRENDIMIENTO RAPIDO	DESLIZAMIENTO COHESIVO	FLUYENDO.	
	<p>DENSA</p>	<p>ARENA Y GRAVA ARENOSA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC-GC</p> <p>ARENA FINA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC</p> <p>SUELOS RESIDUALES, ROCA ALTAMENTE INTemperizada</p>	<p>ARENA LIMOSA, U > 6 SM</p>	<p>SUELTA</p> <p>ARENA LIMOSA FINA U < 3, LIMO ARENA, GRAVA SM, SW, SP, GW, GP</p>	

TABLA 1.2. Clasificación de rocas (características y propiedades)

TIPO DE ROCA	ROCA	COMPOSICIÓN	TEXTURA	ESTRUCTURA	COLORES	DENSIDAD (g/cm ³)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (MPa)	RESISTENCIA COMPRESIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm ²)	RESISTENCIA COMPRESIÓN (MPa)	INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA
INTRUSIVAS	Granito	1,2,4	(1) SiO ₂ (cuarczo)	Afanítica a porfirítica	A veces foliada	Clara	2.4-2.6	4-6	1500-3000	150-300			Las rocas intrusivas son más homogéneas y más porfiríticas que las extrusivas. Pueden ser graníticas, diabásicas, andesíticas, basálticas. Su composición es variable y depende del tipo de magma que las originó. La textura puede ser granular, arcuosa o fibrosa. Pueden ser estratificadas o no estratificadas.
	Diabasa	1,3,5	(2) KAlSi ₃ O ₈ (ortoclasa)	Afanítica a porfirítica	Derrames lávicos	Clara	2.4-2.6	4-6	1500-3000	150-300			
	Andesita	2,5	(3) CaAl ₂ Si ₂ O ₈ (anortita), Ca ₂ (Al ₂ Si ₂ O ₇) ₂ (plagioclasas)	Afanítica a porfirítica	Derrames lávicos	Clara	2.2-2.3	10-15					
	Basalto	6,7,3	(4) Silicatos ferro-magnesianos	Afanítica	Derrames lávicos gruesos y cortos vesiculares, andesitoidales o columnares	Grisesca	2.7-2.9	0.1-1.0	1500-3000	100-300	200-600		
PLUTÓNICAS	Granito	1,2,4	(5) Micas (biotita y muscovita)	Fanerítica	Grandes cuerpos intrusivos (volcánicos)	Clara a oscura	2.6-2.9	0.5-1.5	1000-2500	70-250	140-500		Notas: Biotita de textura fanerítica puede tener un desarrollo de cristales de las periferias. La muscovita puede ser granular o fibrosa. Pueden ser estratificadas o no estratificadas.
	Granodiorita	1,3,5	(6) Anfíboles y piroxenas	Fanerítica	Cuerpos intrusivos pequeños	Clara	2.6-2.9	0.5-1.5	1000-2500	70-250	140-500		
	Diorita	2,5	(7) Olivino	Fanerítica	Cuerpos intrusivos gruesos y mantos	Gris a oscura	2.7-3.0	0.1-0.5	1000-3500	160-350	250-600		
	Diabasa	6,7,3		Afanítica & diabásica	Cuerpos intrusivos	Oscura	2.7-3.1	0.1-0.2	1500-3000	150-300			
ELÁSTICAS	Conglomerado	Más del 25% de fragmentos de roca arredondados > 2 mm de diámetro	Clásica. Fragmentos > 2 mm de diámetro	Estratificación gruesa cuerpos lenticulares y relleno de calizas	Variable								
	Arenisca	Cuarzo, feldespato, fragmentos de roca, micas, calcita, minerales arcillosos, minerales pesados, sílice, colorita y colorano	Arenítica. Fragmentos de 1/16 a 2 cm de diámetro	Estratificación cruzada, ondulada, graduada, masiva y laminar	Clara	2.0-2.6	5-25	200-1700	40-250	80-400		Otras rocas de textura arenosa o granular, son las areniscas de tipo arenoso. Que llegan a constituir cuerpos de grandes dimensiones. Existen areniscas graníticas y diabásicas.	
	Litolita	Minerales arcillosos, micas arcillosas, clorita e hidróxidos de hierro	Lutácea. Fragmentos menores a 1/32 mm de diámetro	Estratificación delgada	Clara								
MÉTICAS	Lutita	Minerales arcillosos, micas arcillosas, clorita e hidróxidos de hierro	Lutácea. Fragmentos menores a 1/32 mm de diámetro	Laminación característica, fisil, concreciones bolsitas de limo	Gris a oscura	2.0-2.4	10-30	50-1000	20-100	30-300			
	Caliza	Minerales carbonatados (calcita, dolomita, etc) con trazas de silicatos, feldspatos y minerales arcillosos	Gruesa, masiva, de grano fino, cristalina, porosa o fibrosa	Masiva, estratificada, nodular	Clara a oscura	2.2-2.6	5-20	200-2500	50-250	100-500			
MÉTICAS	Marga	Calcita y minerales arcillosos	Cristalina, de grano fino	Estratificación delgada y laminar	Grisesca								
	Creta	CaCO ₃ (foraminíferos)	Granular cristalina	Estratificada	Blanca								
	Tufa	CaCO ₃ (calcita)	Fanerítica										
	Yeso	CaSO ₄ (calcita)	Cristalina	Capas, estalactitas, gotas, vetas, estalagmitas	Clara								
	Dolomita	Fósiles de calcita	Fragmentada	Arroccifal	Clara								
	Saí	Ca(Mg,Fe)(CO ₃) ₂ Dolomita	Cristalina y sacaroídal	Estratificada, vetas y fósiles irregulares	Clara	2.5-2.6	1-5	300-2500	150-250				
	Yeso	CaSO ₄ · 2H ₂ O	Cristalina	Lenticular, estratificada y en vetas	Blanca								
	Anhidrita	CaSO ₄	Cristalina	Vetas y lentes paralelos o cruzando los estratos	Blanca								
	Caliche	CaCO ₃	Granular	Lenticular, en vetas o estratificadas	Blanca								
	Pedernal	SiO ₂ (cuarczo, ópala y calcedonia)	Microcristalina	Estratificada nodular, bandeada	Clara a grisácea								
MÉTICAS	Fosforita	P ₂ O ₅ (apatita)	Criptocristalina	Estratificada, nodular, o en masas	Clara a oscura	2.5-2.7							
	Carbón	C, H, O, N, S	Criptocristalina	Masiva, estratificada u colúmbica	Oscura								
	Pizarra	Cuarzo, micas, clorita	Foliación perfecta, masiva	Foliado	Gris a oscura	2.6-2.7	0.1-0.6	1500-2000	70-200	150-300			
	Esquistos	Cuarzo, micas, clorita, serfilita y otros	Intermedia entre pizarroso y esquistoso	Foliado	Parda a grisácea								
	Gneiss	Micas, piroxenos, clorita, cuarzo, calcita, feldspatos	Escuistosa	Foliada	Gris a oscura								
	Gneiss	Cuarzo, feldspatos, mica, hornblende, granate	Bandeada (gneissica)	Foliada	Oscura	2.6-3.0	0.5-1.5	500-2000	50-200				
	Hornfels	Micas, granate, piroxenos, cuarzo, feldspatos y carbonatos	Afanítica, hornfelsica	No foliada	Clara a oscura								
	Granulita	Cuarzo, granate, mica, sillimanita	Granoblástica	No foliada	Clara	2.6-2.7	0.1-0.5	1500-3000	100-300	200-600			
	Gneiss y Skarn	Calcita, dolomita, diópsida, y silicatos de calcio y olivino	Granoblástica	No foliada	Clara a oscura	2.6-2.7	0.5-2.0	1000-2500	70-200				

INDICE
R Q D %

CALIDAD DE ROCA

0	-	25	Muy pobre
25	-	50	Pobre
50	-	75	Regular
75	-	90	Bueno
90	-	100	Excelente

25

N O T A : El diámetro del "corazón" debe ser 5 cm.

CLASIFICACION DE ROCA EN TUNELEO, TERZAGHI

TIPO	DESCRIPCION
Intacta.	No contiene juntas ni fisuras capilares. Si rompe lo hace a través de roca sana. Debido al efecto de los explosivos, se desprenden lascas de la clave, horas o días después de la explosión. Pueden también encontrarse rocas intactas en condición de desprendimiento súbito en las paredes o techos.
Estratificada.	Consiste en estratos individuales con poca o nula resistencia a la separación a lo largo de sus contactos. Los estratos pueden estar o no debilitados por juntas transversales. En tales rocas los desprendimientos son muy comunes.
Modestamente juntaada.	Contiene juntas y fisuras capilares pero los bloques entre las juntas están agrupados localmente e internamente acunados por lo que las paredes no requieren soporte lateral. En estas rocas tanto el desprendimiento normal como el "explosivo" son factibles.
En bloque y agrietada.	Consiste en fragmentos químicamente intactos o con poca alteración química, separados completamente entre sí e imperfectamente acunados. Es posible que se requiera apoyo lateral en las paredes.
Fragmentada pero químicamente intacta.	Si la mayoría de los fragmentos son tan pequeños como los granos de arena y no ha tenido lugar ninguna recementación, esta roca al estar bajo el nivel freático se comporta como una arena.
Extrusiva.	Avanza lentamente en el túnel sin un aumento perceptible de volumen. Un prerequisite para ello es que tenga un alto porcentaje de minerales de mica o de arcilla con poca capacidad de expansión.
Expansiva.	Avance en el túnel por expansión. Su capacidad de aumentar volumen parece limitarse a rocas que contengan minerales arcillosos como la montmorilonita.

CLASIFICACION DE RESISTENCIA DE ROCA INTACTA (DEERE Y MILLER)

DESCRIPCION DE RESISTENCIA	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE EN Kg/m^2	EJEMPLO DE ROCA
Muy baja	10 - 250	Tiza, roca salina
Baja	250 - 500	Carbón, esquistos
Media	500 - 1000	Areniscas, pizarras
Alta	1000 - 2000	Mármol, granito, gneiss
Muy alta	> 2000	Quarzita, basalto, dolerita

CLASIFICACION SEGUN LA DISTANCIA ENTRE DISCONTINUIDADES

DESCRIPCION	SEPARACION	GRADUACION DE LA MASA ROCOSA
Muy separada	> 3 m	Sólida
Separada	1 a 3 m	Masiva
Moderadamente cerrada	0.3 a 1 m	Fisurada en bloques
Cerrada	0.05 a 0.30 m	Fracturada
Muy cerrada	< 0.05 m	Triturada

CLASIFICACION GEOMECANICA DE MASAS ROCOSAS CON DISCONTINUIDADES (CSIR)

PARAMETRO	Nº DE CLAVE Y DESCRIPCION	1 MUY BUENA	2 BUENA	3 REGULAR	4 POBRE	5 MUY POBRE
1	Calidad de la roca R O D %	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25
2	Intemperismo	Sin intemperizar	Ligeramente intemperizada	Moderadamente intemperizada	Altamente intemperizada	Completamente intemperizada
3	Resistencia a ₂ compresión simple Kg/cm ²	> 2000	1000 - 2000	500 - 1000	250 - 500	< 250
4	Distancia entre discontinuidades	> 3 m	1 m - 3 m	0.3 - 1 m	0.05 - 0.30 m	< 0.05 m
5	Apertura de la discontinuidad.	< 0.1 mm	< 0.1 mm	0.1mm - 1.00mm	1 mm - 5 mm	> 5 mm
6	Prolongación de la discontinuidad	No prosigue	No prosigue	Prosigue	Prosigue	Prosigue
7	Flujo de agua por cada 10 m de túnel	ninguno —	ninguno —	ligero < 25 lt/min.	moderado 25 - 125 lt/min.	alto > 125 lt/min.
8	Rumbo y echado	muy favorable	favorable	razonable	desfavorable	muy desfavorable

CLASIFICACION INDIVIDUAL DE LOS PARAMETROS (CSIR)
PARA EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

N ^o	PARAMETRO	N U M E R O D E C L A S E				
		1	2	3	4	5
1	Calidad de la roca R Q D	16	14	12	7	3
2	Intemperismo	9	7	5	3	1
3	Resistencia a compresión	10	5	2	1	0
4	Distancia entre discontinuidades	30	25	20	10	5
5	Apertura de la discontinuidad	5	5	4	3	1
6	Prolongación de la discontinuidad	5	5	3	0	0
7	Flujo de agua	10	10	8	5	2
8	Rumbo y echado	15	12	10	5	3

29

CLASIFICACION FINAL PARA LA MASA ROCOSA

NUMERO DE CLASE	1	2	3	4	5
Descripción de clase	muy buena	buena	regular	mala	muy mala
Clasificación final	90 - 100	70 - 90	50 - 70	25 - 50	25

EJEMPLO DE CLASIFICACION GEOMECANICA CON EL SISTEMA CSIR

SE VA A EXCAVAR UN TUNEL EN UNA MASA GRANITICA INTEMPERIZADA, CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

Nº	PARAMETRO	DESCRIPCION	CLASE	CALIFICACION INDIVIDUAL
1	R Q D	70 %	3	12
2	Intemperismo	Moderado	3	5
3	Resistencia	1500 Kg/cm ²	2	5
4	Distancia entre discontinuidad	2 m	2	25
5	Apertura de la discontinuidad	0.5 mm	3	4
6	Prolongacion de la dis continuidad	Prosigue sin canalización	3	3
7	Agua	Moderada	4	5
8	Rumbo y echado	Desfavorable	4	5

Clasificación Final:

64

Se trata de una masa rocosa de clase regular.

30

CARGAS DE DISEÑO PARA TUNELES EN SUELO

TERZAGHI

VALORES DE H_p

MATERIAL	TIEMPO	H_p Mín.	H_p Máx.
Arena densa	Inicial	0.54 (B + H_t)	1.20 (B + H_t)
	Final	0.62 (B + H_t)	1.38 (B + H_t)
Arena suelta	Inicial	0.94 (B + H_t)	1.20 (B + H_t)
	Final	1.08 (B + H_t)	1.38 (B + H_t)

NOTAS: H_p mín. y H_p máx. corresponden respectivamente a un buen o mal trabajo de tuneleo (acuñamiento).

Presión vertical $\gamma \cdot H_p$.

Presión horizontal $0.3 \gamma H_p$.

VALORES DE CARGA DE ROCA H_D PARA ADEMES DE TUNELES
A UNA PROFUNDIDAD MAYOR DE 1.5 ($B + H_t$)

TIPO DE ROCA	H_D , en M	RECOMENDACIONES
Dura e intacta	0	Ademe ligero si existe alguna clase de desprendimiento.
Dura estratificada o coqueada	0 a 0.5B	Ademe ligero.
Masiva fisurada moderadamente.	0 a 0.25B	Ademe ligero. La carga puede variar de un punto a otro.
Fracturada y fisurada moderadamente.	0.25B a 0.35 ($B + H_t$)	No existe carga lateral.
Muy fracturada y fisurada	(0.35 a 1.10) ($B + H_t$)	Ninguna o pequeña carga lateral.
Completamente fragmentada pero intacta químicamente	1.10 ($B + H_t$)	Considerable carga lateral.
Se extruye bajo carga	(1.10 a 2.10) ($B + H_t$) (2.10 a 4.50) ($B + H_t$)	Fuerte carga lateral. Se requieren troqueles.
Expansiva	70 m, independiente del valor de ($B + H_t$)	Se requieren ademes circulares

22

NOTA: Se considera la clase del túnel bajo el nivel freático, de no ser así los valores pueden reducirse en 50%.

TABLA 1

GUIA PARA SELECCION DE MARCOS DE ACERO PARA TUNELES EN ROCA
CON DIAMETRO DE 6 A 12 M.

CALIDAD DE LA ROCA	METODO DE CONSTRUCCION	CARGA EN LOS MARCOS	TIPO DE MARCO	ESPACIAMIENTO
Excelente R Q D 90	Máquina perforadora	(0.0 a 0.2) B	Ligeros	Localmente
Bueno R Q D 90	Barrenación y voladura	(0.0 a 0.3) B	Ligeros	Localmente
Bueno R Q D = 75 a 90	Máquina perforadora	(0.0 a 0.4) B	Ligeros	Localmente 1.50 a 1.80 m
	Barrenación y voladura	(0.3 a 0.6) B	Ligeros	1.50 a 1.80 m
Regular R Q D = 50 a 75	Máquina perforadora	(0.4 a 1.0) B	Ligeros a medianos	1.50 a 1.80 m
	Barrenación y voladura	(0.6 a 1.3) B	Ligeros a medianos	1.20 a 1.50 m
Mala R Q D = 25 a 50	Maquina perforadora	(1.0 a 1.6) B	Mediano, circular	0.90 a 1.20 m
	Barrenación y voladura	(1.3 a 2.0) B	Mediano a pesado circular	0.50 a 1.20 m
* Muy mala R Q D \angle 25	Maquina perforadora	(1.6 a 2.2) B	Mediano a pesado circular	0.60 m
	Barrenación y voladura	(2.0 a 2.8) B	Pesado, circular	0.60 m
Muy mala, rocas extrusivas o expansivas	Ambos métodos	—	Muy pesado, circular	0.60 m

* Excluyendo rocas extrusivas y expansivas.

DATOS DE CAMPO DE LA ESTABILIDAD DE TUNCELES EN
 3.1 ARCILLAS PLASTICAS SATURADAS

BROMS ET AL, 1967
 A. MORENO, 1981

Nº	C A S O	S U E L O	Z	2R	Z/2R	S _u	P _z	P _a	N _t	OBSERVACIONES
1	Londres (Correos)	Arcilla fisurada plástica	16.8	2.1	7.1	35	34	0	1.0	Frente estable. Las paredes permanecieron sin problema por bastante tiempo; problemas locales de desprendimientos por fisuras, etc...
2	Londres (Victoria)	Arcilla fisurada plástica	26.0	4.3	6.1	38	52	0	1.4	" " " " "
3	Ottawa (Colector)	Arcilla sensitiva	18.3	3.0	6.0	18	30	2.0	1.5	Excavado con escudo mecanizado. Las paredes estuvieron sin soportar hasta colocar revestimiento sin problemas
4	México (Colector 4)	Arcilla	10.0	3.1	3.2	4.0	12	0	2.9	Sin problemas
5	México (Túnel 9-8 I.C.)	Arcilla	26.4	6.1	4.3	6.5	35	9	4.0	Sin problemas
6	Amberes (Almacén Gas)	Arcilla fisurada plástica	77	5.4	14.3	38	154	0	4.1	Excavado a mano. La arcilla fisurada formó taludes a 45° en el frente. Las paredes y techos inestables, excepto en claros pequeños.
7	Detroit (Agua)	Arcilla glacial plástica	20.7	4.6	4.5	3.9	39	19	5.1	Excavado a mano. El concreto se colocó diariamente y directamente contra la arcilla. Algo de extrusión.
8	Toronto (Metro)	Arcilla glacial plástica	13	5.2	2.5	3.4	27	6.8	5.7	Estable, con solo 1.20 m de arcilla en clave, el resto arena densa.
9	Chicago (Metro)	Arcilla glacial plástica	11	6.1	1.8	2.1	21	8.3	5.9	Excavado a mano, sección herradura, estable con flujo plástico moderado.
10	México (Colector 5 de Mayo)	Arcilla	13.0	4.1	3.2	2.8	17	0	6.2	Pequeños problemas
11	Osaka (Tren urbano)		15.5	7.0	2.2	2.9	24	4.9	6.6	Excavado con escudo, frente cerrado excepto en 2.3%. El flujo plástico no pudo controlarse a presión de 3.9 Ton/m ² . Desviación hasta de 30 cm.
12	Tokio (Metro Koto)		22.6	7.0	3.2	3.7	27	5.9	7.4	Excavado con escudo, frente cerrado, dificultad de alineamiento, desviación de pendiente hasta de 35 cm.
13	México (Túnel 5-6 I.O.)		24.5	6.1	4.0	1.9	31	0	16.5	Frente cerrado, falla catastrófica.

N O T A S : Z = Profundidad al eje del túnel, m.

2R = Diámetro del túnel, m.

Z/2R = Relación profundidad/diámetro.

S_u = Resistencia media al esfuerzo cortante sin drenar, Ton/m²

P_z = Sobrecarga al eje del túnel, Ton/m²

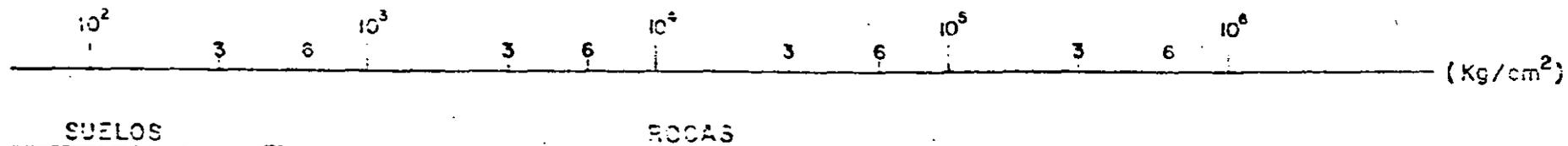
P_a = Presión de aire, Ton/m²

N_t = Factor de estabilidad

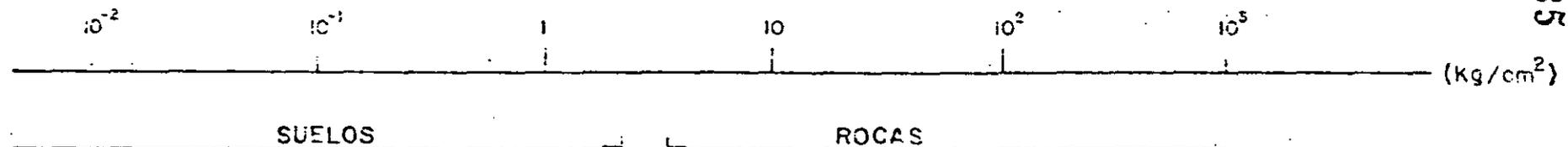
$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

TABLA 15

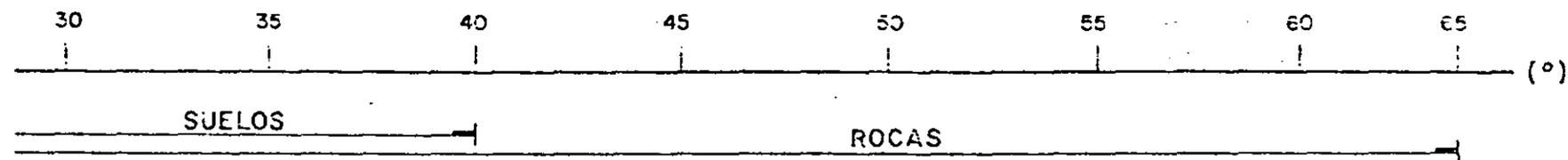
MODULO DE DEFORMABILIDAD



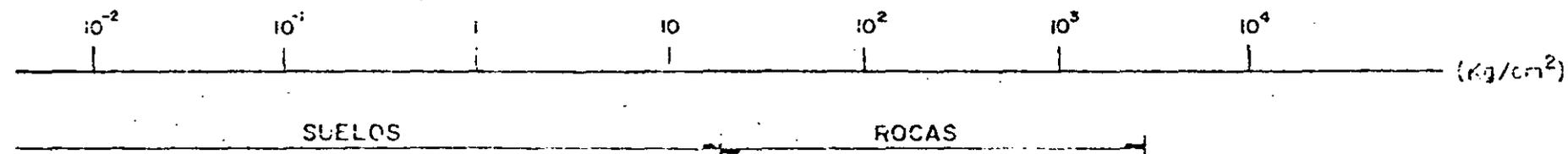
COHESION



ANGULO DE FRICCION



RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE



CLASIFICACION INGENIERIL DE ROCA INTACTA (DEERE Y MILLER)

SEGUN LA RELACION MODULAR E_{t50}/σ_{ult} .

CLAVE	DESCRIPCION	
H	Alta	∇ 500
M	Promedio	200 - 500
L	Baja	∇ 200

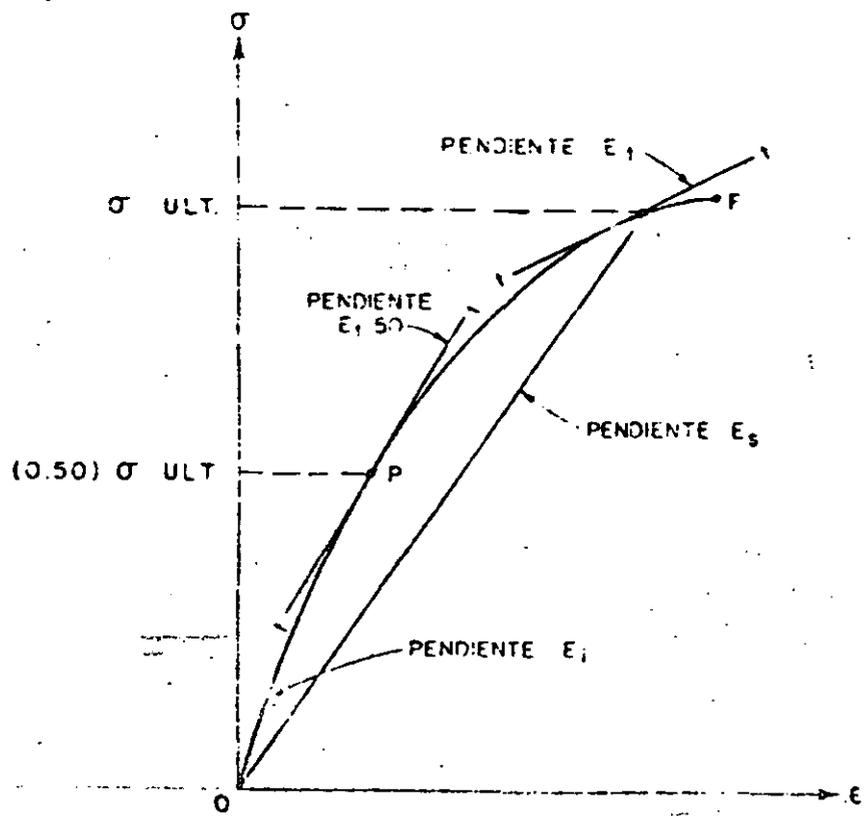
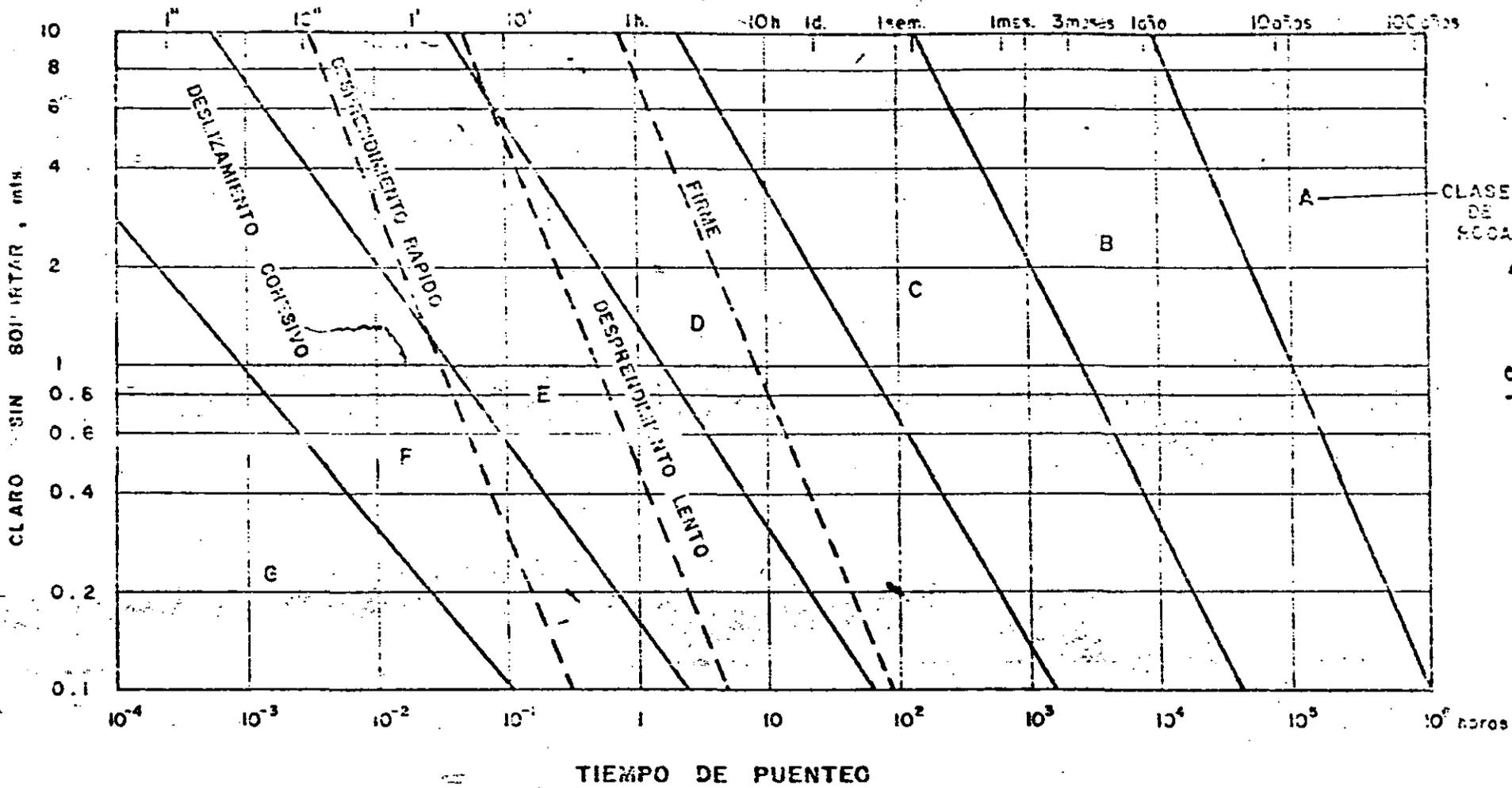


FIGURA 2

TIEMPO DE PUENTE REFERIDO A LA CLASIFICACION DE ROCAS

Y

AL ANCHO NO SOPORTADO DE TUNEL



CLASE DE ROCA

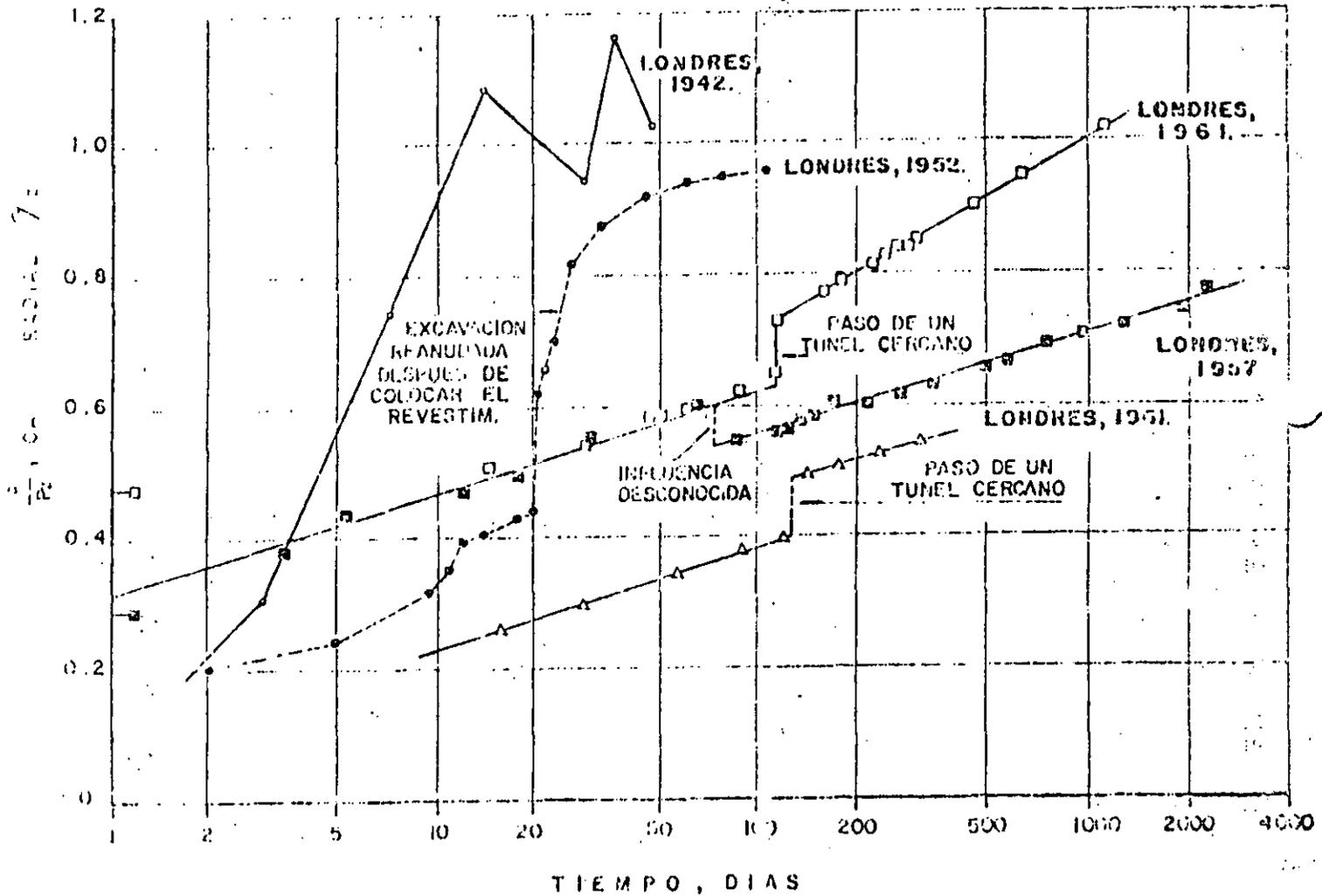
27

—— CLASES DE ROCA A-G, LAUFFER
 - - - - CLASIFICACION DE TERZAGHI

FIGURA 3

VARIACION DE LA CARGA RADIAL EN EL REVESTIMIENTO CON EL TIEMPO (ARCILLA DE LONDRES)

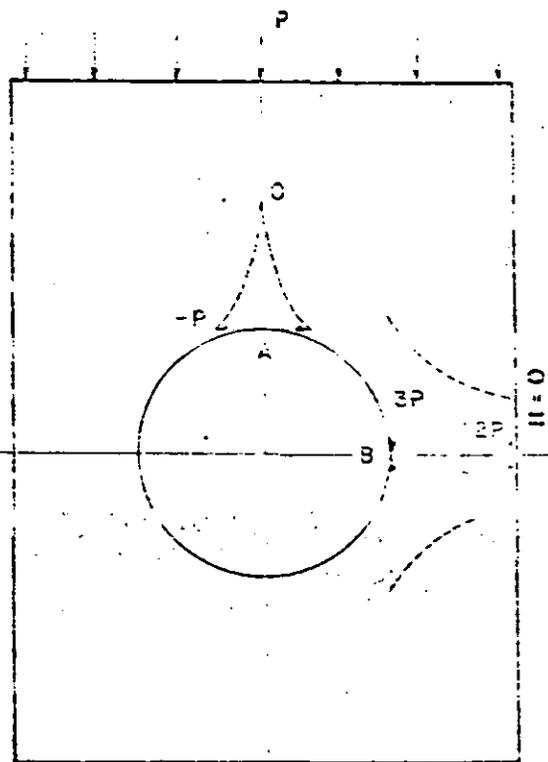
PECK, R.B., 1969



DISTRIBUCION

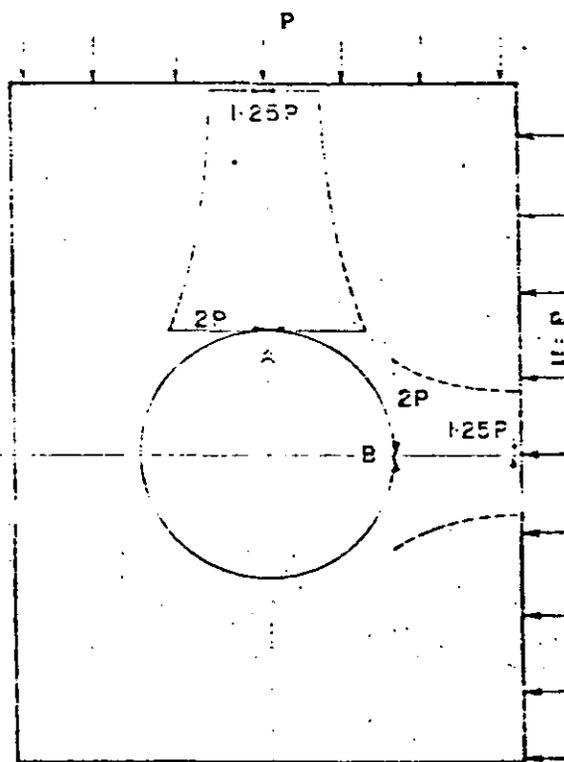
DE

ESFUERZOS



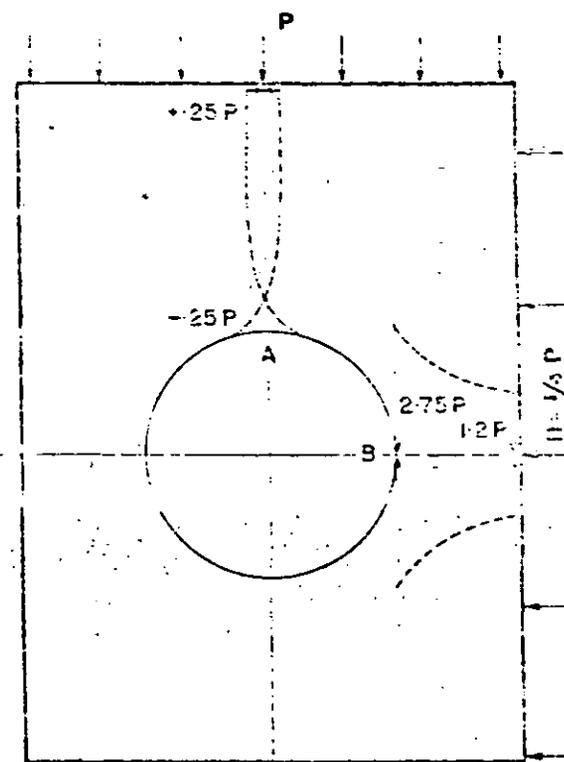
CASO 1

$H=0$



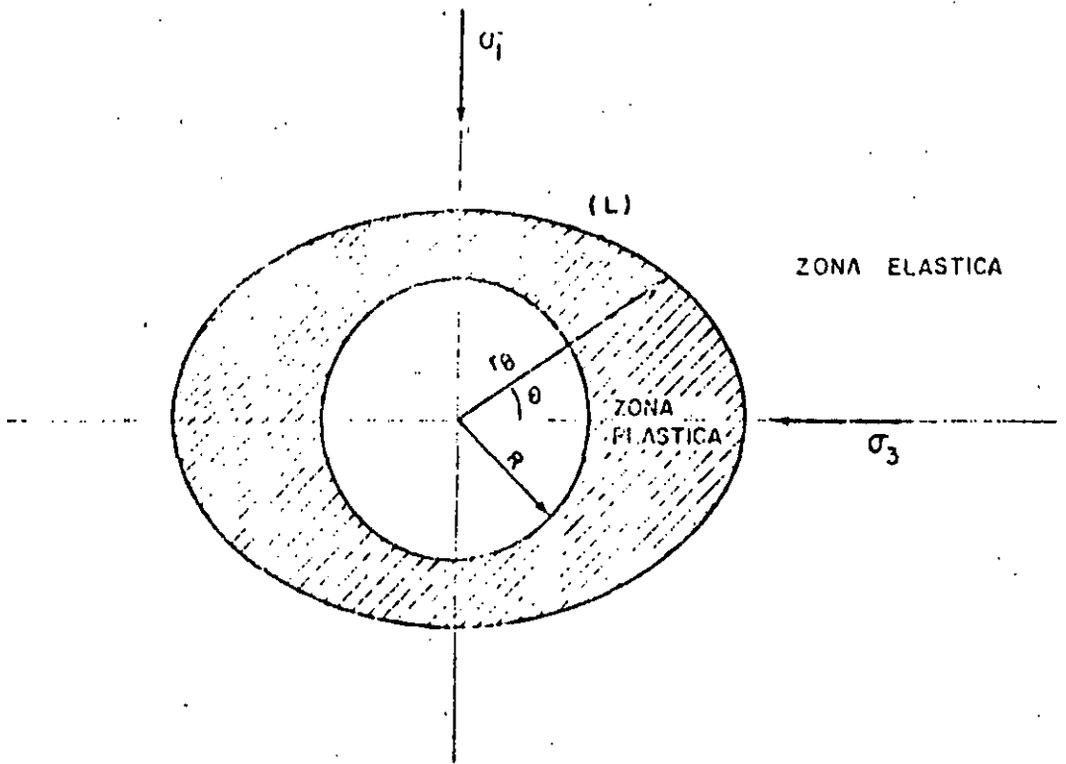
CASO 2

$H=P$

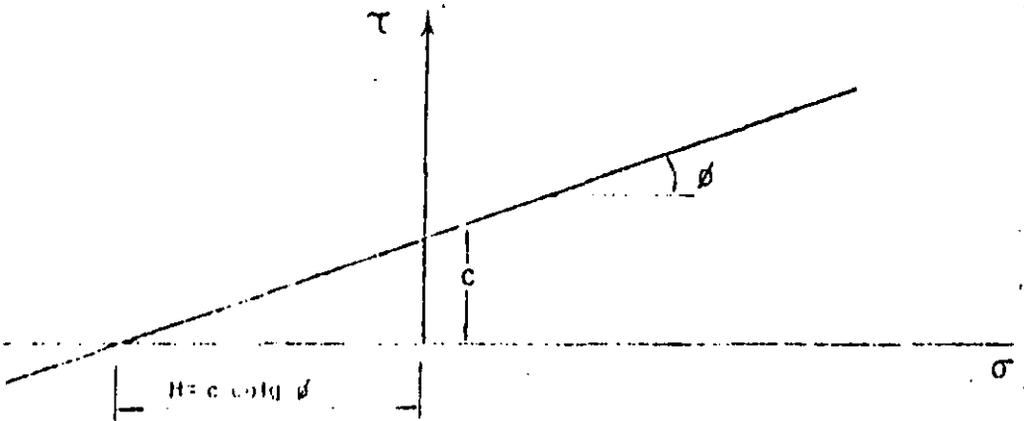


CASO 3

$H=25P$

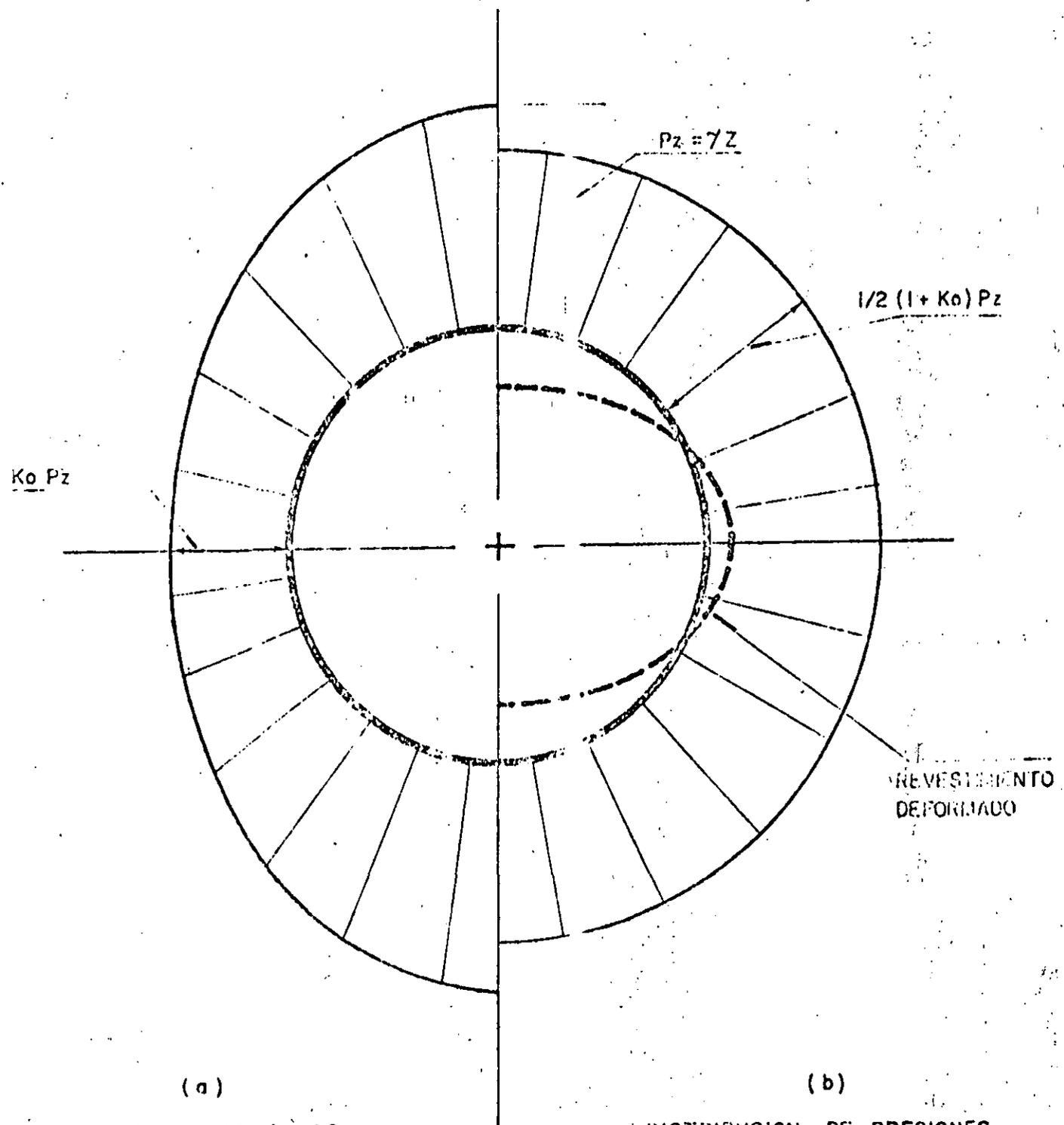


MATERIAL DE MOHR-COULOMB



PLASTIFICACION AL REDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR AISLADO EXCAVADO EN UN MATERIAL DE MOHR-COULOMB.

J. ALBERRO



(a)

DISTRIBUCION ORIGINAL DE PRESIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO.

(b)

DISTRIBUCION DE PRESIONES DESPUES DE LA EXCAVACION Y DEFORMACION DEL REVEST.

PRINCIPIO DE INTERACCION ENTRE EL SUELO Y EL ADEME

PECK, R.B., 1969

(a) DURANTE LA CONSTRUCCION

(b) DESPUES DE LA CONSTRUCCION

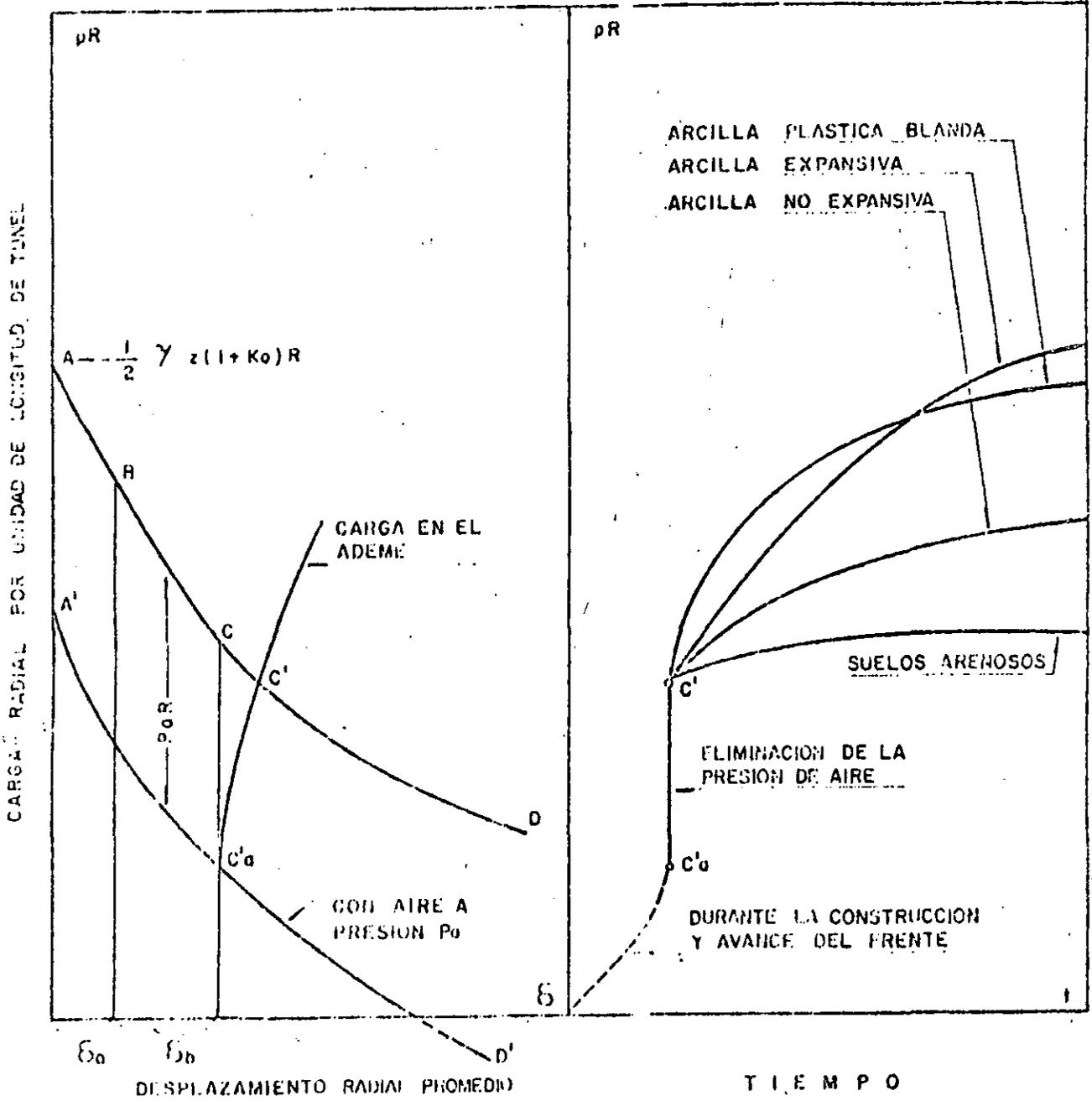


FIGURA B

DESARROLLO DE LAS ZONAS DE AFLOJAMIENTO A MEDIDA QUE SE ATACA UN TUNEL CON EXCAVACIONES SUCCESIVAS.

K. ZECHY

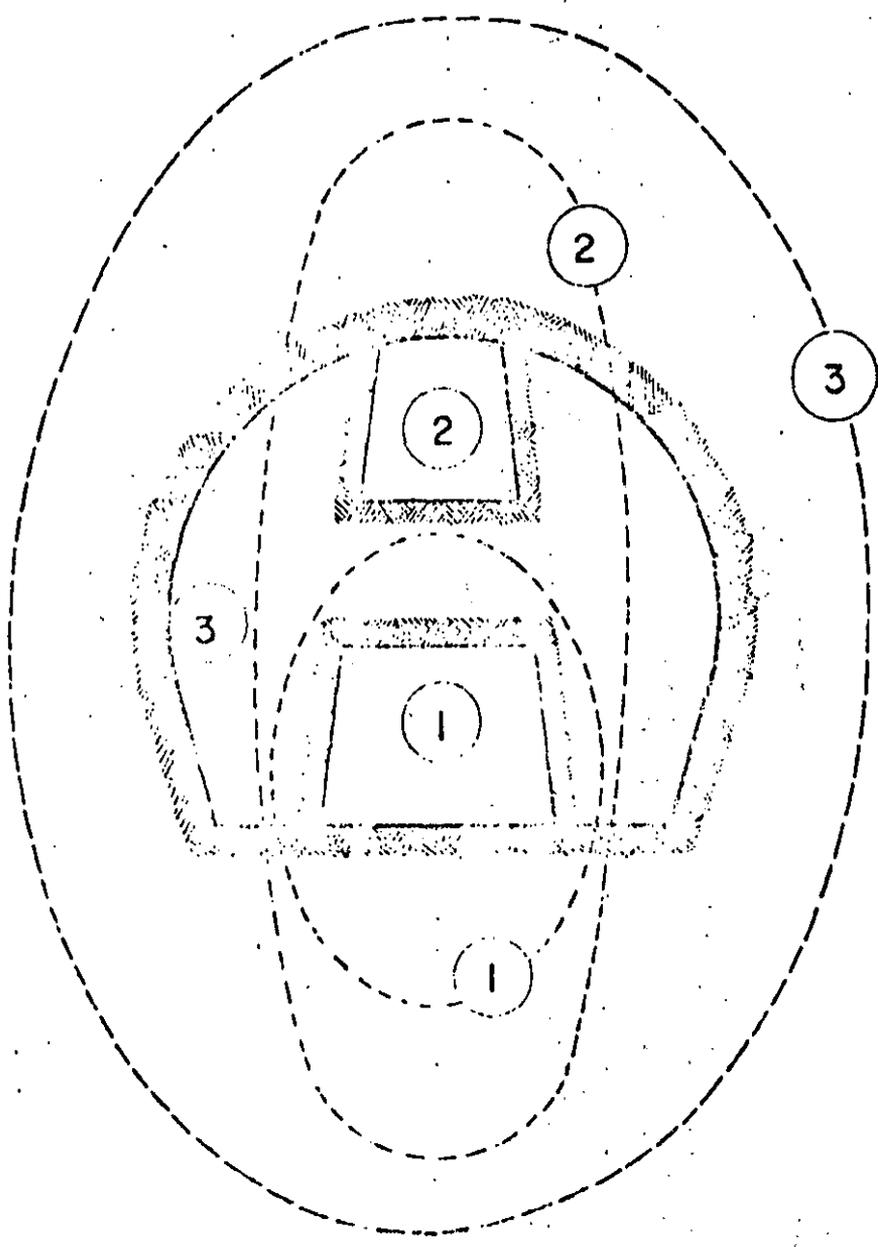


FIGURA 9

DISTRIBUCION DE TAMAÑOS Y DENSIDAD

GLOSSOP Y SKEMPTON, 1945

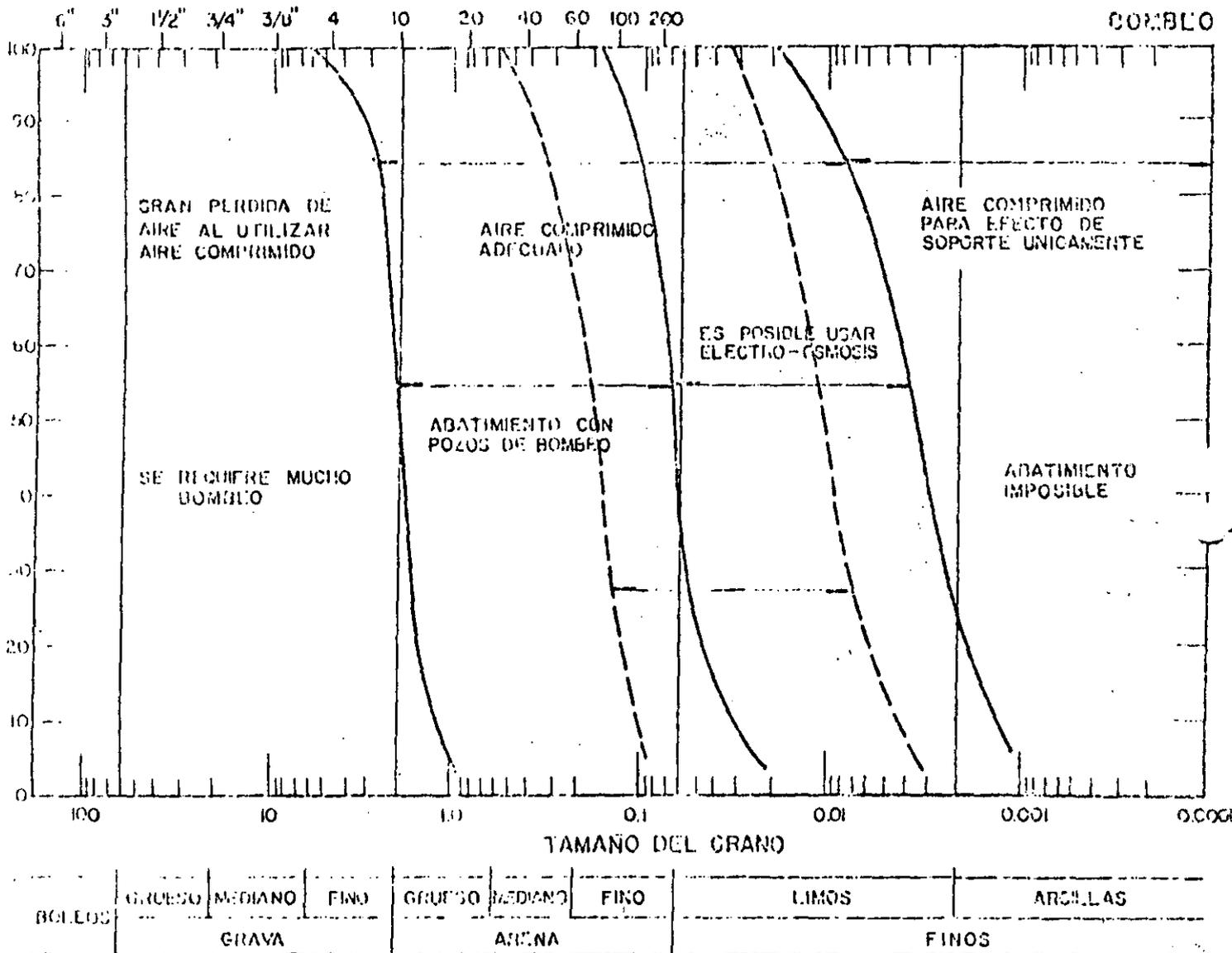
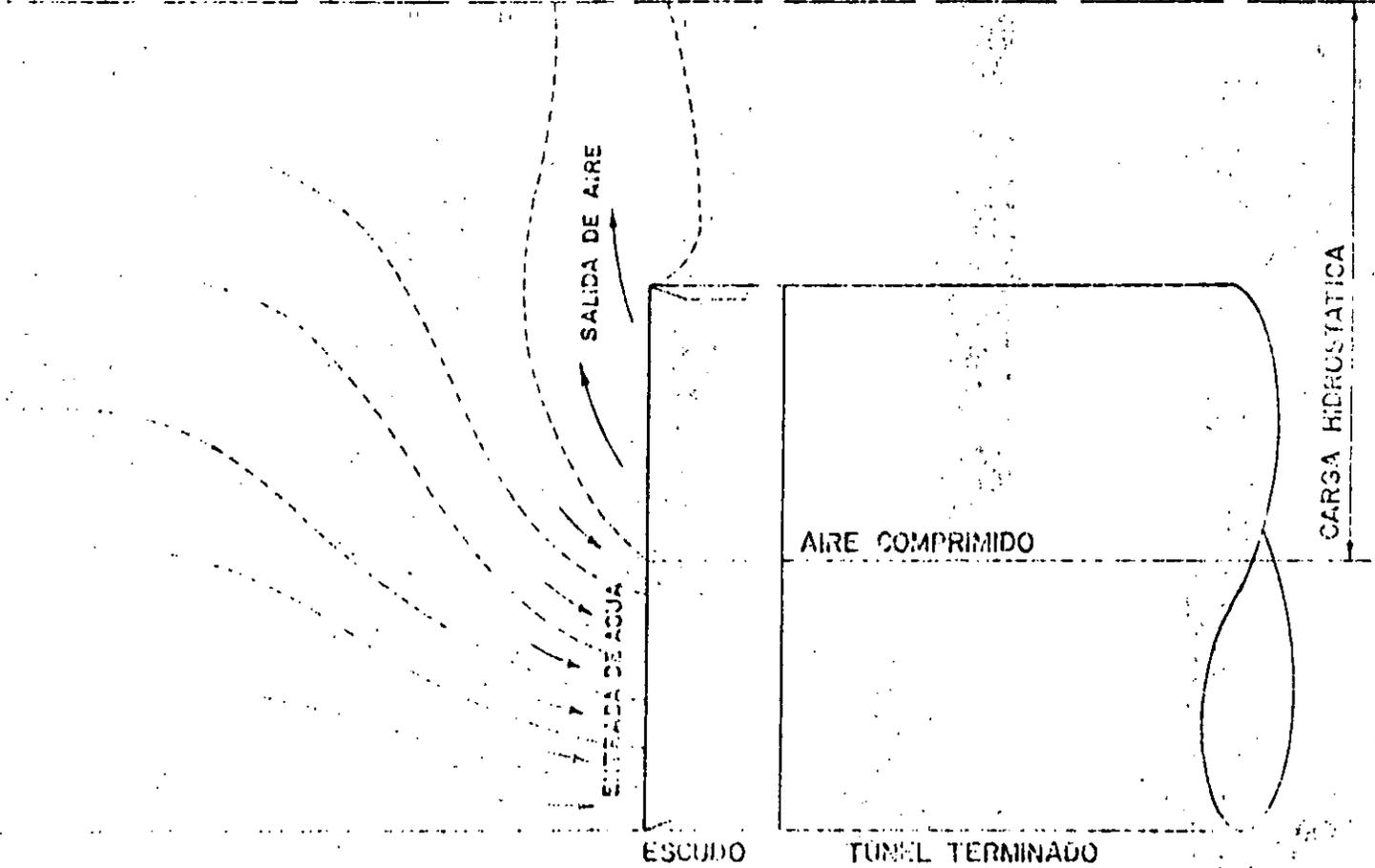


FIGURA 10

EQUILIBRIO DE PRESIONES DE AIRE EN UN TUNEL

NIVEL DEL TERRENO

NIVEL FREATICO



CARGA DE TECHO EN ROCAS Y ARENA

TERZAGHI, 1946

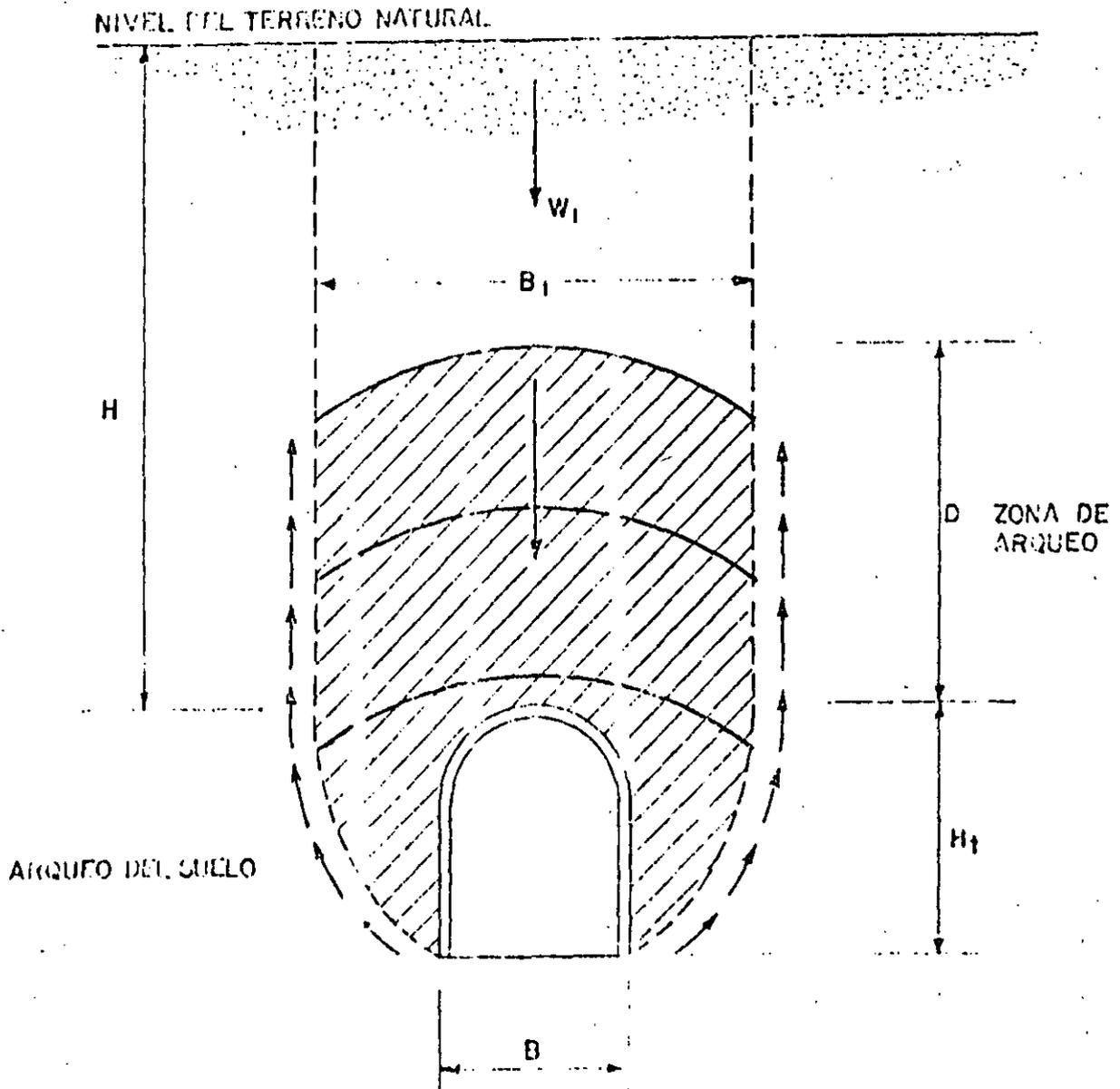


FIGURA 12.

CARGA SOBRE EL ADOME

TERZAGHI, 1948

NIVEL DEL TERRENO NATURAL

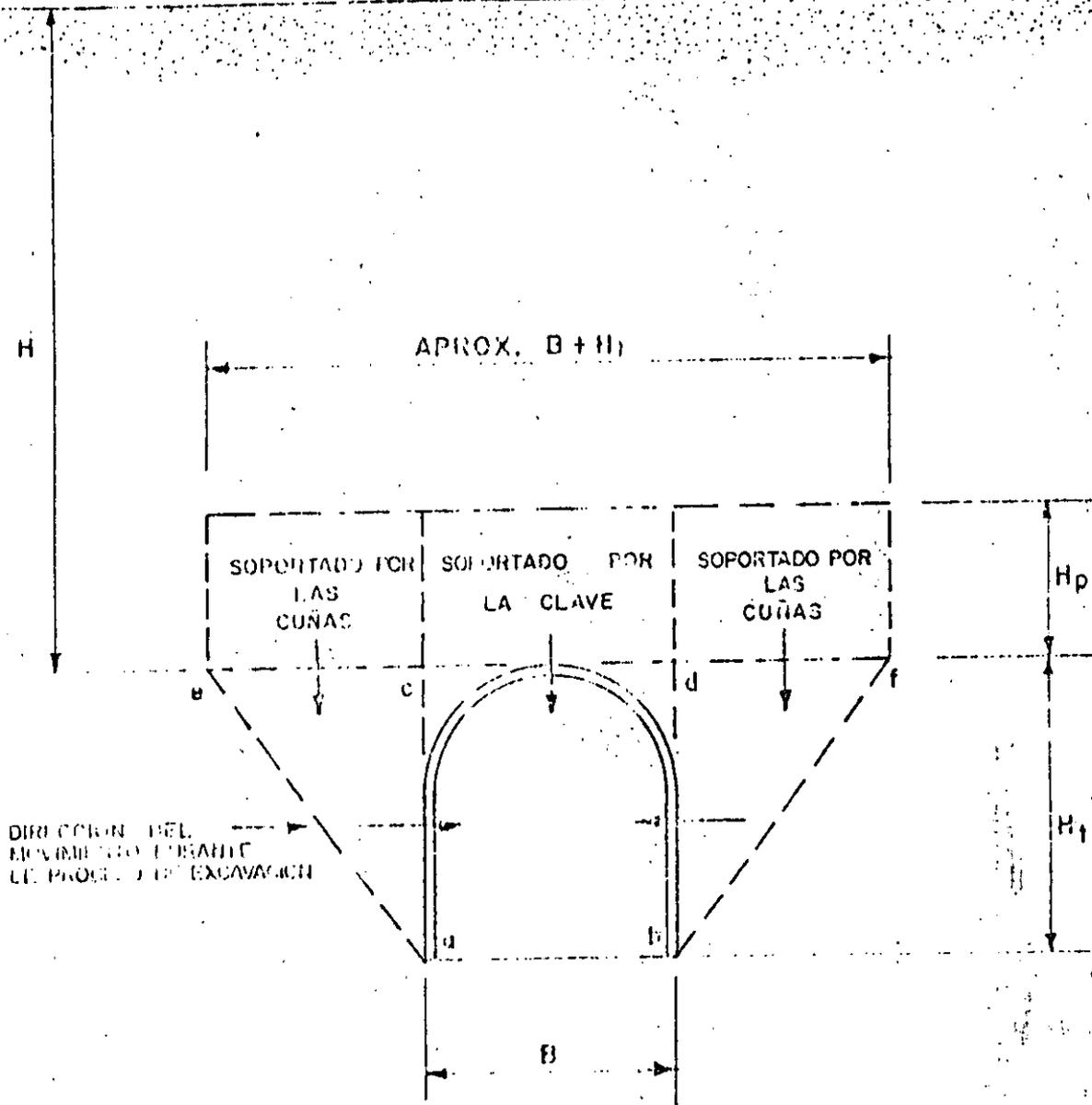
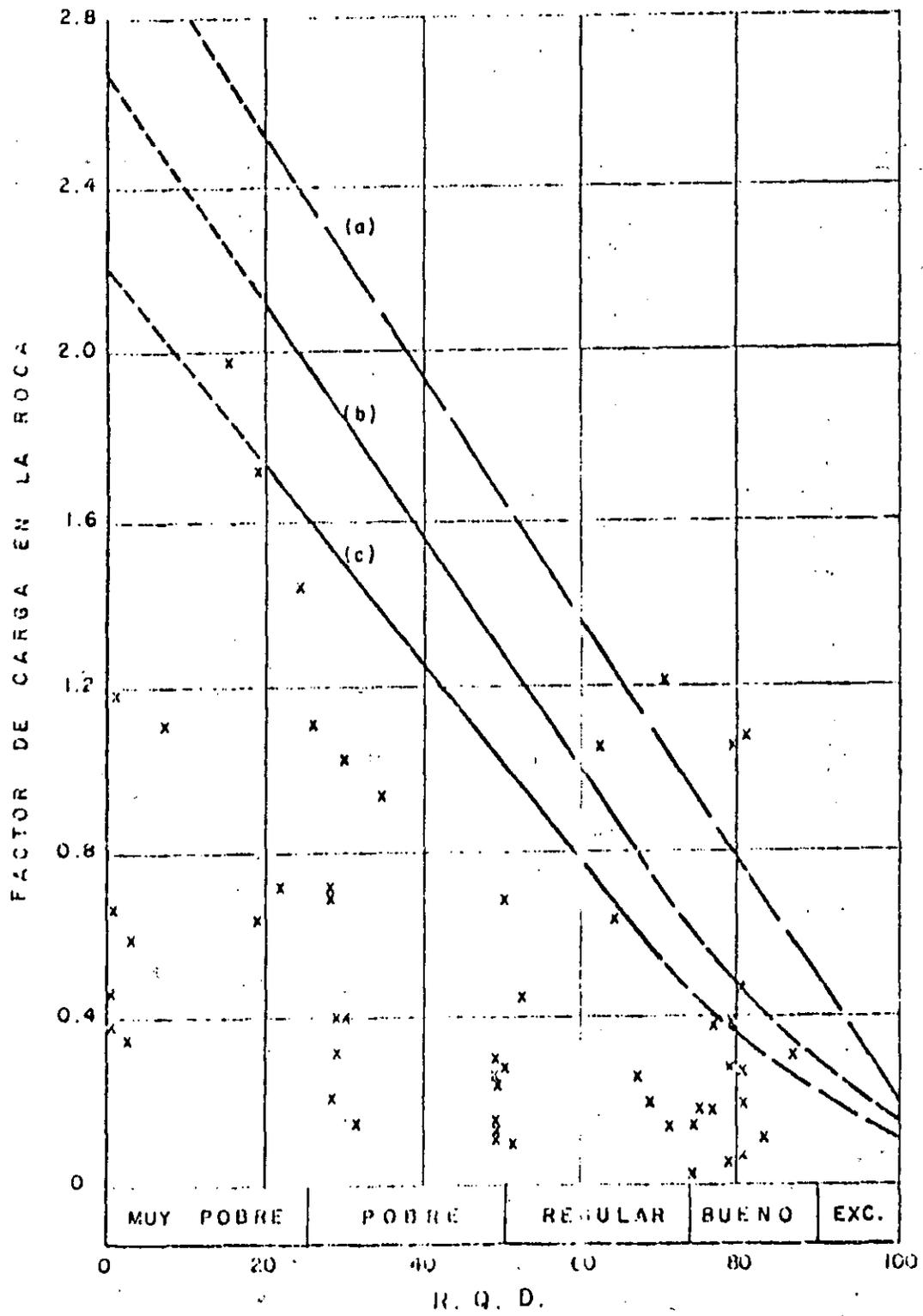


FIGURA 13

RELACION ENTRE EL FACTOR DE CARGA DE ROCA Y EL INDICE DE CALIDAD DE ROCA

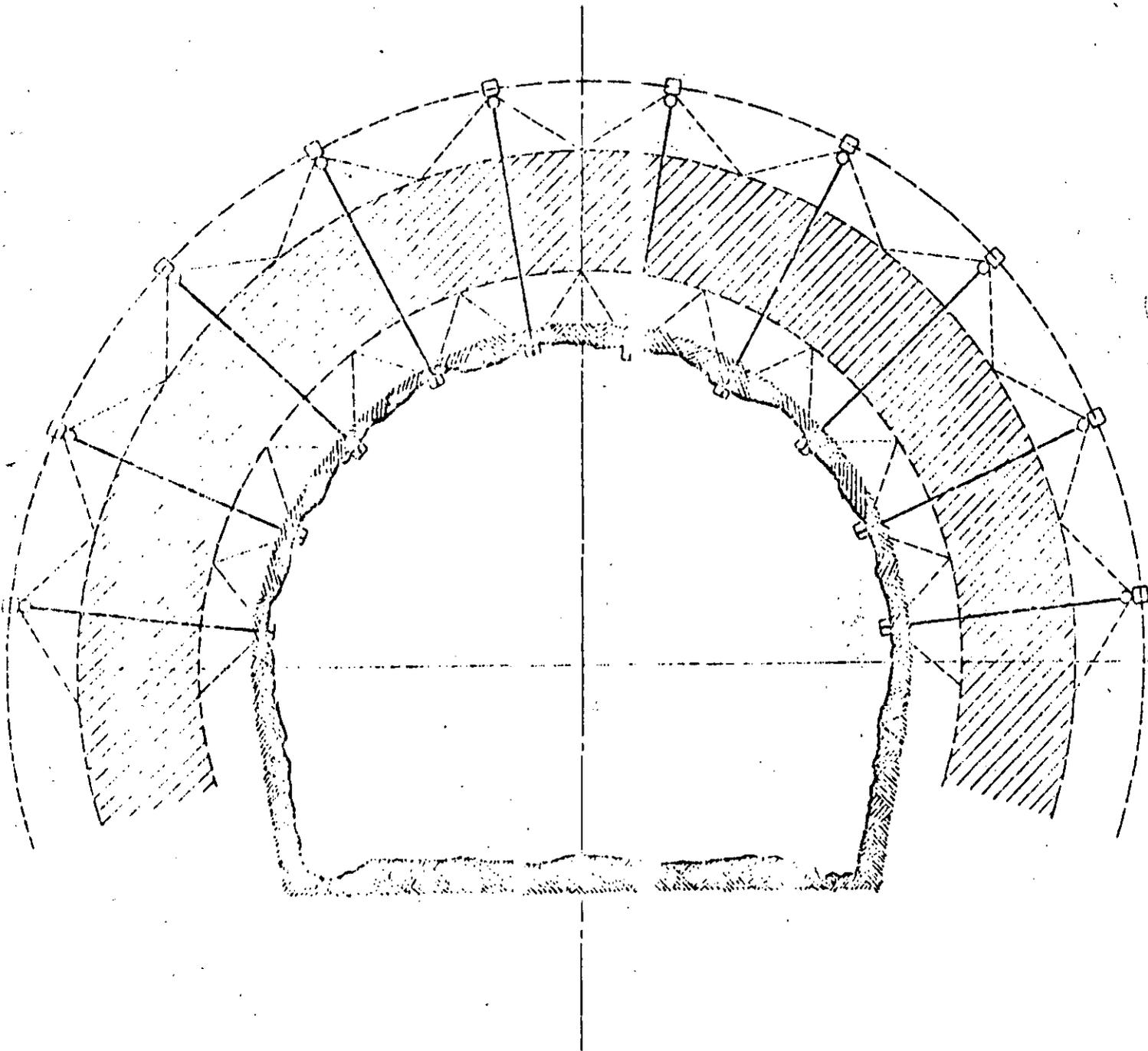
DEERE ET AL, 1969



(a) PROMEDIO DEL FACTOR DE CARGA DE ROCA DE TERZAGHI'S
 (b) RECOMENDABLE PARA MARCOS, EXCAVACION CONVENCIONAL, DEERE
 (c) RECOMENDABLE PARA MARCOS, EXCAVACION MECANIZADA, DEERE
 x CARGAS DE ROCAS MEDIDAS EN CAMPO

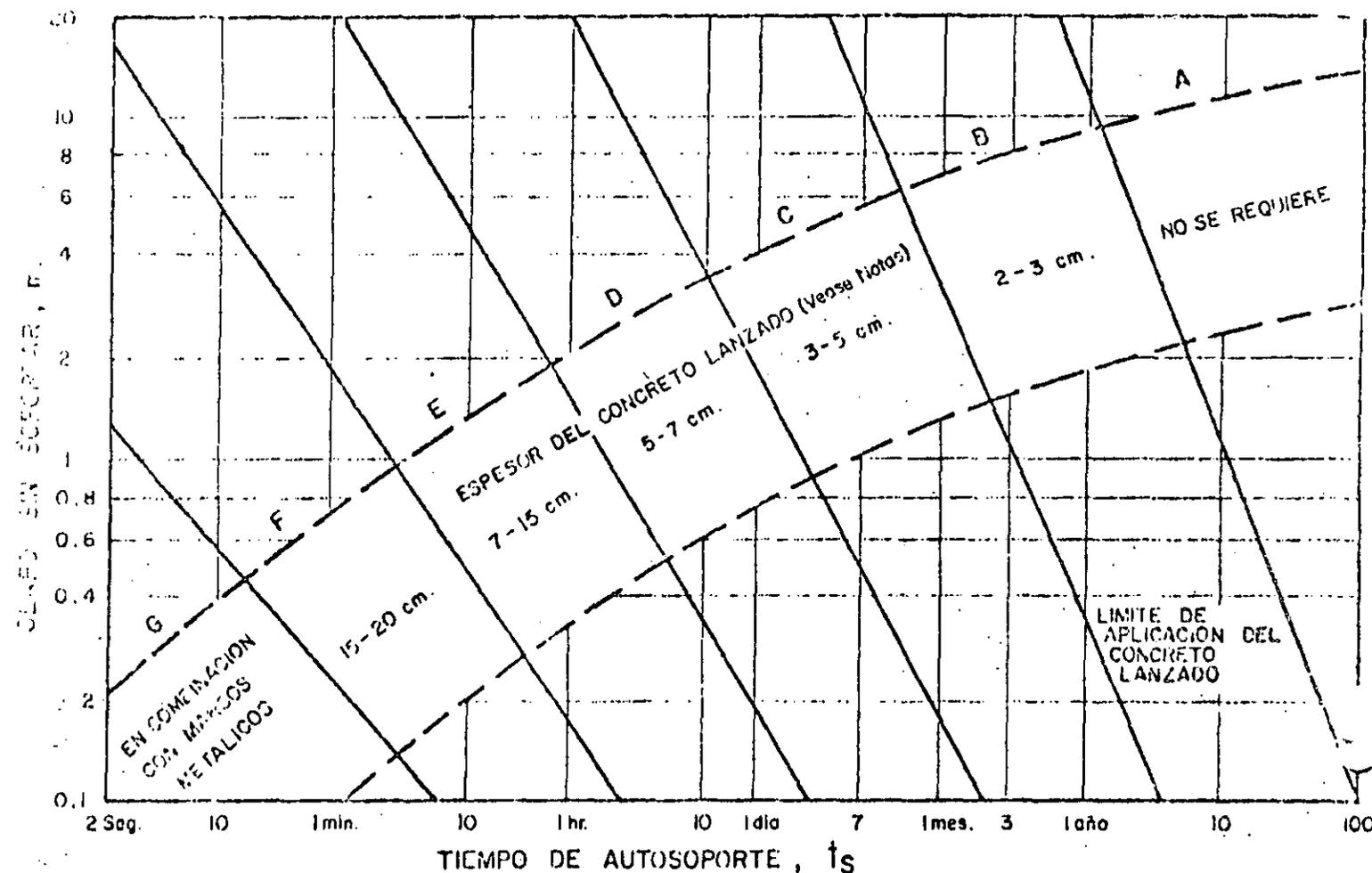
ZONA DE REFUERZO FORMADA POR LAS ANCLAS

FALLOURE J., 1957

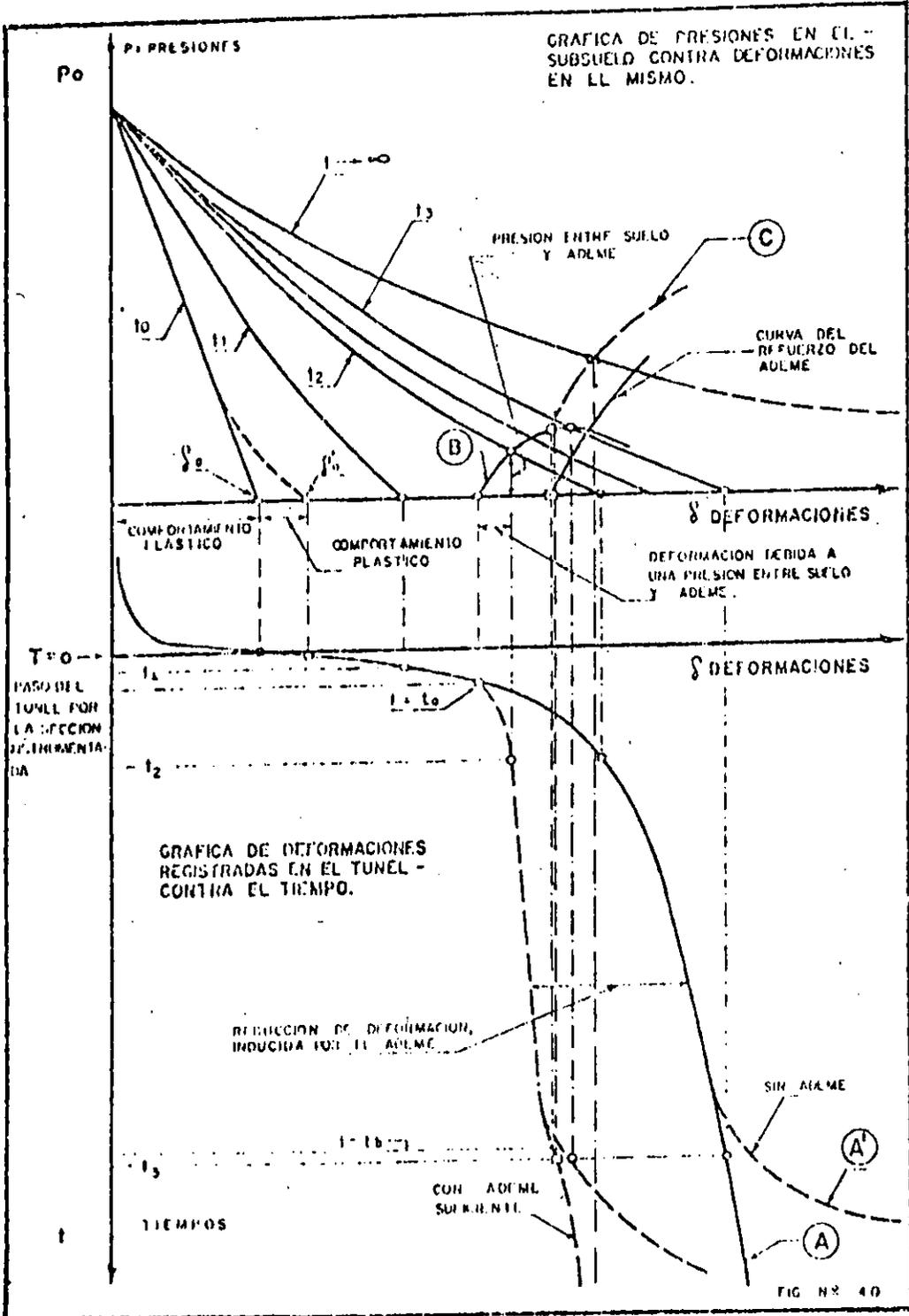


REFUERZO DE LA ROCA CON CONCRETO LANZADO

DEBRE ET AL, 1969

NOTAS :

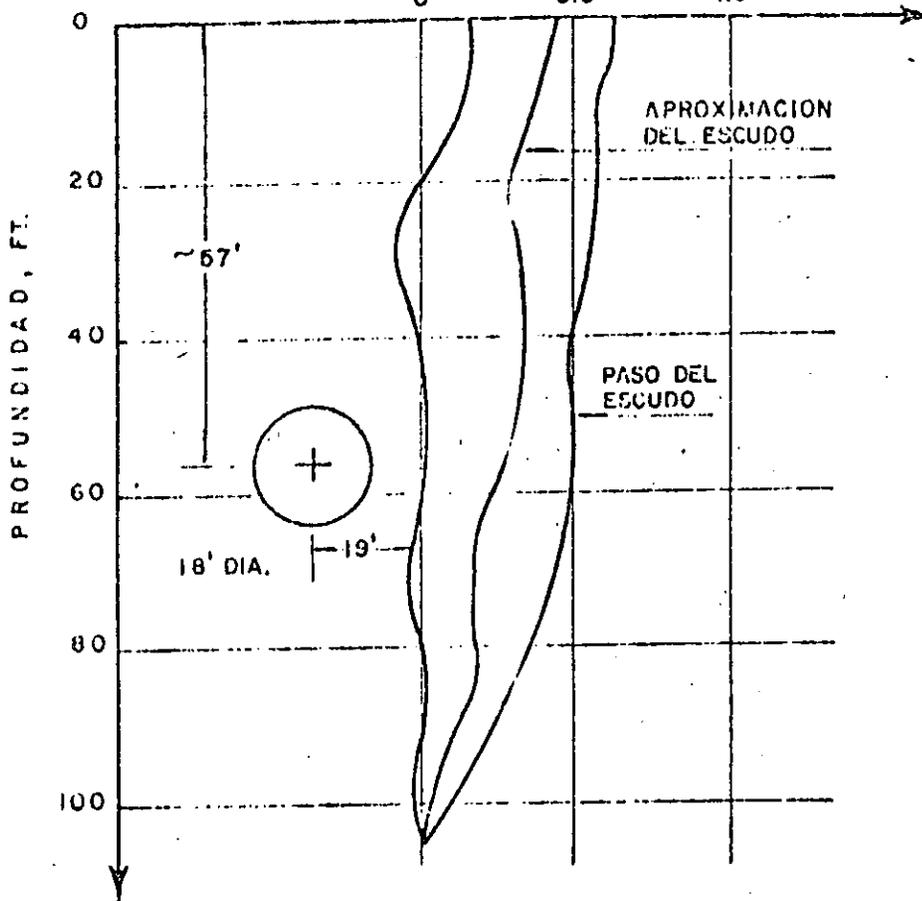
- (B) COMO ALTERNATIVA, USAR ANCLAS ESPACIADAS DE 1.5 A 2.0 m. CON MALLA, OCASIONALMENTE EL REFUERZO SOLO SE NECESITA EN CLAVE.
- (C) LO MISMO QUE EL CASO (B), CERRANDO LA SEPARACION DE ANCLAS DE 1.0 A 1.5 m.
- (D) CONCRETO LANZADO CON MALLA, COMO ALTERNATIVA, ANCLAS SEPARADAS DE 0.7 A 1.0 m. CON 3 cm. DE CONCRETO REFORZADO CON MALLA.
- (E) CONCRETO LANZADO DE 3 A 5 cm. DE ESPESOR CON MALLA, ANCLAS SEPARADAS ENTRE 0.5 Y 1.2 m.; COMO ALTERNATIVA, MARCOS DE ACERO Y RETAQUE DE MADERA.
- (F) CONCRETO LANZADO CON MALLA Y MARCOS DE ACERO; COMO ALTERNATIVA, MARCOS DE ACERO CON RETAQUE Y LANZADO SUBSECUENTE DE CONCRETO.



MOVIMIENTO DEL SUELO ASOCIADO CON EL PASO DE UN ESCUDO EN ARCILLA PLASTICA

PECK R II, 1969

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL, IN.

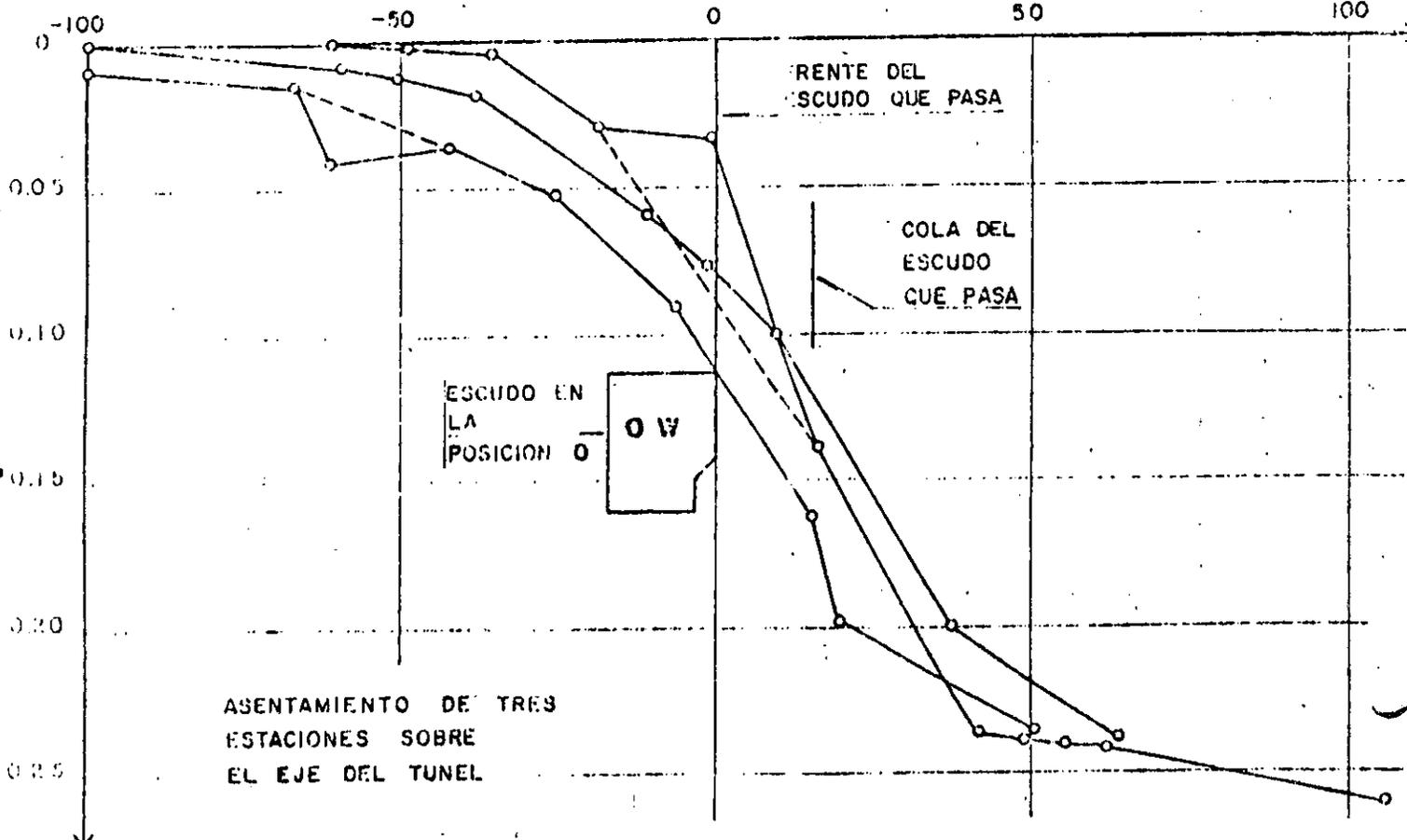


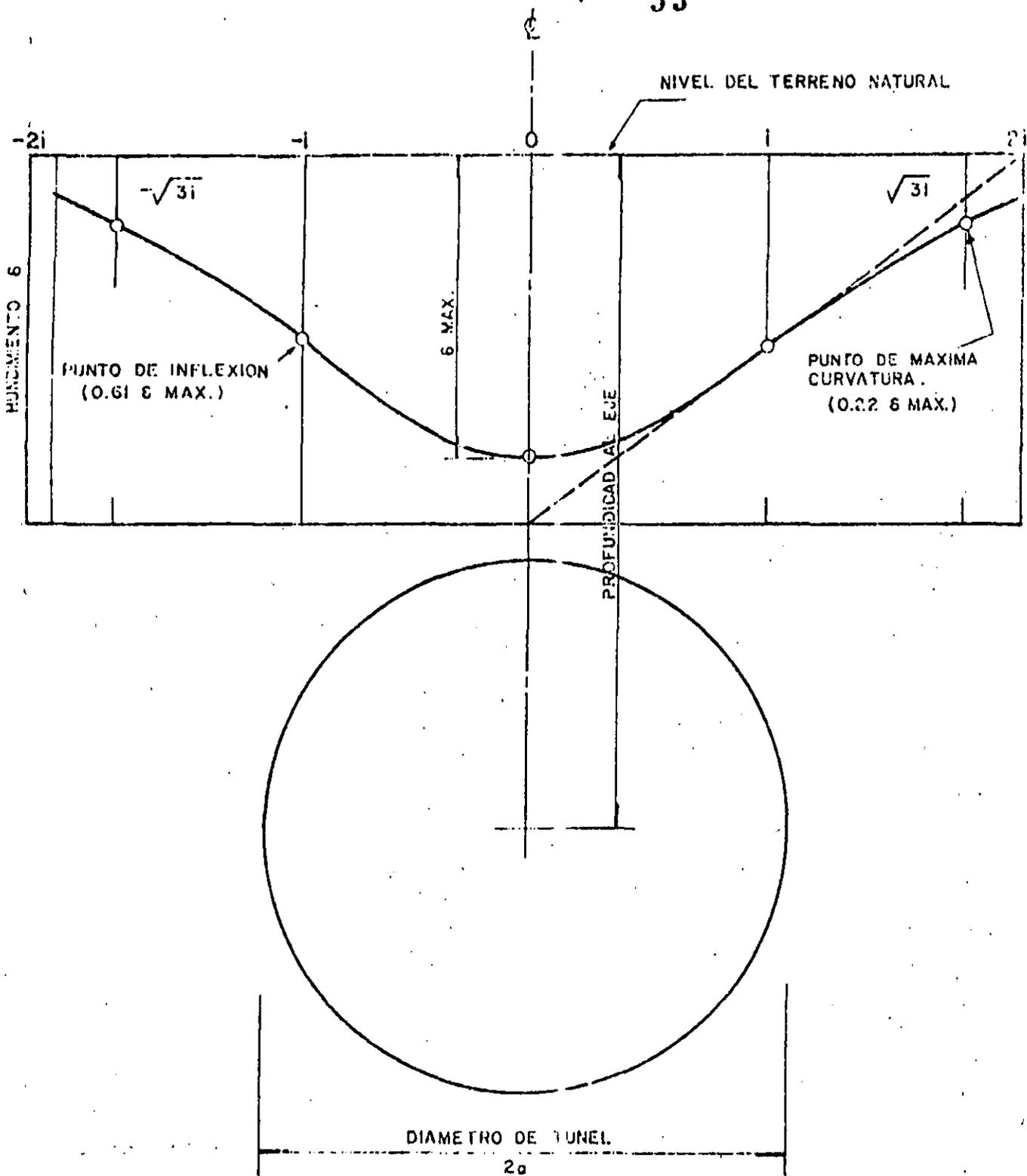
52

ACERCANDOSE

ALEJANDOSE

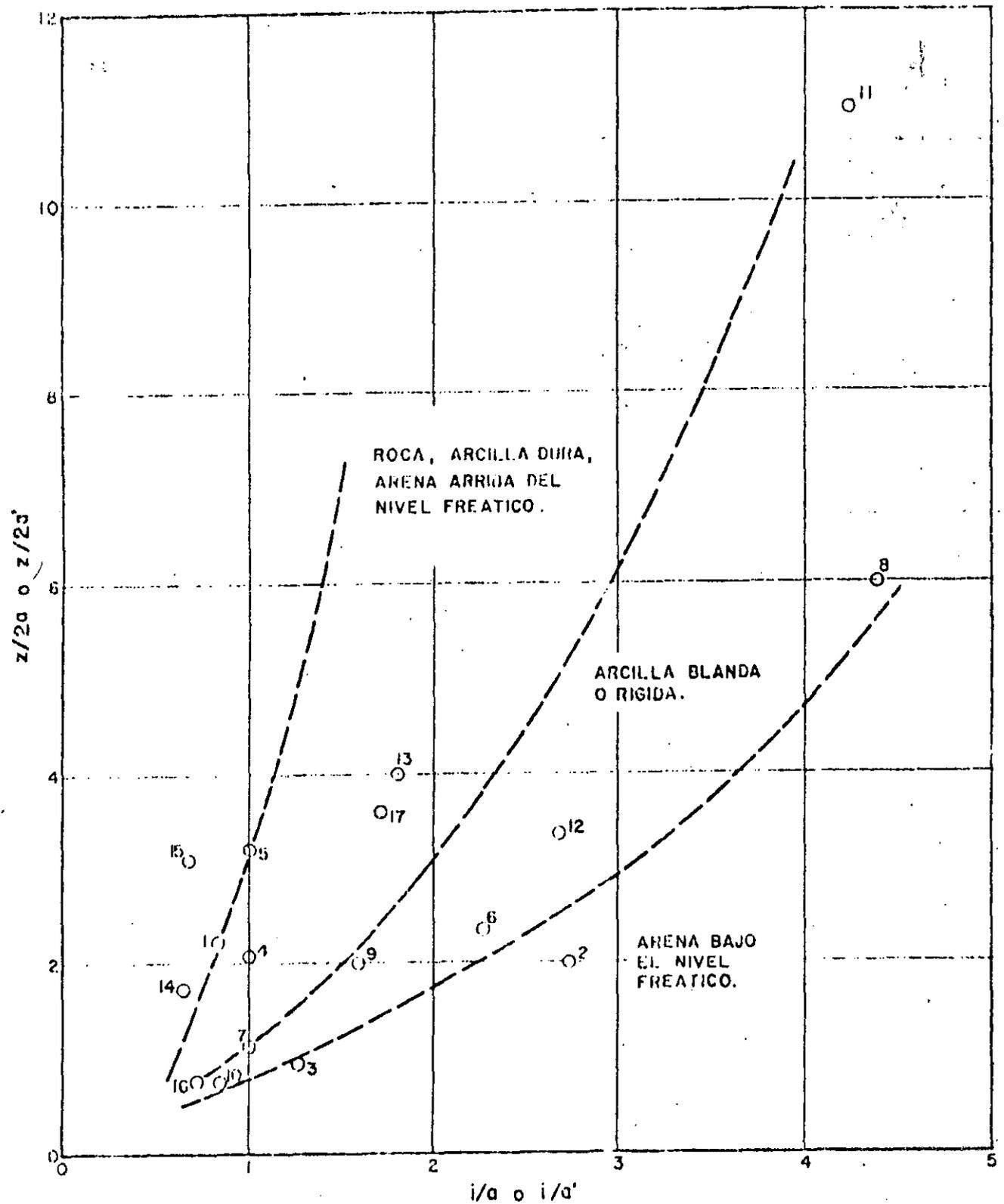
DISTANCIA AL FRENTE DEL ESCUDO, FT.





PROPIEDADES DE LA CURVA DE PROBABILIDAD NORMAL
 PARA REPRESENTAR EL PERFIL DE ASENTAMIENTO DEL
 TERRENO AL EXCAVAR EL TUNEL

PECK, R.B., 1969

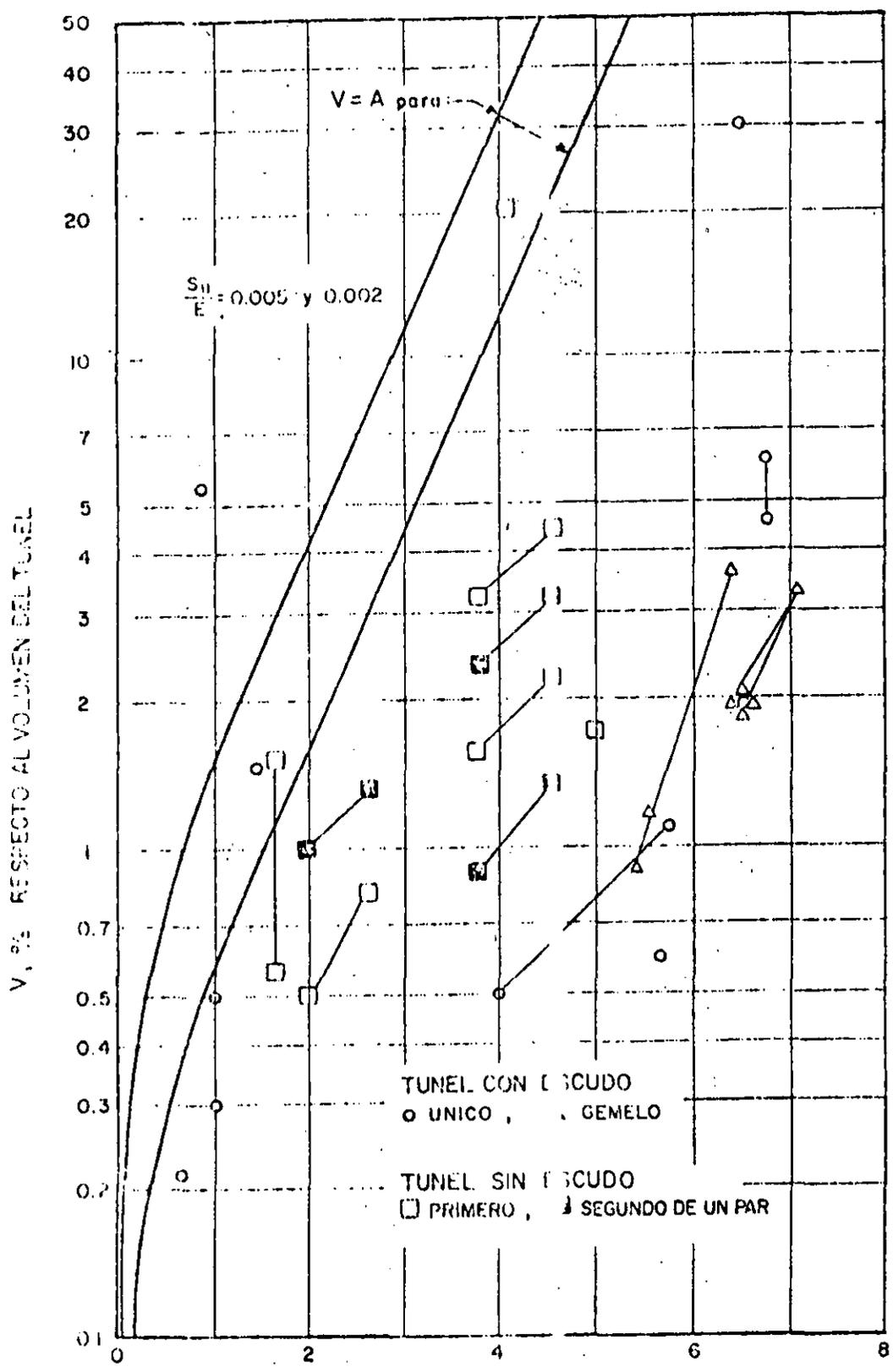


RELACION ENTRE EL ANCHO DE ASENTAMIENTO,
LA PROFUNDIDAD Y ANCHO DEL TUNEL

PECK, R.B., 1969

BAJO LA CURVA DE ASENTAMIENTOS EN TUNELADO EN ARCILLA

SCHMIDT, B., 1969



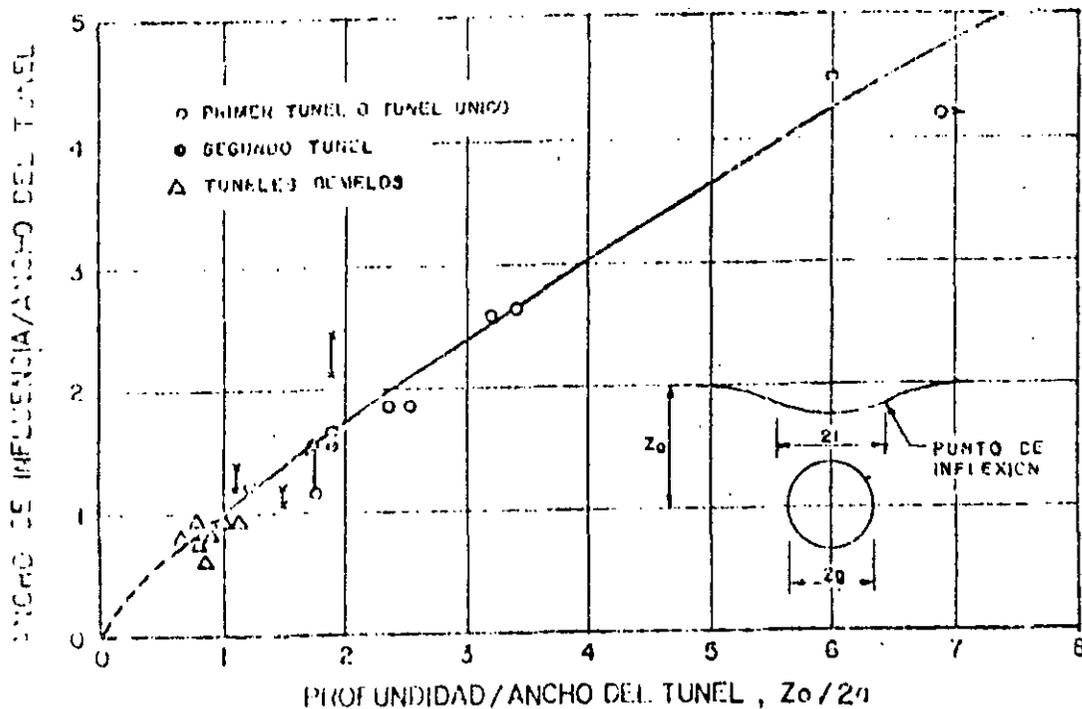
FACTOR DE ESTABILIDAD: $N_f = \frac{P_z - P_a}{S_u}$

V: AREA BAJO LA CURVA DE ASENTAMIENTO

$A = 3 \left(\frac{S_u}{\gamma} \right) e^{(N_f - 1)}$

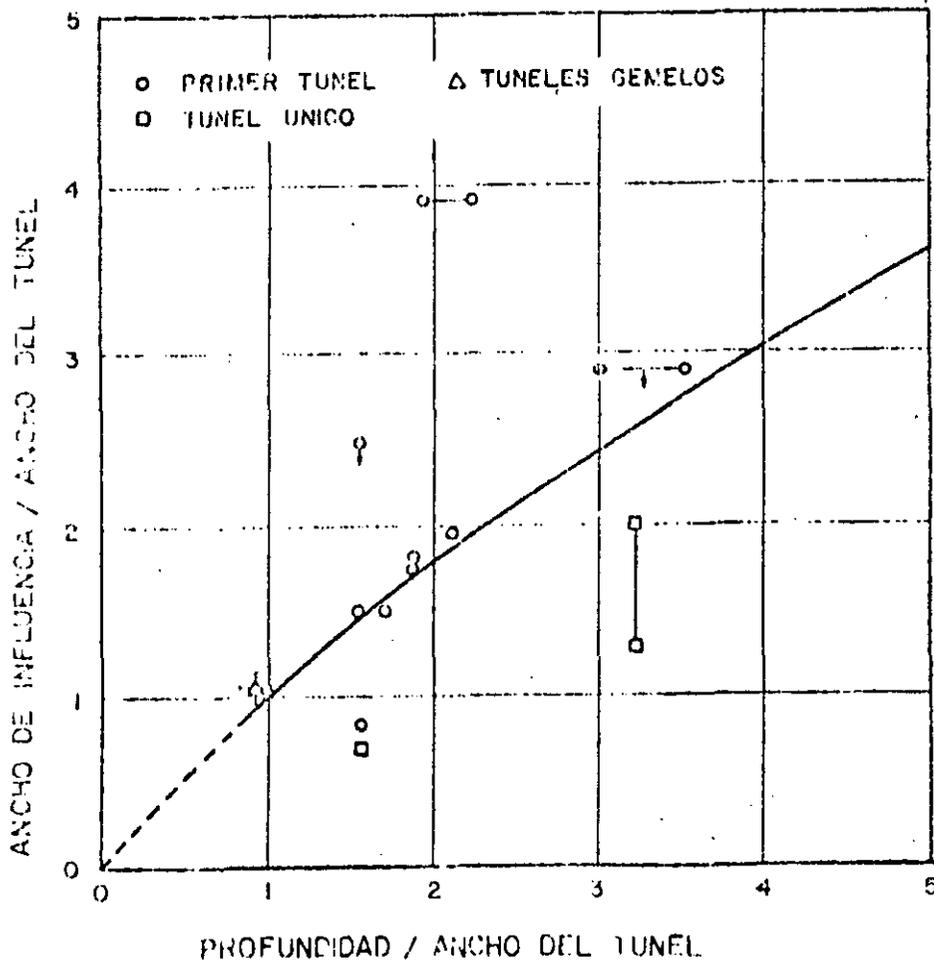
VALORES DE I/λ PARA TUNELES EN ARCILLA

PECK ET AL., 1969



VALORES DE I/λ PARA TUNELES EN SUELOS GRANULARES

PECK ET AL., 1969





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

CONCRETO LANZADO

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

CONSTRUCCION DE TUNELES

(CONCRETO LANZADO)

INDICE

- 1. GENERALIDADES

- 2. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS
 - 2.1 Máquinas de Lanzado
 - 2.2 Cuadrillas de Lanzado
 - 2.3 Rehote
 - 2.4 Refuerzo

- 3. MATERIALES Y MEZCLAS
 - 3.1 Ingredientes
 - 3.2 Diseño

- 4. PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO
 - 4.1 Resistencia y Durabilidad
 - 4.2 Contracción y Permeabilidad

- 5. VERIFICACION DE CALIDAD
 - 5.1 Muestreo
 - 5.2 Ensayes
 - 5.3 Inspección

- 6. COMENTARIOS FINALES

- 7. BIBLIOGRAFIA

1. GENERALIDADES

El concreto conducido a través de una tubería y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie, se denomina concreto lanzado. La fuerza con la cual el chorro es impulsado sobre la superficie compacta la mezcla, de tal manera que puede soportarse por sí sola sin separarse, aún sobre una superficie vertical, o una superficie " sobre-cabeza " .

El concreto es lanzado perpendicularmente a la superficie, desde una distancia que varía de 90 a 150 cm. El concreto lanzado es de hecho un concreto estructural, durable, resistente y prácticamente impermeable. La relación agua/cemento-empleada está comprendida entre 0.35 y 0.50 . El contenido de arena en la mezcla normalmente es mayor que el de la grava. Puede decirse que, en general, el concreto lanzado posee características similares a las que presenta un concreto convencional de la misma composición.

Se utilizan actualmente dos procedimientos diferentes para la aplicación del concreto lanzado : a) el proceso seco, y b) el proceso húmedo. En el primero, que es prácticamente el único que se utiliza en túneles, el cemento y el agregado parcialmente húmedo son mezclados íntimamente e introducidos a un alimentador mecánico. De aquí , la mezcla es transferida a una tubería flexible por la cual circula una corriente de aire comprimido que conduce los materiales mezclados hasta la boquilla lanzadora. La boquilla tiene adaptada una tubería con varias perforaciones a través de la cual se introduce agua a presión. Al pasar la mezcla de agregado-cemento por la boquilla, se combina con el agua y el concreto es lanzado a alta velocidad contra la superficie. No todo el concreto que es lanzado por la boquilla se adhiere a la superficie. Aquella parte de la mezcla que se cae al chocar con cualquiera obstrucción (roca, acero de refuerzo, agregados ya adheridos, etc.), se denomina " REBOTE " .

El concreto lanzado ha sido aplicado con buen éxito en diversos trabajos de revestimiento de túneles y lumbreras y en otros trabajos de estabilización de excavaciones subterráneas; también se ha empleado para construcción de bóvedas, canales, alcantarillas, cascarones, etc., y en trabajos de reparación de estructuras dañadas como : silos, chimeneas, puentes, presas, estructuras marítimas, tanques, losas, muros, columnas, etc. Otras aplicaciones incluyen : estabilización de excavaciones a cielo abierto, estabilización de taludes, obturación de filtraciones, etc.

El concreto lanzado puede aplicarse sobre superficies planas o irregulares, secas o húmedas, resistentes (roca sana) o relativamente débiles (suelos), lo único que se necesita para ello es que la superficie posea cierta rigidez para soportar el impacto sin deformarse y determinadas características de composición para no deteriorarse superficialmente por el mismo efecto.

El equipo que se utiliza para la aplicación de concreto lanzado incluye : la máquina, un compresor de aire, y una fuente de abastecimiento de agua. Esto demanda un área de trabajo relativamente pequeña. El concreto lanzado no necesita botes, grúas, camiones revolvedores, o equipo similar, con lo cual el espacio dentro del túnel para esta operación es relativamente reducido y su interferencia con otras actividades resulta mínima.

2. EQUIPOS Y PROCEDIMIENTOS

2.1 Máquinas de Lanzado.- Una máquina para concreto lanzado es un mecanismo -- que suministra una cantidad determinada de material granular en una corriente de aire a presión. El suministro de material debe ser proporcionado en forma regular, a un ritmo acorde con el trabajo requerido. El material debe llegar a la boquilla de lanzamiento en forma continua y con velocidad adecuada. Las máquinas de uso más común son las de doble cámara y las de tambor rotatorio.

Máquina de doble cámara.- En esta máquina, la mezcla seca se recibe en la cámara superior en tanto que la compuerta entre cámaras permanece cerrada. Luego se cierra la tapa de admisión de material, se presuriza la cámara superior y se abre la compuerta, permitiendo el flujo de material, por gravedad, hacia la cámara inferior. Por medio de una rueda alimentadora o un dispositivo similar, la mezcla es llevada a la tubería flexible de entrega, donde una corriente de aire a presión lleva el material a la boquilla. Al vaciarse la cámara superior, la compuerta se cierra, se libera la presión en la cámara superior, se introduce una nueva carga de material por la tapa de admisión y el ciclo se repite. Mientras tanto, se mantiene la presión en la cámara inferior, consiguiendo así, un flujo ininterrumpido de material a la tubería y a la boquilla.

Máquina de tambor rotatorio.- Es una máquina que consta de : una tolva de carga; un tambor horizontal - con varios compartimientos abiertos en sus extremos - que gira entre la base y una placa superior fijus; y la tubería de descarga. El material es introducido a la tolva, que está a presión atmosférica, donde un agitador mecánico lo disgrega y lo empuja a los compartimientos, a través de la perfo

da compartimiento recibe, por arriba, una corriente de aire a presión que lo expulsa del compartimiento y lo coloca en la tubería flexible por donde circula otra corriente de aire que conduce al material a la boquilla lanzadora. Esta máquina asegura una conducción continua de material a pesar de que la tolva de carga está abierta y sin presión.

Las máquinas modernas utilizan un tambor rotatorio con compartimientos en forma de "U". Tienen una placa selladora que cubre aproximadamente el 20% de la superficie superior del tambor; esto deja 80% de la superficie para los compartimientos. Al pasar un compartimiento cargado de material bajo la placa selladora, la parte interna coincide con la línea de entrada de aire a presión, en tanto que la externa coincide con el cuello de salida. El material es entonces expulsado del compartimiento y conducido por el cuello hacia la tubería flexible de entrega. Este diseño también asegura una conducción continua de material.

En el extremo de la tubería de conducción del material, se encuentra la boquilla, cuya función específica es convertir la corriente entrante de material mezclado en seco; en mortero humedecido que fluya dentro de la boquilla y sea expulsado de ella, con una velocidad adecuada hacia la superficie deseada. Al mezclado íntimo del agua y el material en la boquilla, se le conoce en el ramo del concreto lanzado con el nombre de "hidratación", cuyo sentido es diferente al que tiene la palabra en su significado común, o sea reacción química de agua con cemento. El agua es conducida, separadamente, a presión, a la boquilla; la presión usual es 1 kg/cm^2 mayor que la presión de aire en la tubería flexible, a la altura de la boquilla. Las boquillas varían mucho en su diseño y no es conveniente intercambiarlas entre uno y otro tipo de máquina.

Los compresores que se utilicen deben proporcionar suficiente volumen de aire, a la presión correcta; ésta no debe presentar fluctaciones. El aire suministrado a la lanzadora debe estar seco y libre de aceite. El fabricante proporciona los volúmenes mínimos requeridos del compesor y la presión necesaria para el funcionamiento de las máquinas lanzadoras de concreto. Para longitudes de tubería mayores que las suministradas por el fabricante, la presión deberá incrementarse para contrarrestar las pérdidas correspondientes.

La capacidad de producción, el tamaño máximo permisible de agregado, el diámetro de la tubería y la demanda de aire son función del tipo de máquina que se utilice.

Se puede alcanzar una producción de $9 \text{ m}^3/\text{hr}$ o un poco mayor. Usualmente, el tamaño máximo de agregado que manejan estas máquinas es de 19 mm ($3/4''$), aunque algunas máquinas llegan a manejar agregados de 32 mm ($1 \ 1/4''$).

El diámetro usual de las tuberías flexibles varía entre 25 y 50 mm ($1''$ y $2''$); para agregado grande, el diámetro de la tubería es de 64 mm ($2 \ 1/2''$). Para conducir el material 30 m de distancia, la demanda de aire normal varía de 6 a $17 \text{ m}^3/\text{min}$; la presión usual de alimentación de aire es del orden de 5.5 a 7.0 kg/cm^2 . El material puede ser conducido hasta una distancia de 300 m horizontalmente o 90 m verticalmente. La longitud usual de tubería es de 30 a 45 m .

2.2 Cuadrillas de Lanzado

La calidad que alcance el concreto lanzado está influenciada por la habilidad de la cuadrilla. Es necesario que los miembros de la cuadrilla reciban entrenamiento, adquieran experiencia en este campo, y sea aprobada su aptitud antes de participar en un trabajo real de concreto lanzado.

Una cuadrilla está constituida, normalmente, por : un lanzador; un operador de chiflón; un operador de la lanzadora; un operador de la mezcladora; un sobrestante; y peones que ayudan en maniobras diversas; traslado de materiales y accesorios, mezclado, etc. Cada miembro de la cuadrilla debe ser adiestrado de tal manera que desempeñe sus propias funciones adecuadamente, contribuyendo así a producir concreto lanzado de la calidad especificada, a un costo de operación mínimo. El sobrestante es el director de la cuadrilla. Como medidas de seguridad, es conveniente proveer al personal que esté en contacto con el polvo y el "rebote", de equipo protector adecuado. Se pueden mencionar como necesarios : casco, anteojos, respirador, guantes; y un traje impermeable.

2.3 Rebote

El rebote es un aspecto de suma importancia en el concreto lanzado. Además del incremento en costo directo por consumo de material y remoción de los sobrantes, cuando existe gran cantidad de rebote, el tiempo de lanzado aumenta y el avance general de construcción puede disminuir.

El rebote dentro de la aplicación del concreto lanzado se caracteriza por dos fases; la primera ocurre mientras se forma una pequeña capa de mortero que forma un colchón de amortiguamiento, prestándose un rebote extremadamente elevado. En la segunda, el concreto lanzado choca contra la capa suave de mortero fresco adherido y el rebote se reduce considerablemente. El espesor de la capa de concreto en la fase inicial varía entre 3 y 10 mm . En la práctica, al rebote promedio -- que se produce en las dos fases se le da el nombre de porcentaje de rebote. Da-

das las características del rebote en las dos fases, el porcentaje de rebote varía con el espesor de la capa de concreto por colocar. El porcentaje de rebote observado en unos paneles de prueba (de espesor entre 5 y 10 cm) varió de 15 a 35% .

2.4 Refuerzo

Una capa de concreto lanzado en un túnel puede aceptar diferentes posibilidades de refuerzo :

- con engrosamientos; del mismo concreto lanzado, efectuados a intervalos regulares.
- con barras de refuerzo en forma de "costillas" que siguen el perímetro de la sección transversal
- con malla electrosoldada sujeta firmemente a la roca por medio de grapas superficiales o bien, sujeta al sistema de anclaje que normalmente penetra mas allá de la zona decomprimida
- con marcos metálicos que se colocan por diversas razones constructivas.

3. MATERIALES Y MEZCLAS

3.1 Ingredientes

Los materiales que se utilizan para producir concreto lanzado son prácticamente los mismos que los que se emplean para fabricar concreto convencional. Quizá, las principales diferencias se encuentren en las granulometrías requeridas para los agregados y en el uso de aditivos superacelerantes.

Cemento.- La decisión sobre el tipo de cemento está relacionada con el lugar donde se localiza la estructura, con la velocidad descada de desarrollo de fraguado y de resistencia, y con la economía. Pueden emplearse cementos Portland tipos I, II, III, Portland puzolánico, etc; aunque el mas comunmente usado es el tipo I.

Agua.- Los requisitos que debe satisfacer el agua para ser empleada para concreto lanzado son los mismos que para concreto convencional : el agua, no debe contener materias que inhiban la hidratación del cemento ni materias que produzcan un efecto detrimental en la resistencia del concreto o en su durabilidad. En caso de duda de la calidad del agua, es recomendable hacer pruebas comparativas con pasta de cemento y con montero utilizando agua de calidad comprobada.

Agregados.- Deben cumplir con todos los requisitos mencionados en la norma ASTM C 33, a excepción de los relativos a granulometría, ya que ésta afecta considerablemente el flujo de la mezcla a través de la tubería, la hidratación del material en la boquilla, la adhesión a la superficie y el rebote. Las curvas granulométricas más convenientes se obtienen, ya sea experimentalmente o por recomendación de los fabricantes de equipo. Un módulo de finura adecuado para la arena debe estar entre 2.4 y 3.2. El tamaño máximo usual del agregado varía entre 9.5 mm (3/8") y 19.1 mm (3/4"). Una mezcla típica contiene alrededor de 60% de arena y 40% de grava. En la literatura se encuentra con frecuencia el uso de los adjetivos "fino" y "grueso" para designar al concreto lanzado; el primero se aplica cuando se utiliza gravilla (hasta 3/8") y el segundo cuando se emplea un agregado mayor (hasta 3/4").

Aditivos.- Puede decirse que para el concreto lanzado en túneles solo se utilizan aditivos acelerantes. Los objetivos que se persiguen son: fraguado rápido y desarrollo acelerado de resistencia a edades tempranas; también se busca que el concreto lanzado no se desprenda y que se puedan formar capas más gruesas en una sola pasada. Con relación al uso de acelerantes, es de suma importancia llevar a cabo pruebas de laboratorio para determinar la compatibilidad entre los diferentes tipos de cemento y aditivos disponibles. Este aspecto con frecuencia se descuida siendo vital para el logro de la máxima eficiencia del concreto lanzado. Las pruebas indican las cantidades de aditivo compatibles con los requisitos preestablecidos de fraguado y/o resistencia del concreto lanzado. Los aditivos acelerantes pueden adquirirse en presentación líquida o sólida; los líquidos se aplican en la boquilla en forma diluida, mientras que aquellos que vienen en polvo se añaden a la mezcla antes de entrar en la máquina lanzadora.

3.2 Diseño

El diseño de mezclas para concreto lanzado se basa en experiencias previas y ensayos que se realizan sobre paneles de prueba. La cantidad de agua que debe emplearse debe ser un poco menor que aquella con la que comienza a ocasionarse disgregación del concreto ya lanzado. El contenido de cemento se determina con base en la relación agua-cemento que debe satisfacerse para alcanzar la resistencia especificada. En ocasiones también se especifica un contenido mínimo de cemento por metro cúbico. La relación inicial cemento-agregado, por peso, varía entre 1:3 y 1:5; la óptima se determina experimentalmente en función de la resistencia a compresión y el rebote observados.

Es usual que el contenido de cemento en el concreto lanzado varíe de 350 a 450 kg/cm³ una mezcla de prueba inicial podría tener una relación cemento-agregado de 1:45, y un contenido de cemento de 380 kg/m³ y una relación agua-cemento de 0.4. Las cantidades reales de material que contenga el concreto lanzado aplicado en la superficie, diferirán de aquellas de la mezcla inicial, a consecuencia del rebote. Las proporciones reales podrán determinarse por medio de análisis de composición del concreto fresco.

En cuanto a la forma y a la textura del agregado, es conveniente utilizar grava natural en lugar de triturada para reducir los efectos abrasivos en el equipo y en la tubería y también para disminuir el rebote. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que el uso de roca triturada permite alcanzar mayores resistencias en el concreto lanzado.

Pruebas de rebote de 27 mezclas de concreto en las que se varió el contenido de cemento (de 420 a 580 kg/m³) la relación agua-cemento (de 0.26 a 0.41) y la temperatura del agua (de 7 a 48°C) indicaron lo siguiente:

- los cambios menores de 75 kg en el contenido de cemento parecen no afectar el rebote.
- la cantidad de aditivo reduce el rebote hasta una dosificación óptima, arriba de la cual el rebote se incrementa
- para algunos materiales, la consistencia de la mezcla tiene mayor importancia que el propio contenido de agua.
- las temperaturas bajas causan pequeños incrementos en el rebote.

4. PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO

En general, puede decirse que las propiedades y el comportamiento del concreto lanzado son equivalentes a los de un concreto de la misma composición, mezclado y colocado en forma convencional.

4.1 Resistencia y Durabilidad

La resistencia de proyecto a compresión del concreto lanzado normalmente se fija entre 200 y 400 kg/cm². Las proporciones variarán de acuerdo con la resistencia que se especifique; de esta forma, un concreto lanzado con proporciones iniciales 1:45, por peso, puede adquirir una resistencia del orden de 230 kg/cm², a los 28 días. La resistencia a tensión del concreto lanzado, obtenida por medio de la prueba brasileña, varía entre el 8 y el 12% de su resistencia a compresión simple y la de flexión es de aproximadamente el 14% de la citada resistencia a compresión.

Conviene indicar que el desarrollo de resistencia del concreto lanzado, cuando se emplean aditivos acelerantes, es muy distinto al que ocurre cuando no se emplean estos aditivos; es normal que se presente una reducción considerable de las resistencias a largo plazo en el concreto lanzado. Por esta razón, parece mas conveniente especificar resistencias moderadas a largo plazo que recomendar resistencias muy elevadas. Por ejemplo, una resistencia de proyecto 28 días de 200 ó 250 kg/cm² es mas realista que una resistencia exageradamente alta de 350- ó 400 kg/cm² que difícilmente se podrá alcanzar en forma consistente. También, es conveniente tener en cuenta que en general la dispersión de los resultados es mayor en el concreto lanzado que en el concreto convencional.

Es muy poco lo que se ha investigado hasta la fecha respecto a la durabilidad del concreto lanzado. Sin embargo, podría decirse que su resistencia a la abrasión deberá ser menor que la de un concreto convencional colado contra moldes. De la misma manera podría decirse que su resistencia al ataque de aguas, sustancias y suelos agresivos, como en el concreto convencional, dependerá fundamentalmente de su composición, especialmente del tipo de cemento y de la calidad de los agregados.

4.2 Contracción y Permeabilidad

Los efectos de contracción por secado, según algunas observaciones, son un poco mayores en el concreto lanzado que en el concreto convencional; ésto se debe en gran parte a la elevada relación superficie-volumen que es característica de los espesores delgados del concreto lanzado que se utilizan en túneles. Los valores típicos de concentración que se obtienen en concreto lanzado están comprendidos entre 0.06 y 0.10%. El concreto lanzado, por otra parte, parece mostrar una permeabilidad menor que la del concreto convencional, probablemente debido a la energía con que se compacta al ser aplicado.

5. VERIFICACION DE CALIDAD

5.1 Muestreo

El muestreo de concreto lanzado puede efectuarse de 2 formas : a) extrayendo corazones o núcleos directamente de las paredes o techo de un túnel, con equipo de perforación provisto de broca de diamante; b) extrayendo núcleos, o labrando cubos o prismas, de paneles de prueba obtenidos durante el lanzamiento.

El primer procedimiento, indiscutiblemente, representa las condiciones reales de acomodo y compactación del concreto lanzado, además de que permite conocer los

espesores reales y, si se requiere realizar pruebas de adhesión entre el concreto lanzado y la roca o terreno, o al menos obtener un juicio visual de ésta. Desafortunadamente, en túneles resulta en general difícil y costoso obtener especímenes con este procedimiento.

El segundo procedimiento de muestreo es muy empleado, aún cuando, para lograr que la muestra represente lo mejor posible las condiciones de campo, exige también cuidados particulares y plantea condiciones de trabajo difíciles que resultan también en un costo considerable. El muestreo se efectúa utilizando charolas o artesas con la forma de un tronco de pirámide de base rectangular (60x60cm) y poca altura (10 a 15 cm). Las charolas normalmente son de madera y se colocan contra la superficie sobre la que se está lanzando, de tal manera que se llenen del concreto de las mismas características y en las mismas condiciones de compactación que el que queda adherido a las paredes o techo del túnel. En rigor, esto es difícil de lograr y con frecuencia se obtienen muestras que no son representativas. Del concreto de las charolas se obtienen, a su debido tiempo, los núcleos o cubos de ensaye.

5.2 Ensayes

La verificación de la calidad del concreto lanzado requiere, en primer lugar, de ensayos de resistencia a compresión simple en especímenes cilíndricos o cubicos; los primeros rara vez tienen la relación de esbeltez de 2:1 normal para concreto convencional. Por esa razón, se acostumbra corregir la resistencia para referir la a la esbeltez estandarizada. Los cilindros que se extraen con broca de diamante (diámetro entre 5 y 8 cm.) requieren de corte de cabezas con disco y a veces de un desbastado con abrasivo. También es usual que, después del corte de las cabezas, se emplee algún compuesto a base de azufre para garantizar que los extremos del espécimen son paralelos entre sí y perpendiculares a la generatriz del cilindro. El labrado de cubos no es usual aún cuando algunas prácticas europeas lo requieren.

Otros ensayos que se pueden realizar con los mismos especímenes son los de peso específico y absorción de agua como medidas del grado de compactación logrado. Las pruebas directas de adhesión no son simples ni están estandarizadas; sin embargo, existen algunos métodos tentativos para llevarlas a cabo. Los ensayos de resistencia a tensión (prueba brasileña en cilindros) y a flexión en vigas labradas, rara vez se efectúan.

5.3 Inspección

Con toda seguridad, nada puede substituir al juicio que se obtiene de una inspección visual sistemática del concreto que se lanzó contra las superficies expuestas de un túnel. Para el objeto, se requiere de un ingeniero o de un inspector entrenado y con amplia experiencia. La inspección visual, con ayuda de algunas herramientas de mano, permite obtener información muy valiosa respecto a espesores, resistencia in-situ, adhesión, agrietamiento, etc.

6. COMENTARIOS FINALES

Es de suma importancia reconocer la diferencia entre la verificación de calidad y el control de calidad durante la producción del concreto lanzado. En la Sección 5 de este reporte se presentan ideas generales sobre la verificación de la calidad. En rigor el control involucra las acciones correctivas oportunas que sirven para mejorar la calidad del concreto y de las cuales en este trabajo se ha dicho poco, por considerar que por si mismas merecen capítulo aparte y debenser motivo de un reporte especial.

El control de los ingredientes mediante pruebas de laboratorio, para fines de aceptación o rechazo, forma parte fundamental del control de calidad. Asimismo, el control de la composición de las mezclas de concreto lanzado mediante análisis del concreto fresco, por alguno de los procedimientos conocidos, puede constituir uno de los mejores elementos de corrección oportuna en beneficio de la calidad del concreto lanzado. A su vez, el control de los procedimientos y de los equipos empleados, mediante una inspección cuidadosa con personal especializado, constituye también una parte fundamental del control de la calidad del concreto lanzado.

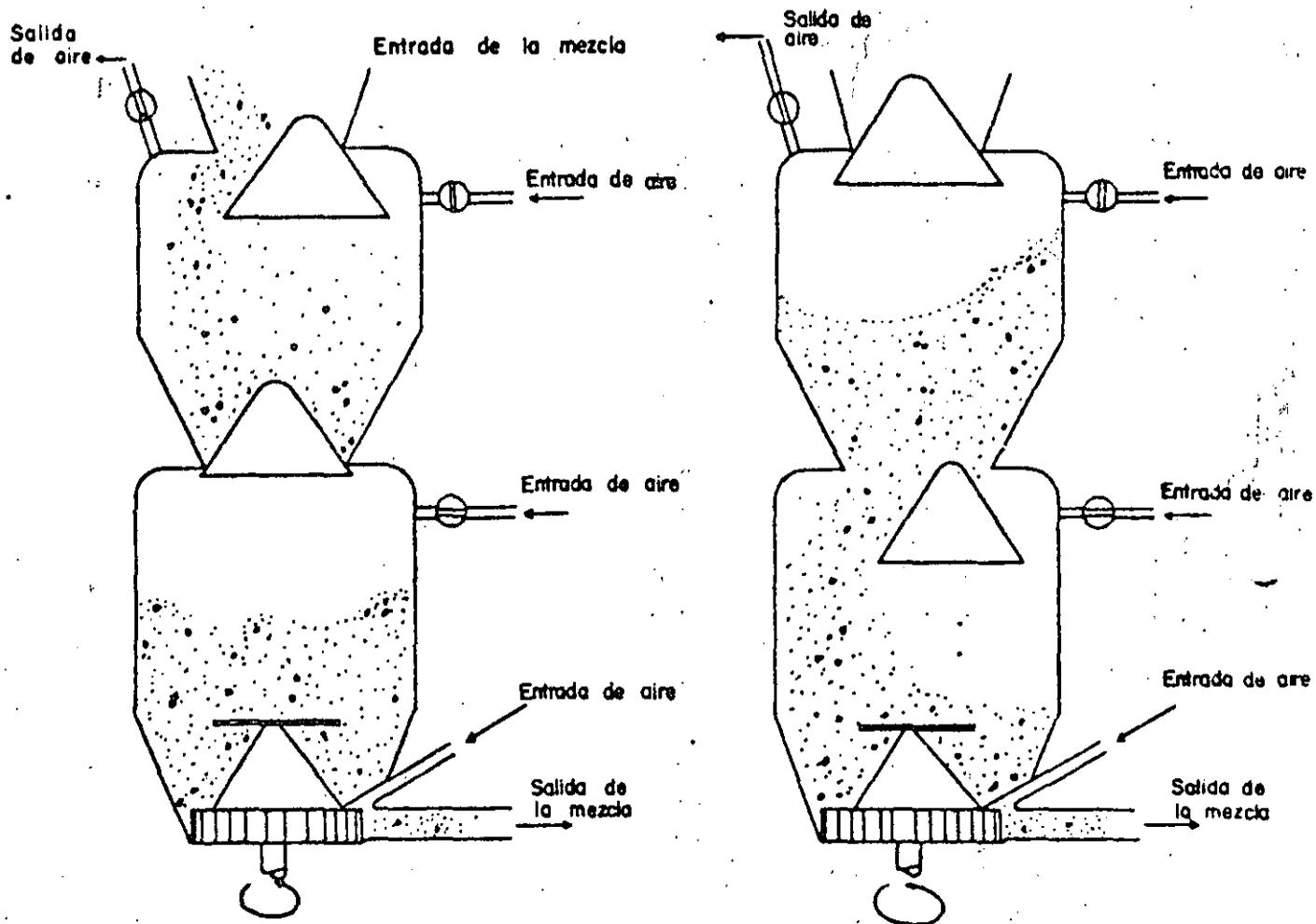


FIG. 1 MAQUINA LANZADORA DE DOBLE CAMARA

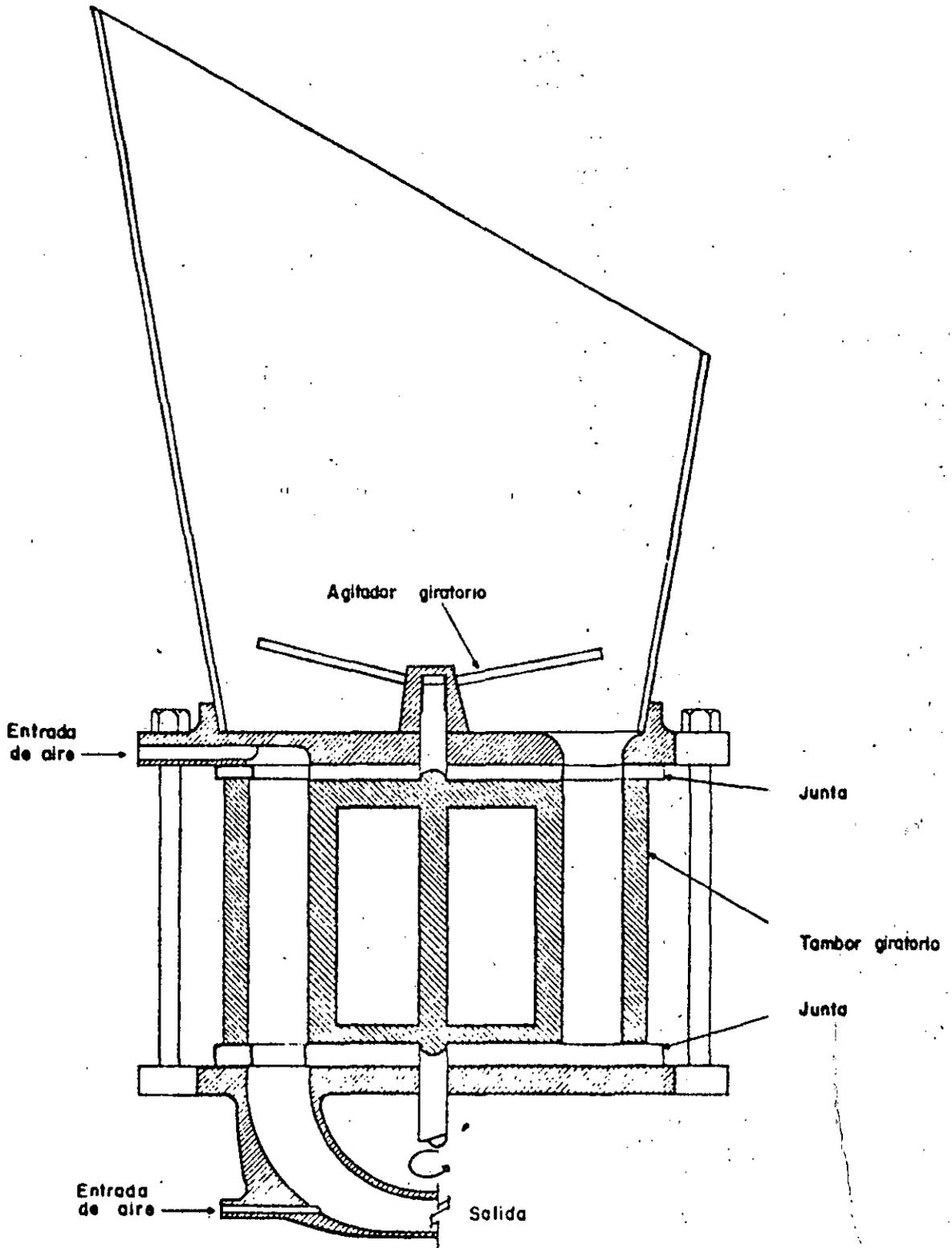


FIG. 2 MAQUINA LANZADORA DE TAMBOR ROTATORIO

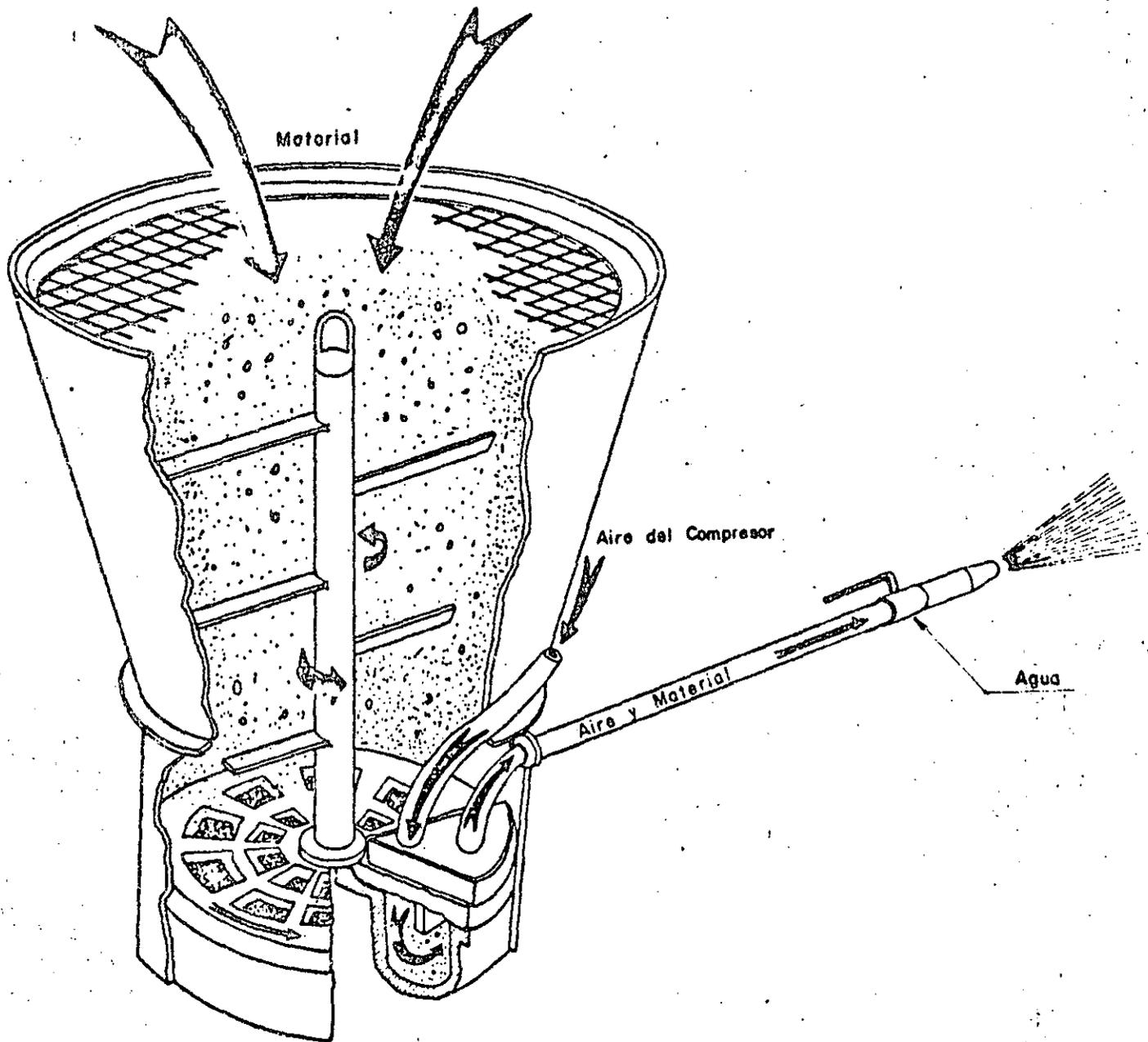


FIG. 3 MAQUINA LANZADORA CON COMPARTIMIENTOS EN "U"

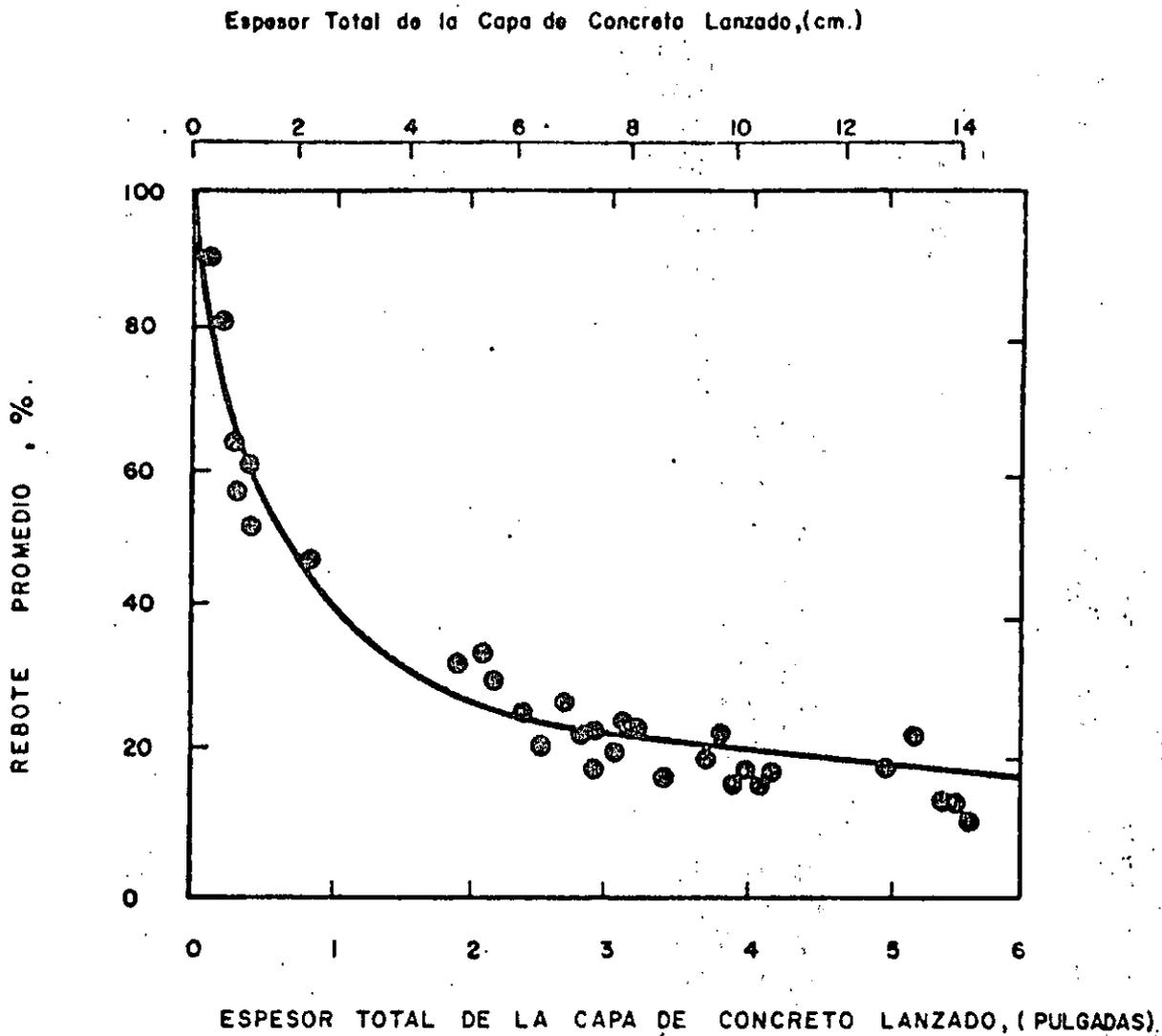


FIG. 4 RELACION ENTRE EL REBOTE PROMEDIO Y EL ESPEOR DEL CONCRETO LANZADO.

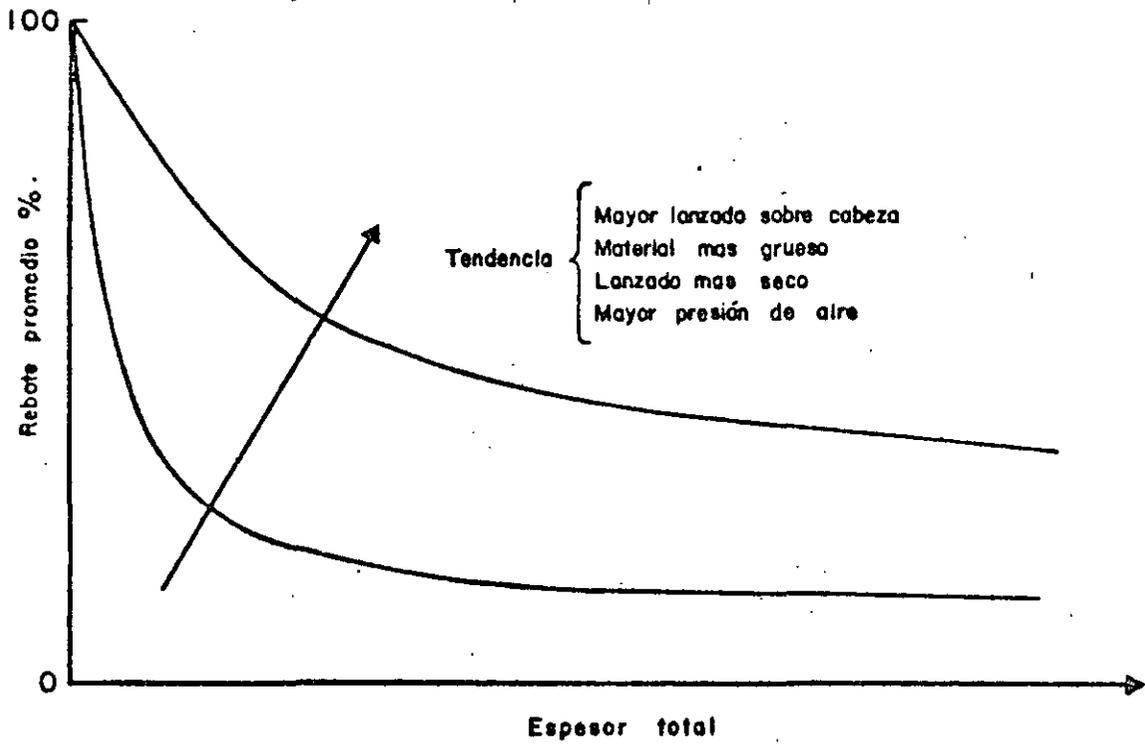


FIG. 5 TENDENCIA GENERAL DE LAS CURVAS DE REBOTE

MUY CERCA

CORRECTO

MUY LEJOS

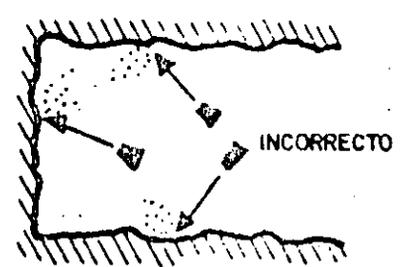
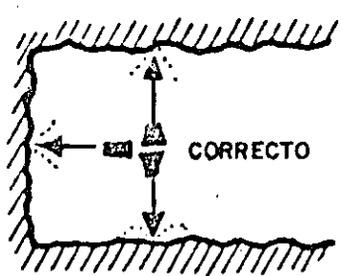
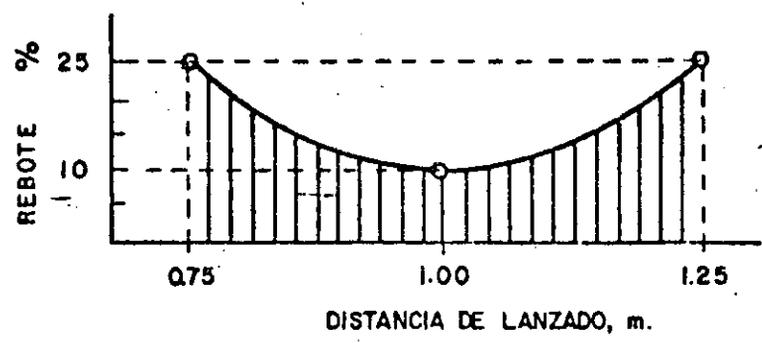
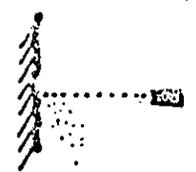


FIG. 6 INFLUENCIA DE LA DISTANCIA Y DEL ANGULO DE LANZADO

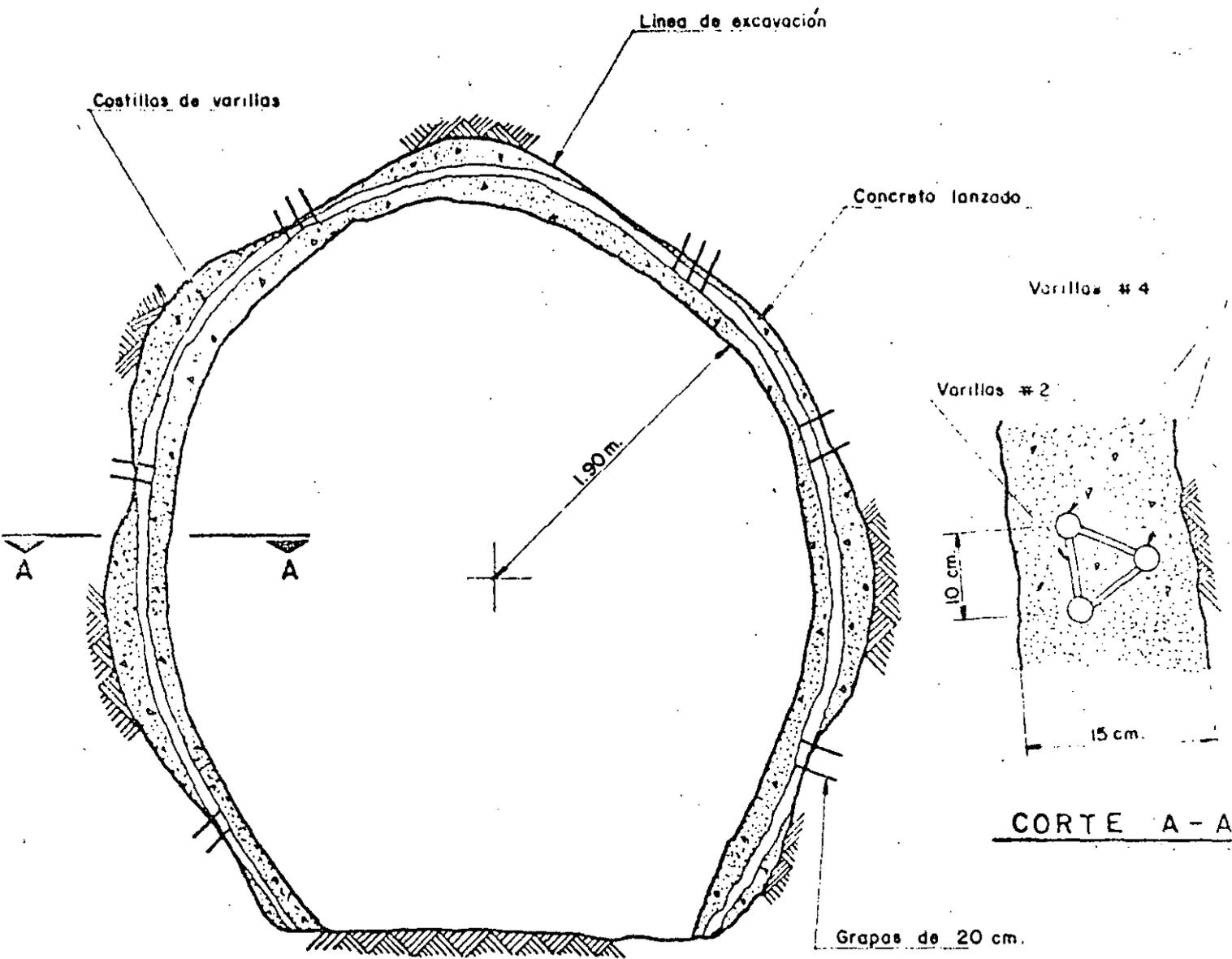
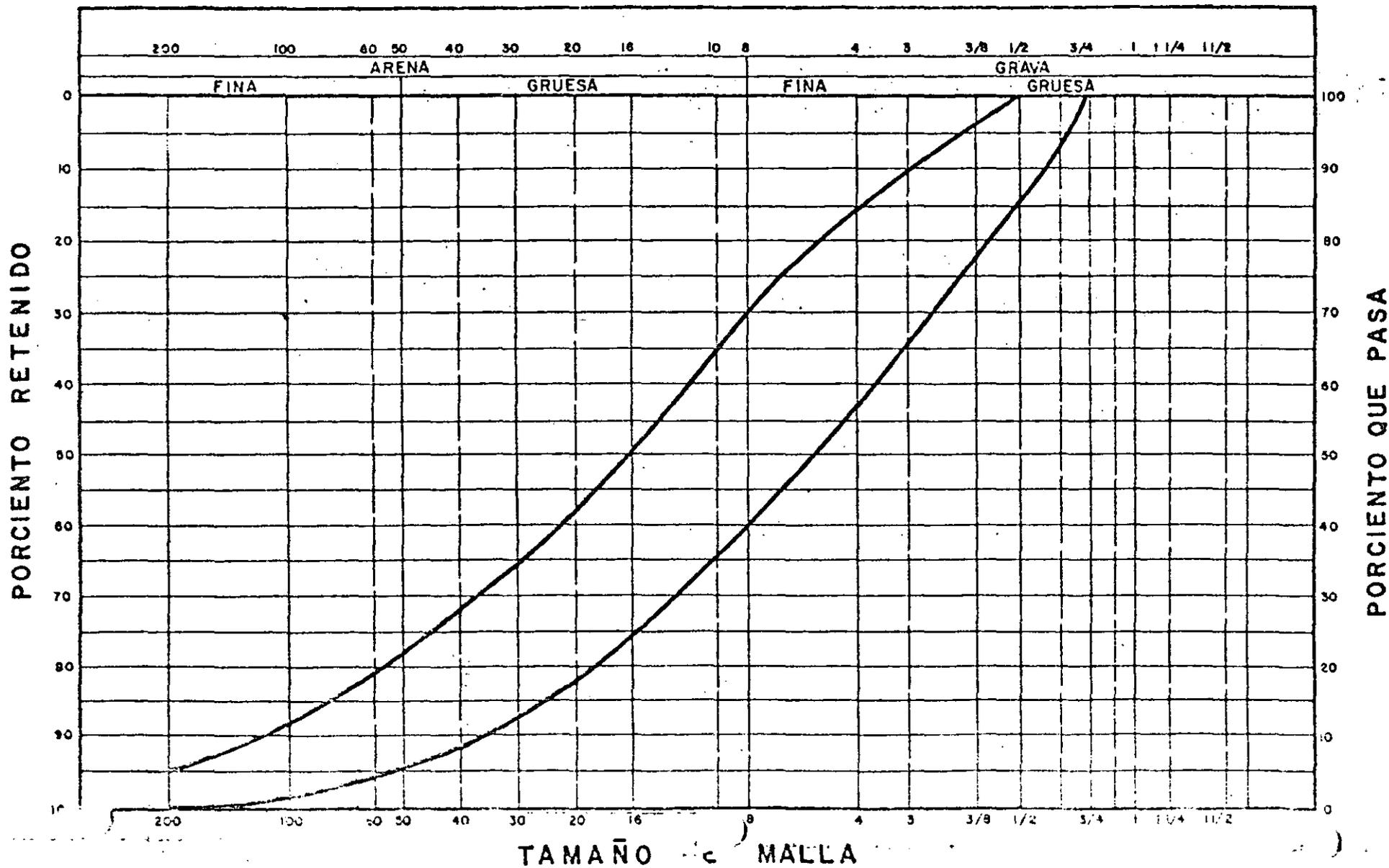
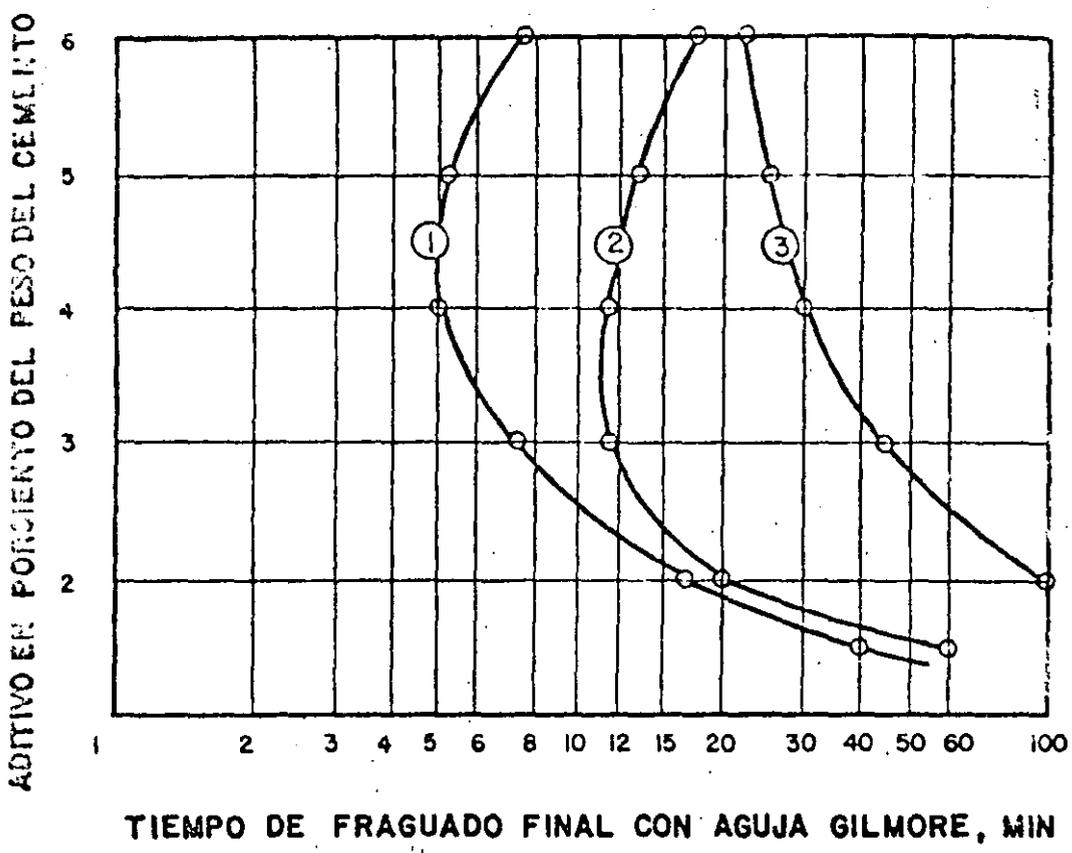


FIG. 7 COSTILLAS DE VARILLAS COMO REFUERZO EN CONCRETO LANZADO

FIG. 8 CURVAS GRANULOMETRICAS PARA CONCRETO LANZADO





TIEMPO DE FRAGUADO FINAL CON AGUJA GILMORE, MIN

DESCRIPCION=

- ① Combinación con buena compatibilidad.
- ② Combinación que cumple con requisitos mínimos para una mezcla aceptable.
- ③ Combinación que no cumple con la mayoría de condiciones de trabajos subterráneos.

FIG. 9 EFECTO DEL ADITIVO EN EL TIEMPO DE FRAGUADO

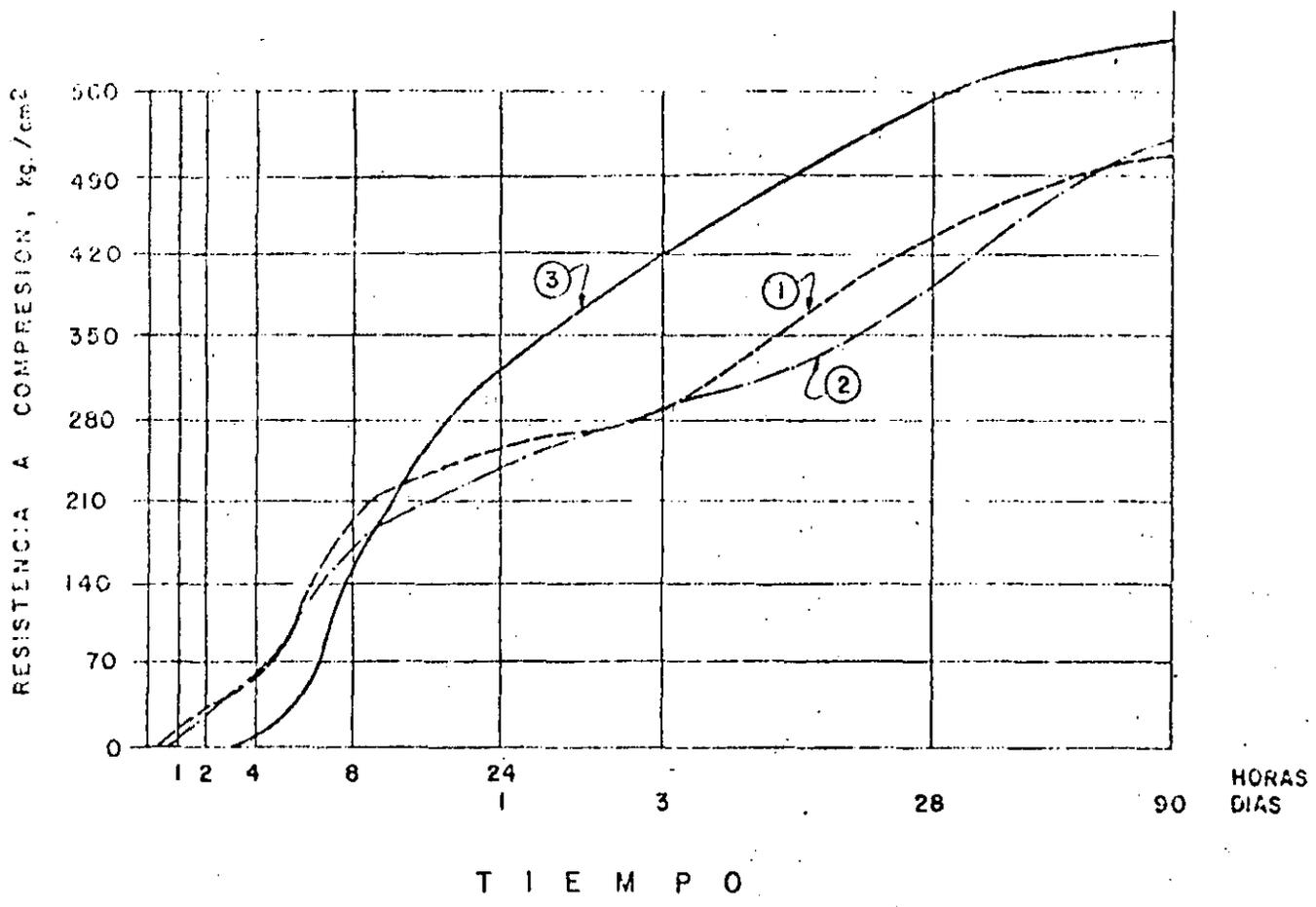


FIG. 10 EFECTO DE LOS ACELERANTES EN LA RESISTENCIA A EDADES TEMPRANAS Y A LARGO PLAZO

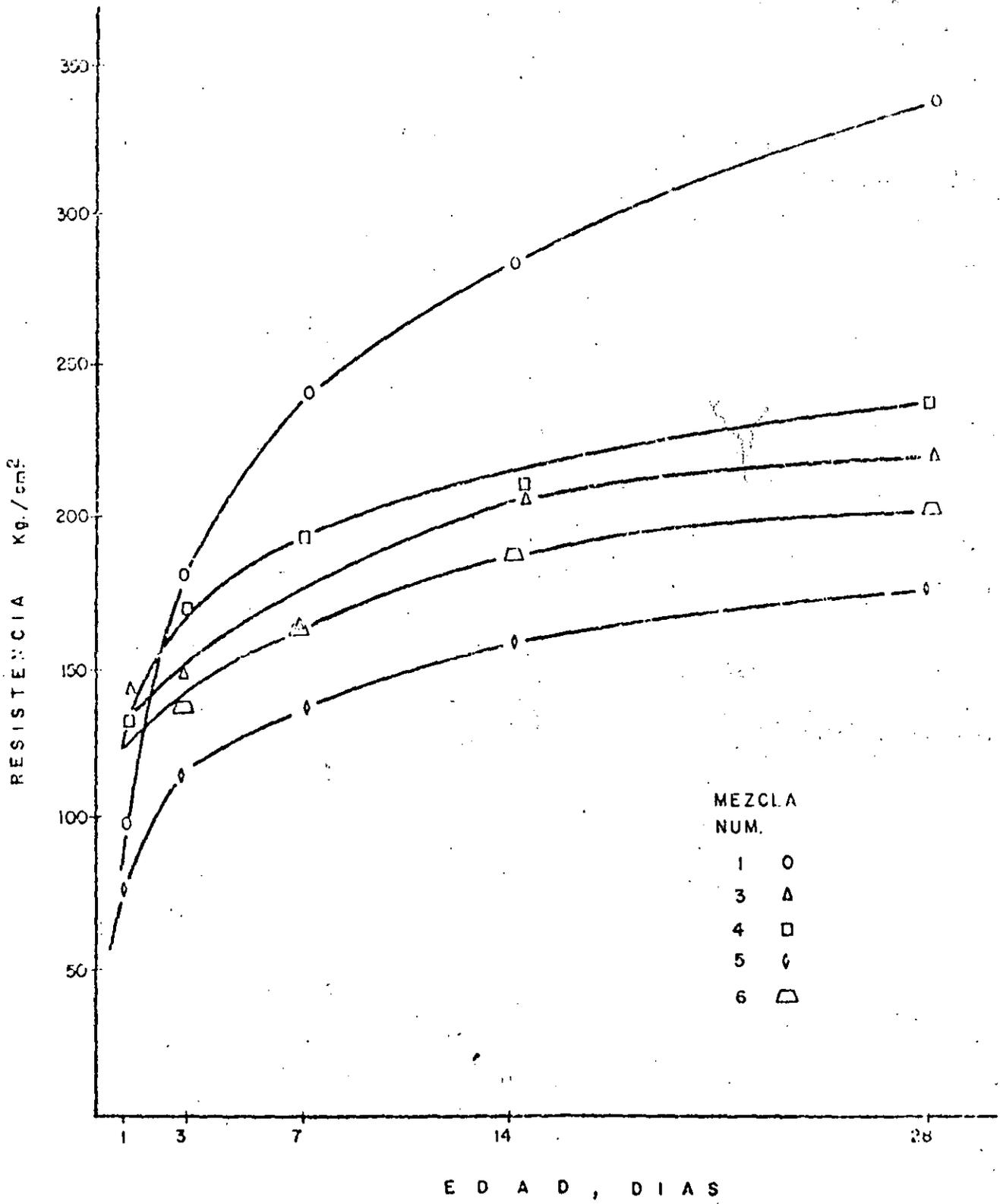


FIG. II PRUEBAS DE ADITIVO ACELERANTE EN CONCRETO LANZADO.

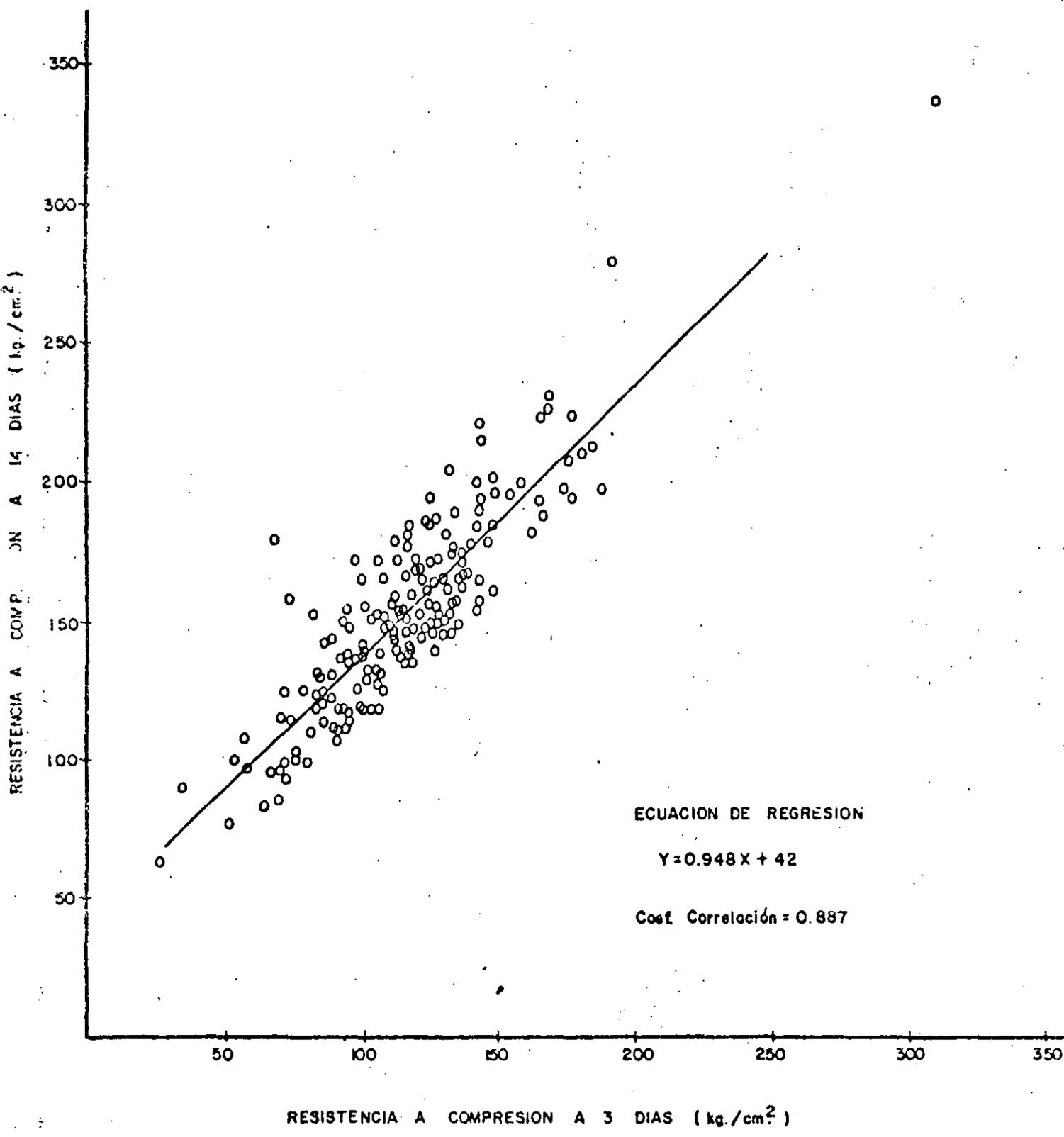
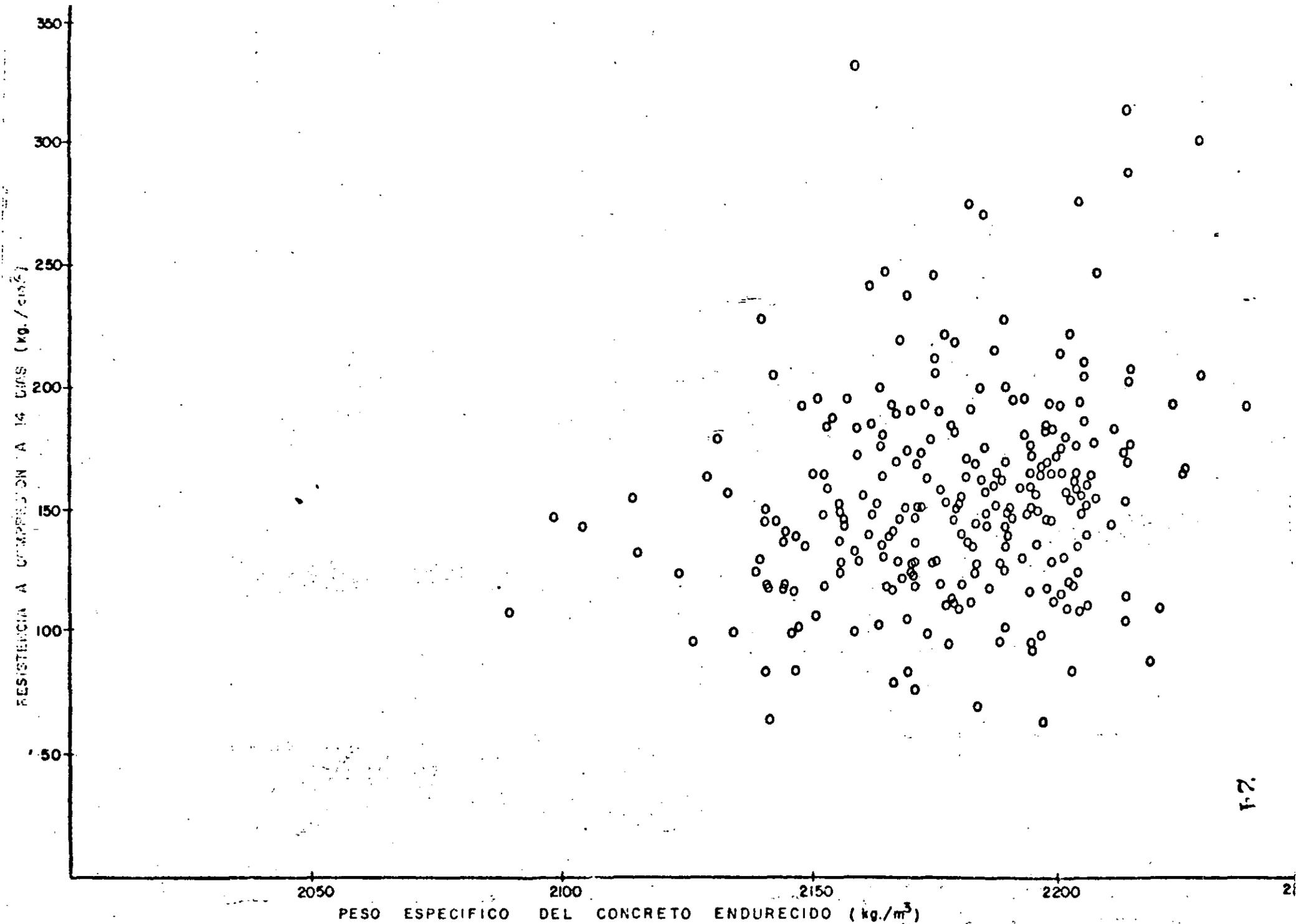


FIG. 12 RELACION ENTRE LAS RESISTENCIAS A 3 Y A 14 DIAS



F-2.

FIG 13 RELACION ENTRE PESO ESPECIFICO Y RESISTENCIA

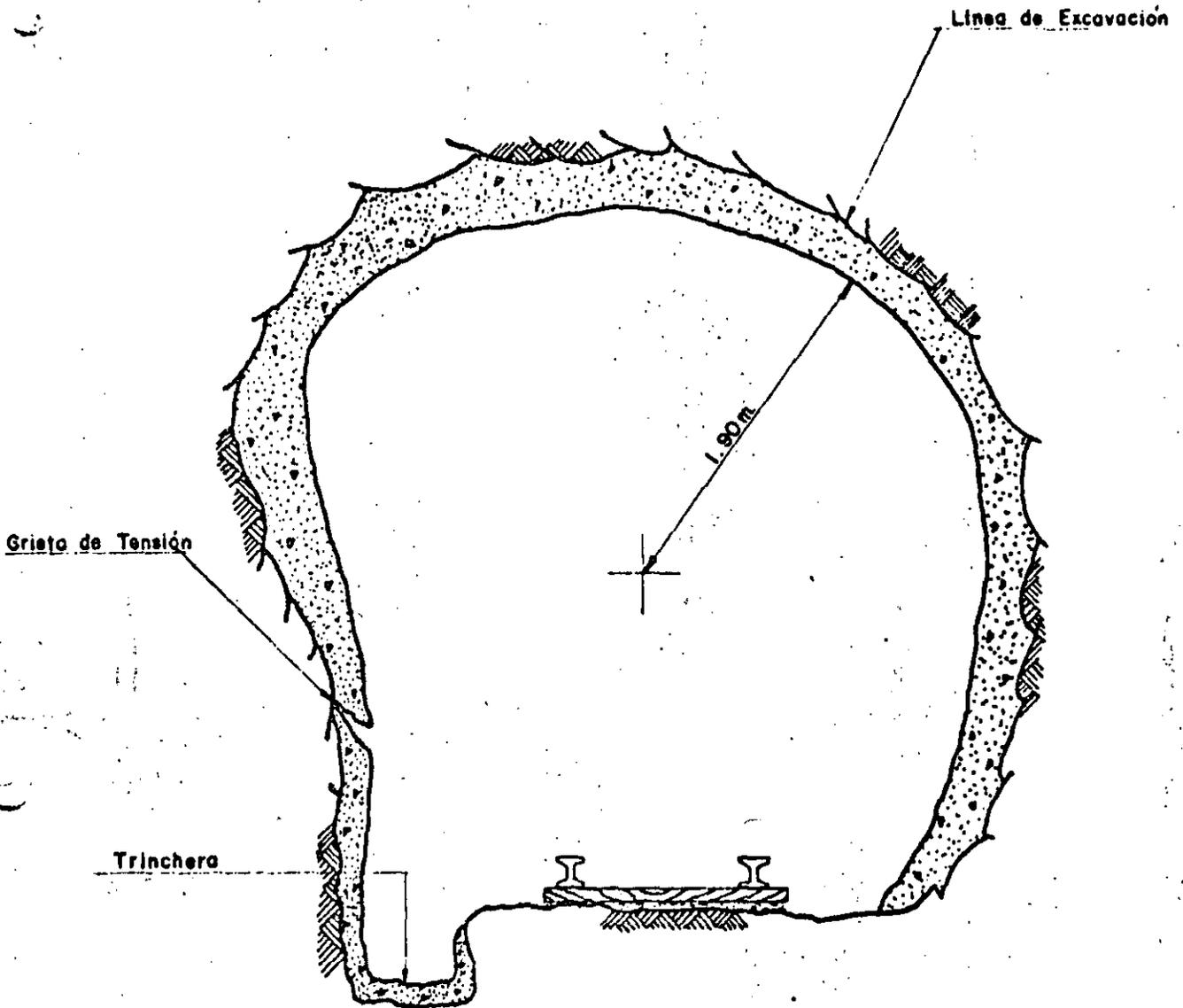
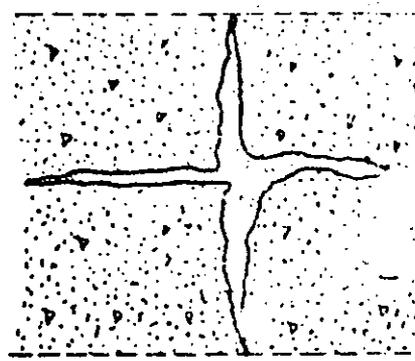
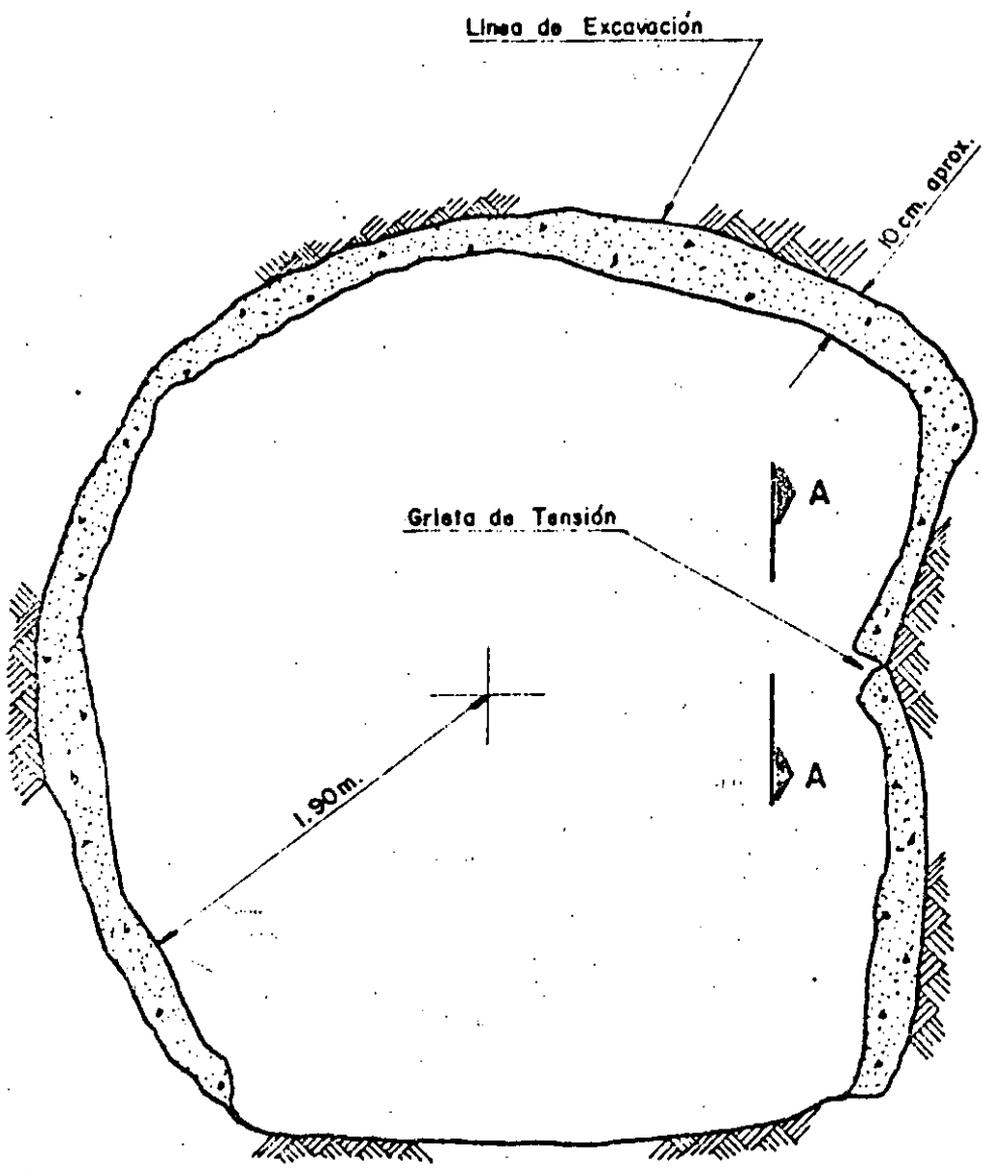


FIG. 14 DESARROLLO DE GRIETAS DE TENSION EN UNA PROTUBERANCIA DE LA ROCA



VISTA A - A

FIG. 15 GRIETA DE TENSION EN UNA PROTUBERANCIA DE LA ROCA

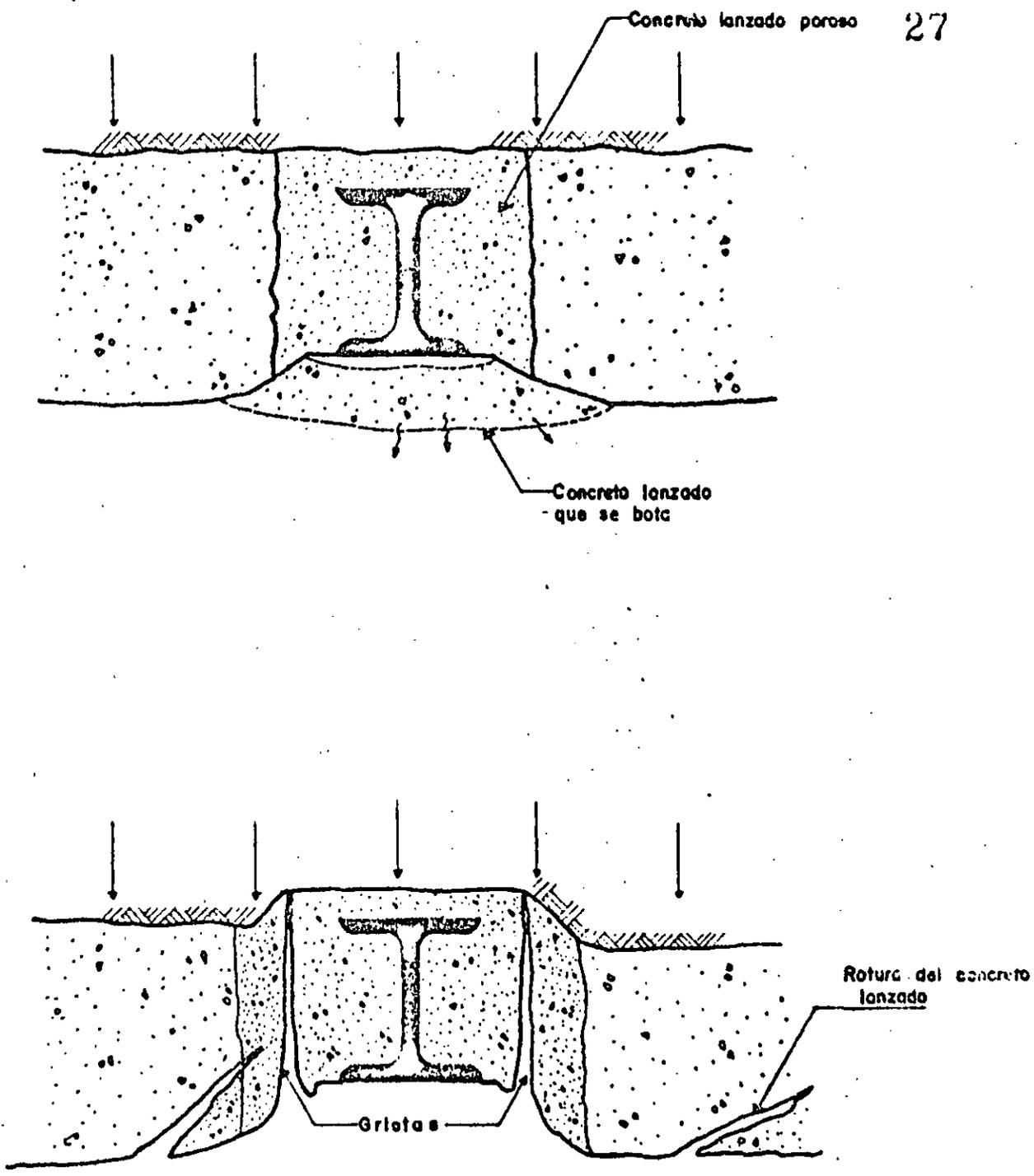


FIG. 16 ROTURA DEL SISTEMA CONCRETO LANZADO-VIGUETAS DE ACERO

T A B L A 1.- ANALISIS ESTADISTICO DE CARACTERISTICAS DEL CONCRETO LANZADO

	NUM. DATOS	P R O M E D I O	DESVIACION ESTANDAR	VALOR MAXIMO	VALOR MINIMO
RESISTENCIA A COMPRESION 3 DIAS DE EDAD	227	117 kg/cm ²	35.7 kg/cm ²	310 kg/cm ²	27 kg/cm ²
14 DIAS DE EDAD	316	156 kg/cm ²	42.3 kg/cm ²	334 kg/cm ²	63 kg/cm ²
PORCIENTO DE GRAVA EN MEZCLA DE AGREGADOS	267	34.3 %	12.9 %	74.9 %	4.2 %
MATERIAL QUE PASA LA MALLA NUM. 100 POR - LAVADO EN MEZCLA DE AGREGADOS	271	10.5 %	2.3 %	20.1 %	2.4 %
PORCIENTO EN PESO - DE LA MEZCLA CEMENTO- AGREGADOS	263	20.5 %	7.2 %	50.5 %	5.4 %
PESO ESPECIFICO	316	2179 kg/m ³	27.6 kg/m ³	2282 kg/m ³	2070 kg/m ³



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

MÉTODOS CONSTRUCTIVO MODERNOS

TUNELES EN ROCA

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

SEPTIEMBRE, 1984.

TUNELES EN ROCA.

Entre los métodos modernos de tunelaje destaca el uso de grandes perforadoras capaces de hacer túneles de más de 10 m. de diámetro en rocas de gran dureza.

Desde su introducción, a mediados de la década de los 50, estas perforadoras mecánicas o topos fueron aceptadas como una herramienta práctica para ejecutar excavaciones subterráneas rápidas. Dado que el topo daña en forma mínima la roca circundante el peligro de tallas en la clave y paredes del túnel disminuye considerablemente. Asimismo la sobreexcavación es generalmente pequeña con el consiguiente ahorro en el concreto usado para el revestimiento y la energía empleada para la extracción de la roza.

El tamaño uniforme del material a extraer permite el diseño y uso de sistemas continuos de roza los cuales son, potencialmente, más económicos que los convencionales. Adicionalmente el relativamente pequeño número de personal empleado, hace que el empleo de estas máquinas sea ventajoso tanto desde un punto económico como de seguridad.

Los costos más bajos de operación se obtienen cuando los sistemas de apoyo son compatibles con el topo y las características de éste con el tipo de roca y las condiciones geológicas que se encuentren a lo largo del túnel.

El tiempo necesario para el armado y desarmado de un topo es generalmente grande. Por otra parte, la inversión es fuerte y el rango del diámetro a perforar, para una máquina en particular, se mueve entre límites muy estrechos. Esto hace que su empleo se recomiende para túneles largos o en proyectos en donde se involucran varios túneles del mismo, diámetro.

Por otra parte, el obstáculo que representa la máquina en el acceso a la frente hace que en ocasiones se dificulte el manejo de condiciones geológicas inesperadas, como algún caído en la frente o desprendimientos de rocas grandes.

De una manera general el buen éxito en la perforación de túneles, con el uso de topos, se ha obtenido en excavaciones de rocas suaves y semiduras tales como areniscas, lavas, calizas, etc.

En términos abreviados un topo consiste en un cuerpo metálico muy robusto que se atraca contra las paredes de la excavación por medio de gatos hidráulicos en número de dos o cuatro; una cabeza giratoria con un número variable de cortadores que también giran sobre su propio eje; un sistema de gatos que producen una presión de los cortadores sobre la frente que se está atacando.

El giro de la cabeza se efectua por medio de motores eléctricos o hidráulicos que en una buena parte de los topos se encuentran colocados en su parte posterior y transmiten el movimiento de rotación a la cabeza por medio de una flecha que pasa a través del cuerpo.

Estando atracado el topo el ataque se produce al girar la cabeza que está siendo empujada contra la frente por los gatos correspondientes. Los filos de los cortadores provocan la fractura del material que cae en forma de esquirlas, casi siempre de tamaño reducido, las cuales son recogidas por cangilones ligados a la propia cabeza que depositan el material sobre una banda transportadora colocada en la parte superior del topo. Esta banda mueve la rezaga hasta la parte posterior del mismo en donde es manejada por los sistemas de apoyo para su extracción del túnel.

Cuando los gatos de empuje han agotado su carrera, se aflojan los gatos de atraque y los gatos de empuje, cambiando el sentido del flujo, jalan ahora al cuerpo del topo al tiempo que se van cerrando. Gatos adicionales empujan el cuerpo del topo hacia la frente.

La máquina se nivela y se alinea mediante un rayo laser que pasa por un punto de una placa transparente colocada en la parte posterior del topo y debe incidir en el punto de otra placa colocada en la parte delantera. Nivelada y alineada la máquina, se atraca mediante los gatos correspondientes y se empieza un nuevo ciclo. Los avances en cada ciclo son desde 50 hasta más de 150 cms.

Se puede considerar a los cortadores como los elementos más importantes de un topo y su selección para un proyecto determinado depende principalmente de las características mecánicas de las rocas.

Los cortadores son básicamente de los siguientes tipos:

- 1.- Fijos de arrastre
- 2.- Rotatorios de disco (o anillos lisos)
- 3.- " dentados
- 4.- " de botones

Los de arrastre o arranque se usan poco y solamente en rocas muy suaves.

Los cortadores de disco operan como un cortador de vidrio, el empuje del cortador contra la cara de la roca hace saltar esquirlas por ambos lados. El número de anillos en un cortador puede variar de 1 a 5, su sección es triangular, la superficie cortante es endurecida y están colocados sobre un cuerpo tronco cónico junto con el cual pueden estar forjados o bien pueden ser colocados sobre éste a presión y con puntos de soldadura.

Los cortadores dentados son semejantes a los anteriores pero tienen insertos elementos grandes de carburo tungsteno. Los cortadores de botón tienen también insertos de carburo tungsteno en hileras que sobresalen del cuerpo del cortador en forma de semiesferas, siendo más pequeños estos insertos que los de los cortadores dentados. En ambos casos, la fractura es causada debido a esfuerzos concentrados, muy altos por la punta del diente o botón.

Los cortadores giratorios, cualquiera que sea su tipo, están colocados sobre la cabeza de la máquina de modo que sus filos, dientes o botones, describen circunferencias concéntricas con una separación adecuada entre ellas. La posición más crítica de un cortador es la de la periferia de la cabeza pues ahí va atacando simultáneamente la frente y la pared del túnel.

El comportamiento de un topo depende por supuesto de la dureza y esfuerzo de ruptura de la roca pero también, en forma muy importante, del grado de fracturamiento de la roca y del diseño y colocación de los cortadores.

El fracturamiento característico de la roca varía ampliamente de un túnel a otro y es función del tipo de roca, las presiones a que está sometida, el campo de esfuerzos, contenido de humedad etc., y su influencia en el avance se verá posteriormente.

ROCAS SANAS.

Los parámetros más importantes para el diseño de la cabeza cortadora son: la geometría de los cortadores, su espaciamiento y la configuración de su colocación así como la fuerza normal media que ellos ejercen sobre la frente. Todos estos factores influyen en el comportamiento del topo, medido por su velocidad de avance, tiempo de reparaciones, costo de sustitución y mantenimiento de los cortadores, etc. Es particularmente importante la separación entre dos trazas vecinas, hecha por los filos o botones de los cortadores en su viaje; este espaciamiento afecta la interacción entre las ramuras que se van formando y por consiguiente la velocidad de avance y la eficiencia general de la máquina. Lo anterior implica que es necesario seleccionar el espaciamiento correcto para cada trabajo específico y es válido básicamente cuando se están atacando rocas con un R.Q.D. alto.

Un cortador recibe una fuerza normal Q y al girar la cabeza ejerce sobre el terreno una fuerza cortadora C que depende desde luego del valor de Q , de la separación entre las circunferencias descritas por los cortadores y de las propiedades mecánicas de la roca.

Al cociente $\frac{C}{Q}$ se lo llama coeficiente de corte y la fuerza normal Q es igual aproximadamente al empuje total del

del topo entre el número de filos cortadores. En el caso de cortadores de un solo filo, será pues, igual al empuje entre el número de cortadores.

P.F. Rad (Journal of Geotechnical Dept. 75) ha encontrado para K_c los siguientes valores.

ROCA	K_c
Caliza	0.066
Marmol	0.063
Granito	0.054
Cuarcita	0.039

En la tabla siguiente (Deere y Miller) se tiene una clasificación de rocas y sus esfuerzos de ruptura a la compresión simple.

TABLA I
CLASIFICACION DE ROCAS (Deere y Miller)

CLASE	ESF. DE RUP. Kg/cm ²	ROCA
A Muy alta resistencia	2250 o más	Cuarcita Diorita Granito
B Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C Media resistencia	550 - 1125	Calizas Marmol
D Baja resistencia	275 - 550	Arenisca Lutita
E Muy baja resistencia	275 o menos	Pizarra Limolita

Desde luego, los valores de K_c no han establecido en rocas sanas con R.Q.D. 100 y para este tipo de formaciones se puede considerar, en lo relativo a la utilización de topes, lo siguiente:

Rocas clase A con esf. de ruptura de 2250 o más son difícilmente atacadas por el topo el cual no compete con el método convencional.

Rocas clase B con esfuerzo de ruptura entre los 1100 Kg/cm² y los 2200 Kg/cm² son factibles de atacar pero sigue siendo más económico el método convencional. Sin embargo en casos especiales como la perforación de túneles en ciudades con este tipo de subsuelo es el topo, casi siempre, la herramienta adecuada para la perforación.

Rocas clase C con esfuerzo de ruptura entre los 550 y 1125 Kg/cm² son atacables con buen éxito sobre todo en el rango inferior de esfuerzos. El topo puede aquí competir ventajosamente con el método convencional sobre todo en túneles largos.

Rocas clase D con esfuerzo de ruptura entre los 275 y 550 Kg/cm² son fácilmente atacables y en este tipo de materiales es en donde se han logrado los avances más espectaculares llegando a perforarse más de 2 Km por mes.

Rocas clase E con esfuerzo de ruptura inferiores a los 275 Kg/cm² pueden presentar problemas para el atraque del topo sobre todo en los rangos inferiores de valor del esfuerzo.

Desde luego como antes se indicó, el tipo y disposición de los cortadores dependerá del tipo de roca por atacar.

Siguiendo con las rocas sanas, se han propuesto varias fórmulas semiempíricas para determinar el avance de un topo.

La fórmula propuesta por ROBBINS para rocas de dureza media tiene la forma siguiente:

$$a(\text{mm}) = 3.5 \frac{Q_c (\text{KN})}{\sigma_c (\text{MPa})}$$

en donde:

- a Penetración por vuelta, en mm.
- Q_c Fuerza normal por cortador (de un filo) en Kilo Newtons
- σ_c Esfuerzo de ruptura a la compresión simple en Mega Newtons entre mm² (Mega Pascal)

Si por ejemplo en un topo con velocidad angular de 6 R.P.M. y un empuje por cortador de 100 KN (aproximadamente 10 ton.) ataca una roca con esfuerzo de ruptura de 600 Kg/cm² se tendría:

$$\sigma_c = 600 \text{ Kg/cm}^2 = 600 \times \frac{9.8 \times 100}{10\,000} = 58.8 \text{ MPa}$$

y el avance por vuelta:

$$a = 3.5 \frac{150}{58.8} = 8.93 \text{ mm/h.}$$

lo que daría un avance por hora de ataque de:

$$A = \frac{8.93 \times 6 \times 60}{1\,000} = 3.21 \text{ m/h.}$$

El filo del cortador debe ser capaz de soportar el empuje de 15 tons. sin aplastarse o romperse y esto sería la base para su selección.

CASO PARTICULAR

En México se ha operado un topo con las características siguientes:

MARCA	JARVA
MODELO	MK 11-12
PESO TOTAL	60 Tons.
DIAMETRO	3.66 m. (12')
EMPUJE	254 TONS.
ATRAQUE	720 "
POTENCIA	375 H.P. (3 motores de 125 H.P., 1750 R.P.M.)
VOLTAJE	440 V.
VELOCIDAD ANGULAR	10.7 R.P.M.
PAR MAXIMO	25 000 kgs-m.
Nos. CORTADORES	23 Pzas.

La información que a continuación se maneja, ha sido obtenida mediante el empleo de un sistema de control, detallado en los anexos, que ha permitido obtener en forma sistemática los rendimientos efectivos de la máquina, su disponibilidad, así como las eficiencias en la operación en dos niveles. Se ha llevado también control de los cortadores empleados, obteniéndose, para cada uno de ellos, la duración en horas y los metros avanzados.

También se han sacado corazones de roca, determinándose en ellos propiedades mecánicas tales como: esfuerzo de ruptura a compresión simple, módulo de elasticidad tangente, dureza escala shore, abrasión, etc.

La descripción de la máquina, sistema de carga y extracción de rezaga corresponde a lo que antes se indicó. En lo que sigue se verá cómo encaja esta máquina en el contexto y en general sus rendimientos, consumos específicos de energía y en general su comportamiento.

Por lo que se refiere a las características intrínsecas de la máquina, se tiene lo siguiente:

a). Empuje axial:

Se tiene $E = 254\ 000\ \text{Kgs}$; $D = 3.66$

$E = K_c \cdot D^2$ de donde:

$$K_c = \frac{E}{D^2} = \frac{254\ 000}{3.66^2} = 18961\ \text{kg/m}^2$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1

b).- Potencia nominal en la cabeza.

$$P = 375 \text{ H.P.}; \quad D = 3.66$$

$$K_p = \frac{P}{D^2} = \frac{375}{3.66^2} = 28 \text{ H.P./m}^2$$

Punto en la gráfica 2

c).- Par de torsión nominal en la cabeza.

$$T = 25\,000 \text{ kgs-m.}$$

$$D = 3.66 \text{ m.}$$

$$K = \frac{T}{D^{2.3}} = \frac{25000}{3.66^{2.3}} = 1265 \text{ kgs/m}^{1.3}$$

Con punto en la gráfica 3.

Los valores obtenidos y los puntos localizados en las gráficas dan idea de si las características de un topo están balanceadas.

APLICACION

Esta máquina se ha empleado en la perforación de dos clases diferentes de terreno.

Caso A).- Túnel en Baja California Norte en roca granítica de alta resistencia correspondiente al grado B de la Tabla 1, con esfuerzo de ruptura a la compresión simple de 1800 kgs/cm², dureza shore 80; módulo de elasticidad relativo promedio bajo; el fracturamiento corresponde, en términos generales a un V de la tabla 2.

Como elementos que pueden servir para la obtención del costo, se dan los resultados medios obtenidos en la perforación de 700 m. de túnel mediante el sistema de control mencionado antes y que son, entre otros los siguientes:

- | | | |
|-----|--|-----------|
| 1.- | Velocidad de avance en tiempo efectivo de ataque. | 0.65 m/h. |
| 2.- | Demanda media en cada motor a 440 Volts. | 85 amps. |
| 3.- | Empuje medio. | 185 Tons. |
| 4.- | Equipo fuera de disponibilidad en % del tiempo programado. | 55 % |
| 5.- | Pérdida de tiempo por falta de materiales, personal, energía | 13 % |

- 6.- Porcentaje del tiempo total, empleado en acomodar el topo, prolongar instalaciones de aire, ventilación y agua, falta de transporte de rezaga. 10%
- 7.- Porcentaje del tiempo total empleado en ataque. 22%

Por lo que a los cortadores se refiere, se usaron de las marcas Jarva, Kenametal, Reed y anillos Robbins colocados en cuerpo Jarva, en las siguientes cantidades.

- a).- 103 Cortadores Jarva y Kenametal con insertos de carburo tungsteno.
- b).- 301 Cortadores Jarva de disco endurecido.
- c).- 36 Cortadores Reed con bolones de carburo.

Asimismo, los rendimientos medios por cortador fueron los siguientes:

- A).- Cortadores Jarva y Kenametal con carburo tungsteno:
 Vida media 100 h.
 Avance. 65 m.
- B).- Cortadores de disco Vida media 52 h.
- C).- Cortadores Reed con carburo tungsteno
 Vida media 163 h.
 Avance 80 m.

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

Potencia Aplicada.

Este topo dispone de 3 motores con una potencia de 125 H.P. cada uno y trabajan con 440 Volts de tensión.

Para tener la potencia máxima, cada motor demanda un amperaje obtenido como sigue:

$$P = 125 \text{ H.P.} = 125 \times 746 = 93\,250 \text{ Watts.}$$

Y además, para el caso de un motor trifásico:

$$P = \sqrt{3} \cdot V \cdot A$$

En donde:

P = Potencia en Watts.
 V = Voltios
 A = Amperes

$$A \quad \frac{P}{\sqrt{3} V} = \frac{93250}{\sqrt{3} \times 440} \quad 122.5 \text{ amps.}$$

Sin embargo la demanda media de los motores fue de solamente 85 amps. es decir que la potencia empleada solo fue de un 70% de su capacidad.

Al aumentar un empuje se aumenta la fuerza normal a la frente y como consecuencia la fuerza de corte, el par de giro y la potencia. El empuje medio de 185 tons. fue el máximo que pudo aplicarse ya que con uno mayor los cortadores se terminaban rápidamente. De lo anterior se concluye que: en rocas duras, abrasivas, de alta resistencia y sin fracturamiento apreciable la potencia de corte aplicada está limitada por el empuje axial y este a su vez, por la capacidad de los cortadores para realizar su función, sin un desgaste demasiado rápido o rupturas prematuras.

Así pues, en las condiciones usuales de trabajo la potencia nominal en la cabeza vale:

$$P = 85 \text{ amps} \times 440 \text{ Volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 194\,336 \text{ watts}$$

Para localizar un punto en la gráfica No. 4, se calculará el trabajo en kgs-m. realizado en un minuto.

Recordando que

$$1 \text{ watt} = 1 \text{ julio/seg} = 1 \text{ newton metro/seg.}$$

$$\frac{1}{9.81} \text{ Kgs-m/seg.}$$

El trabajo efectuado en 1 minuto vale

$$W = 194336 \times \frac{60 \text{ seg.}}{9.81} = 1\,183\,599 \text{ kgs-m/min.}$$

A la velocidad de 0.65 m/h el volumen excavado en 1 min. vale:

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4} \times \frac{0.65}{60} = 0.114 \text{ m}^3/\text{min.}$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 4.

El consumo específico de energía en kgs/cm², es:

$$W_s = \frac{1\,183\,599 \times 100 \text{ kgs-cm/min.}}{113\,970 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 1049 \text{ kg/cm}^2$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con 1800 kgs/cm²

$$\frac{W_e}{\bar{v}_c} = \frac{1043}{1800} = 0.58$$

Siendo este tipo de velocidad angular constante, como son la mayoría el par de torsión es función únicamente de la potencia, ya que:

$$P = T \omega$$

En donde:

T Par de Torsión

ω Vel. ang. en rad/seg.

En este caso

$$T = \frac{P}{\omega} = \frac{194336}{9.81} \times \frac{60 \text{ seg.}}{2 \times 10.7} = 17679 \text{ kgs-m.}$$

Un tipo de velocidad variable tiene la ventaja de aumentar o disminuir el par y conjugarlo con el empuje para lograr una mejor eficiencia.

Caso B).- Túnel en Molango, Hgo. para mina de manganeso en roca con esfuerzo medio de ruptura a la compresión simple de 1900 kgs/cm², dureza shore 73.5

El fracturamiento corresponde, en términos generales al I de la tabla 2.

Los datos obtenidos son los siguientes:

1.-	Velocidad de avance.	2.17 m/h.
2.-	Demanda media por motor.	115 amps.
3.	Empuje axial (900 lbs/pulg ²)	128 Tons.
4.-	Equipo fuera disponibilidad en % del tiempo total.	45 %
5.-	Pérdida de tiempo por falta de personal, materiales, energía.	8 %
6.-	Porcentaje del tiempo total empleado en acomodar tipo, instalaciones, falta de transporte de rezaga. (16 %)	24 %
7.-	Tiempo empleado en ataque	23 %

Los cortadores usados han sido únicamente de 3 discos, marca larva, con precio de 1100.00 Dlls. por cortador y su duración promedio ha sido de 170 h. y 369 m. teniendo todavía un 20 % de vida, así que:

$$\text{Vida probable} = \frac{170}{0.80} = 212 \text{ h.}$$

$$\text{Metros probables} = 460 \text{ m.}$$

CASO B

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

Potencia Aplicada

Como antes se vió, la demanda de 1 motor del topo a la potencia máxima es de 122 amps. y en este material la demanda media es de 115 amps. por motor, es decir se está empleando un 94 % de la potencia nominal de la máquina.

El empuje axial es, en promedio de 128 tons. Se observa que, contrariamente a lo que ocurría en el caso A, la potencia de la máquina limita el valor del empuje. Este cambio en las características de la operación se debe casi por completo al grado de fracturamiento del terreno, en este caso muy favorable, lo que incrementa el rendimiento en poco más de 3 veces, a pesar de que la roca en si es tan resistente y dura como en el caso A.

La potencia nominal en la cabeza vale ahora:

$$P = 115 \text{ amps.} \times 440 \text{ volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 262925 \text{ watts.}$$

$$P = \frac{262925}{746} = 352 \text{ H. P.}$$

El trabajo realizado en 1 minuto:

$$W = \frac{262925 \times 60}{0.81} = 1608104 \text{ kgs m/min.}$$

y a la de corte de 2.17 m/h. el volumen excavado en 1 minuto

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4} \times \frac{2.17}{60} = 0.3805 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Valores que permiten localizar el punto correspondiente en la gráfica 4.

El consumo específico de energía en kgs/cm²., es:

$$W_e = \frac{1608104 \times 100}{380505} = 422.6 \text{ kgs/cm}^2.$$

El consumo específico de energía es casi 2.5 veces menor. El punto correspondiente aparece en la gráfica 5.

Por supuesto el par es mayor que en el primer caso.

PERSONAL DE OPERACION:

El personal de operación, del topo y equipo de rezaga, es más o menos el siguiente (por turno):

Jefe de frente	1
Operador topo	1
Maniobristas	2
Ayudante maniobristas	2
Cabo instalaciones	1
Ayudantes.	5
Mecánico.	1
Ayudante mecánico.	1
Electricista.	1
Ayde. electricista.	1
Soldador.	1
Locomotorista.	1
Ayudante.	1

19

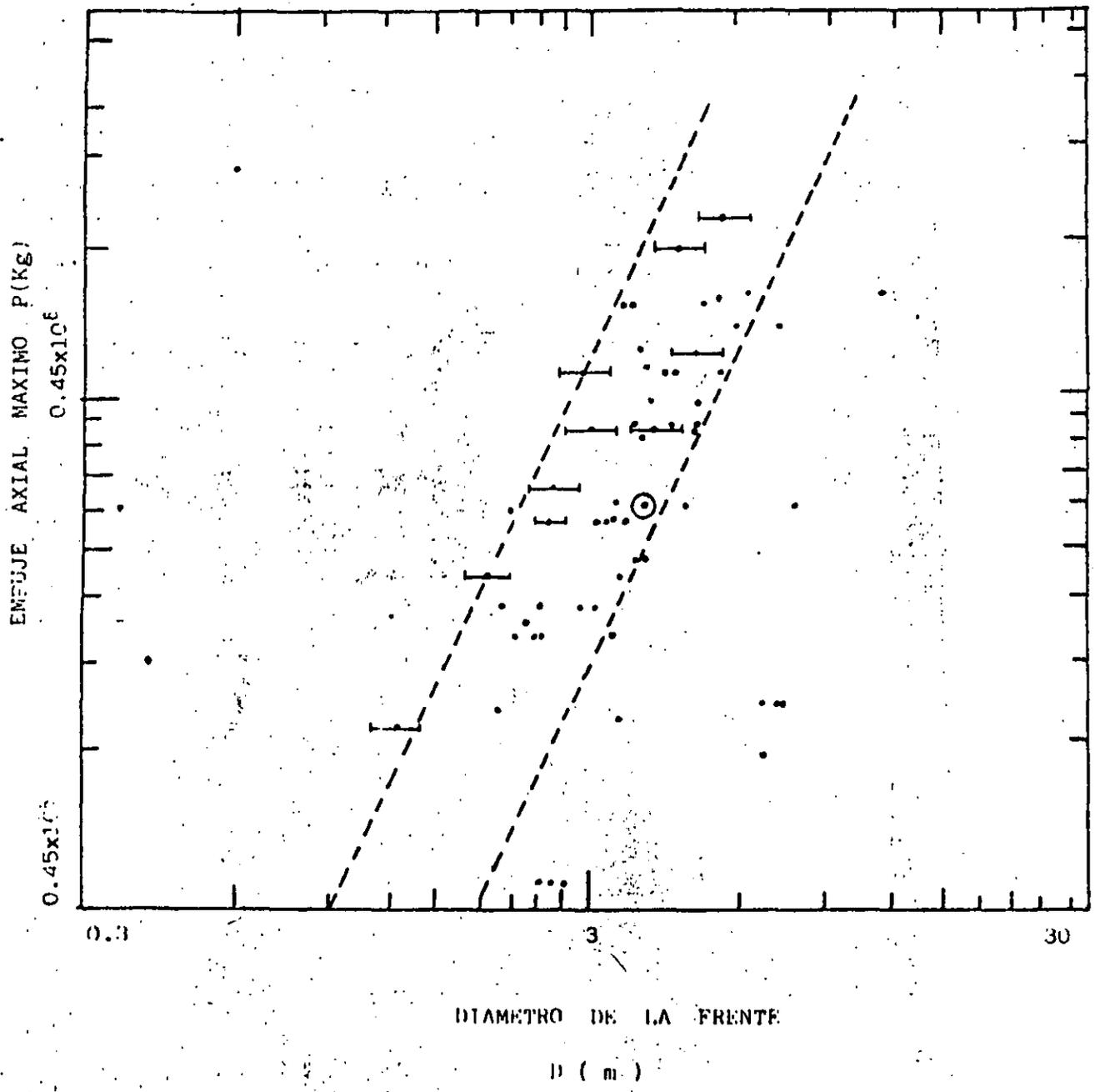
Es previsible que la mayoría de los túneles que perforen en el futuro se harán con topos. Los avances en la metalurgia jugarán un papel importante al mejorarse la resistencia, duración y capacidad de corte de los cortadores.

Resulta también prometedor el empleo de chiflones de agua a alta presión para alargar la vida de los cortadores y aumentar la velocidad de avance en rocas de alta resistencia.

En una perforación experimental, en roca granítica, se empleó un topo Robbins de 2.10 m. de diámetro al cual se adaptaron chiflones incidiendo sobre las mismas trayectorias descritas por los cortadores. El rango de presiones óptimas fue en este caso de 2800 a 3500 Kg/cm² variando la profundidad del corte casi linealmente con el diámetro del chiflón, pero la potencia necesaria varía proporcionalmente al cuadrado del mismo. Los diámetros de los chiflones fueron de 0.3 a 0.4 mm. y fueron colocados antes y después de los cortadores. Se observó también que la profundidad de corte decrece al aumentar la velocidad tangencial de los chiflones. Para chiflones de 0.3 mm. de diámetro cada uno requiere de una potencia de 20 a 30 H.P. a presiones de 3500 Kg/cm². El avance se incrementó, entre un 50 a un 60 por ciento en relación al obtenido con la máquina sin el uso de los chiflones y se estima que un 10% de incremento compensa los costos adicionales debidos a la instalación del equipo de chifloneado.

En túneles muy largos y que atraviesan formaciones muy heterogéneas se ha estado trabajando con una combinación de topo y escudos con buenos resultados.

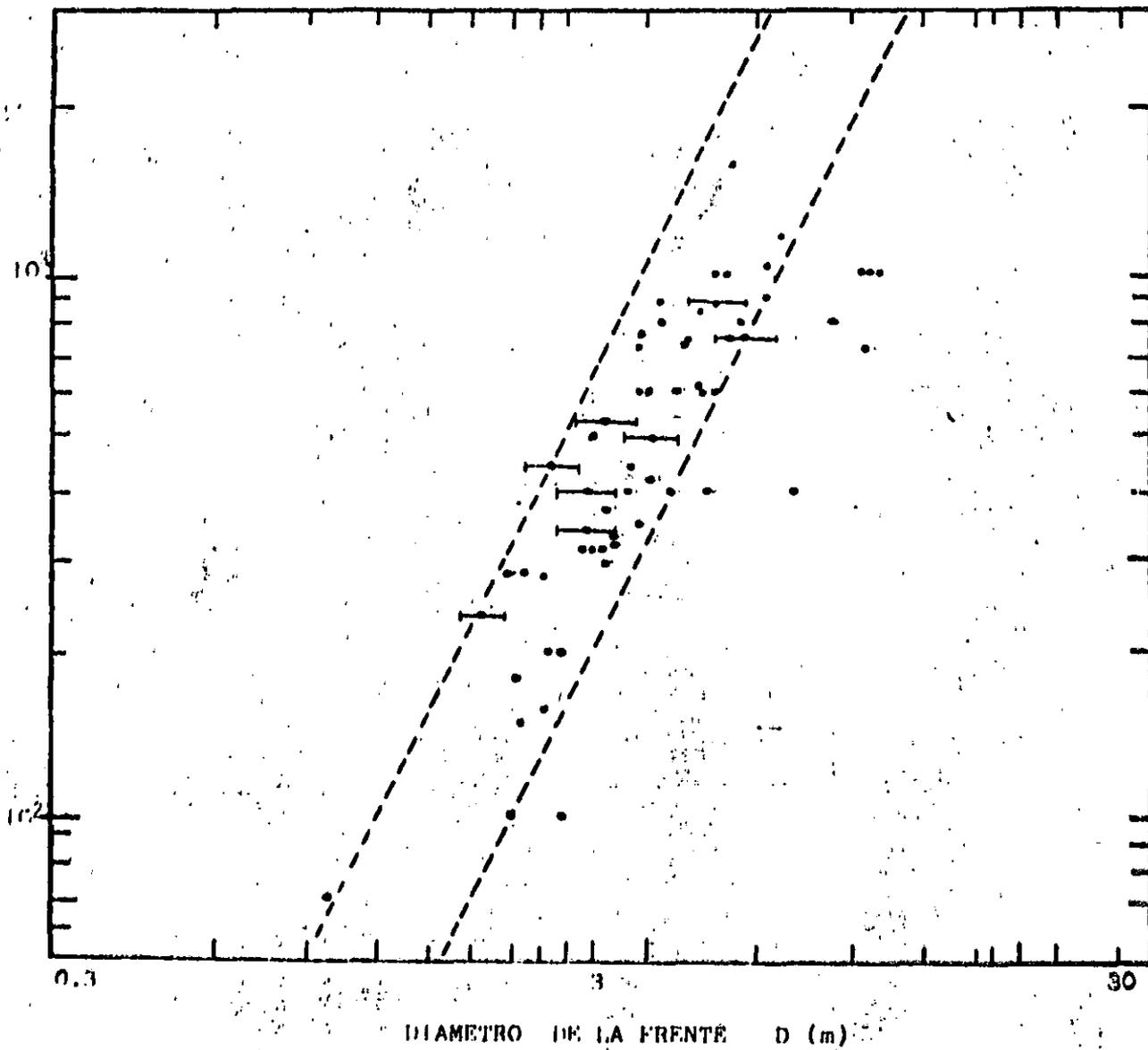
Los sistemas de apoyo y de guía también están experimentando grandes mejoras para manejar adecuadamente los altos rendimientos que se esperan en este tipo de máquinas.



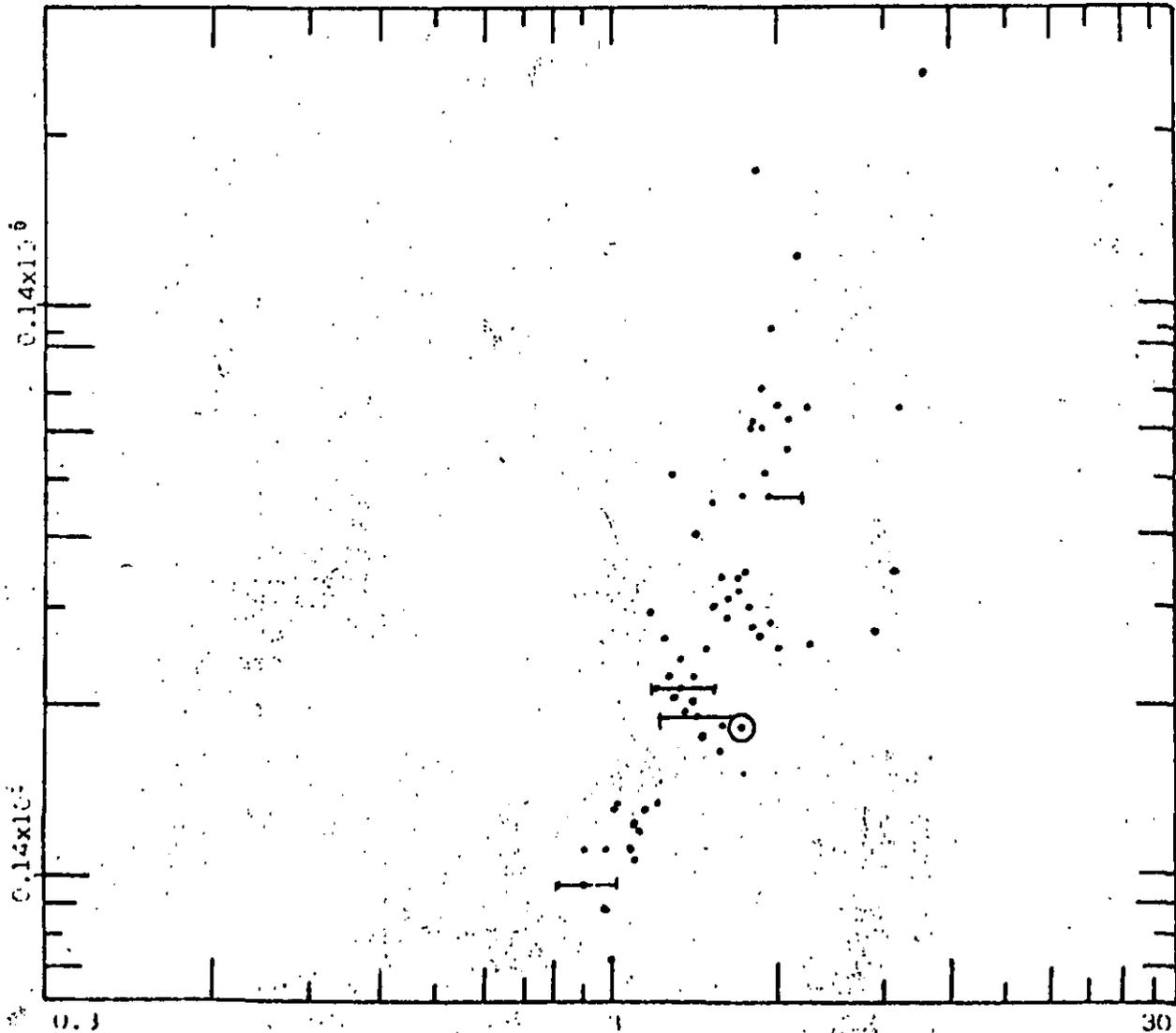
$P \propto D^2$
 $P \propto D^3$
 $P \propto D^4$

10000 kg/cm² = 100000 kg/cm²

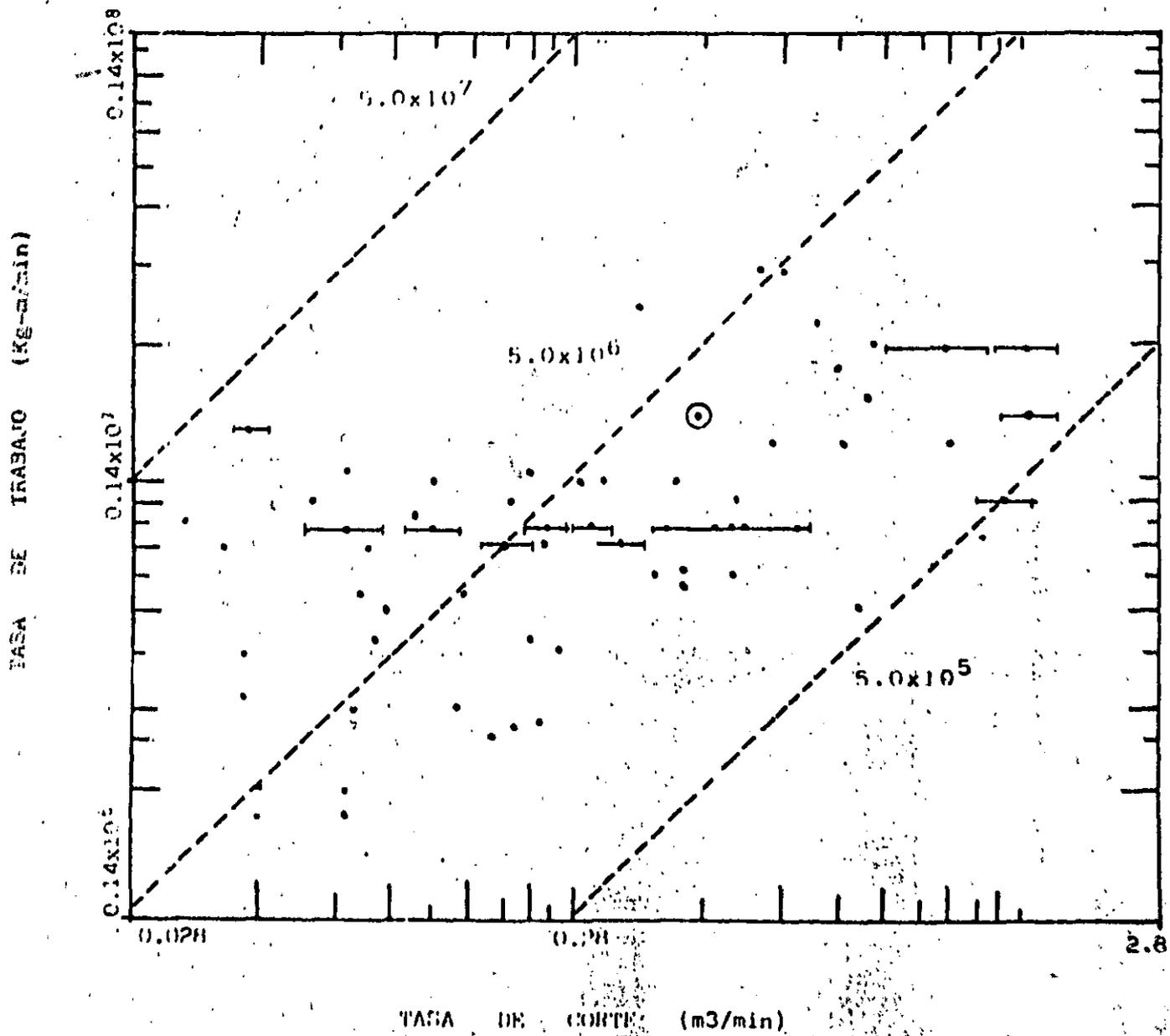
POTENCIA NOMINAL DE LA
CABEZA CORTADORA H (hp)

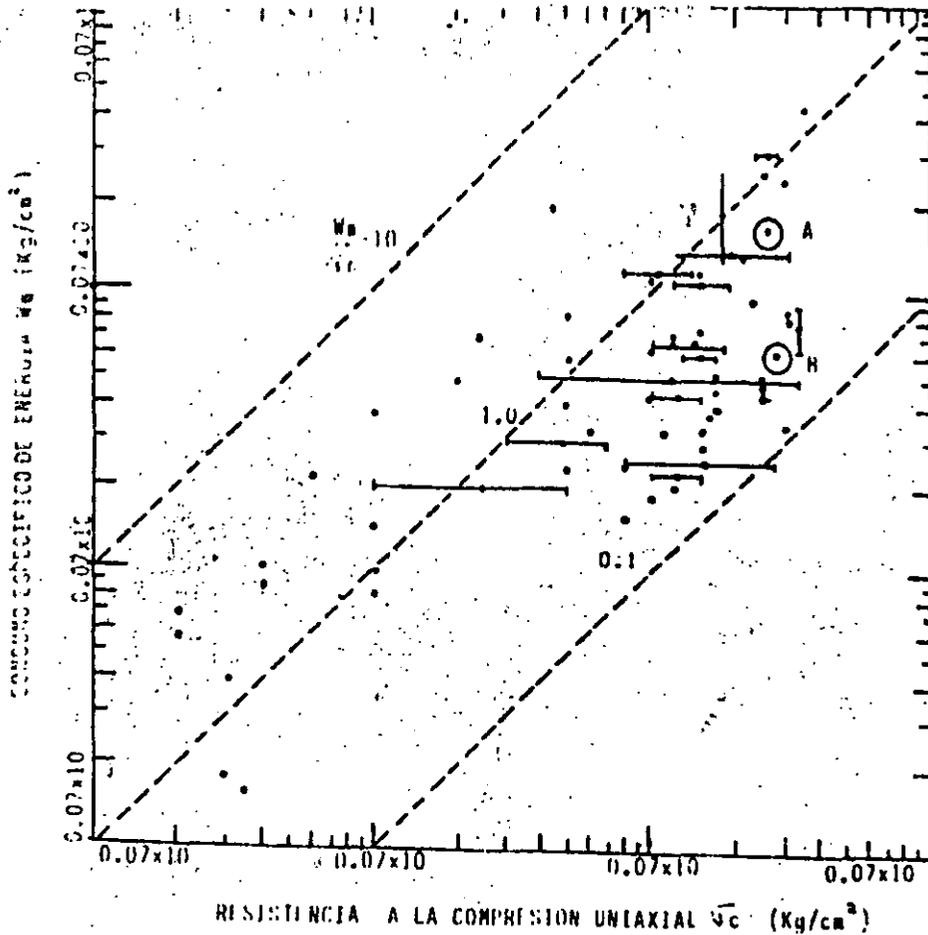


TORSION NOMINAL DE LA CABEZA T (Kg-m)

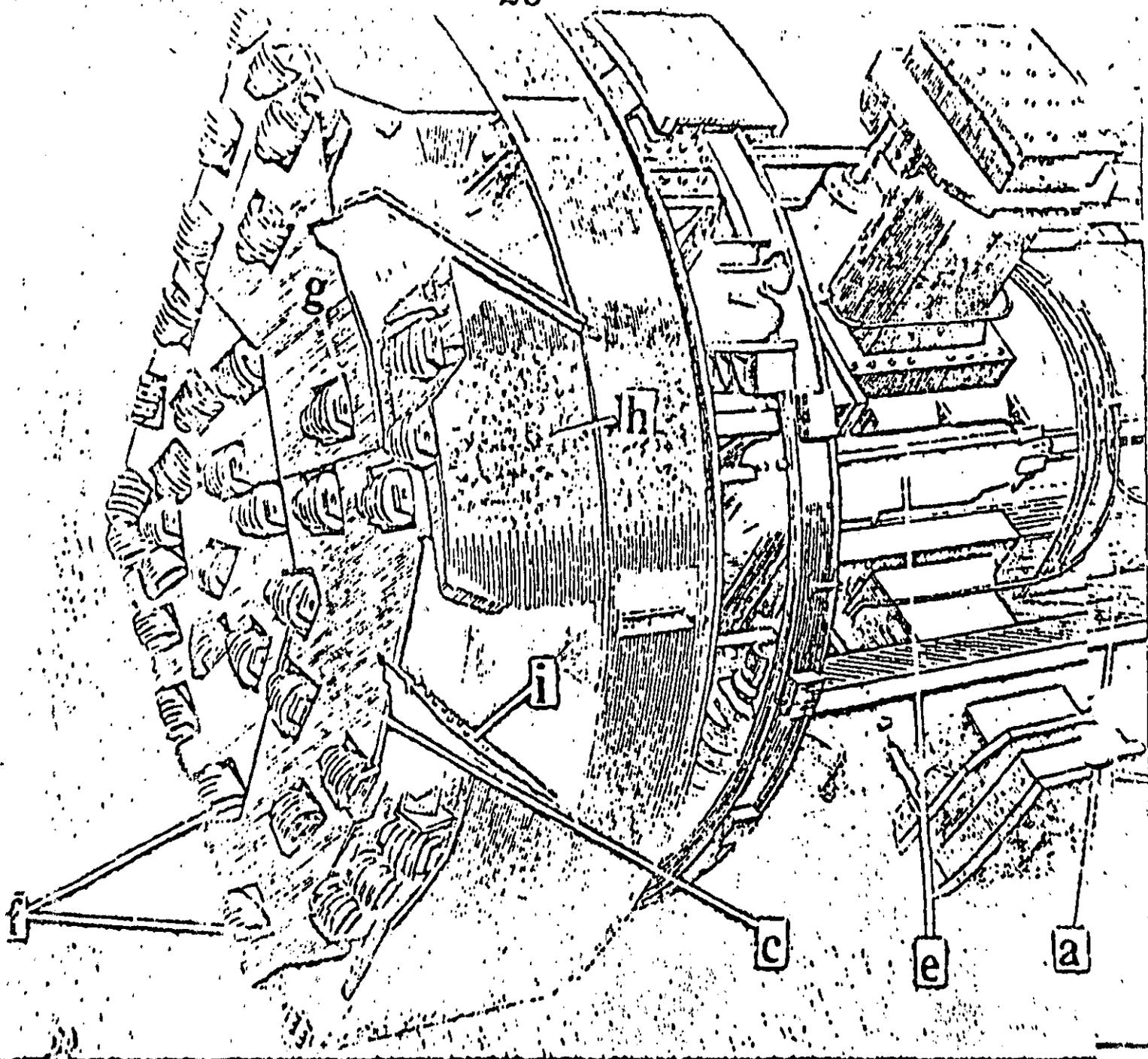


DIAMETRO DE LA FRENTE D (m)





Handwritten text, possibly a signature or name.



a	Cuerpo topo	h	Cangilones
b	Patas de atraque	i	Raspadores
c	Cabeza giratoria	j	Banda transportadora
d	Patas de soporte	k	Motora
e	Gatos de empuje	l	Consola de control
f	Cortadores	m	Banda auxiliar de cabeza de vagón
g	Silletas	n	Extractor de polvos

COMO AVANZA LA MAQUINA

- 1.- Empieza ciclo de barrenación atracada con las patas (b) y la cabeza (c).
- 2.- Termina el ciclo de barrenación. La cabeza (c) se ha movido hacia atrás y las patas de atraque (b) se han retraído. Las patas de soporte (d) se retraen.
- 3.- El cuerpo (a) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son contactadas contra la pared del túnel. Las patas de soporte (d) son retraídas.
- 4.- La cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 53 cms. De ahí las de soporte (d) queda como en el punto 3.

26

m

j

b

d

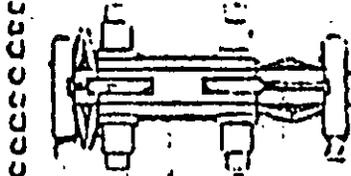
k

TIPO MECANICO

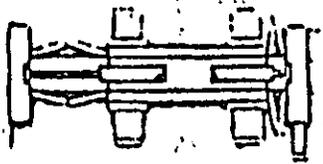
en posición de avanzar
ante, haciendo el corte. Las pa-
dar apoyo.

nuevamente en posición de atra
retrair las patas (b) y sacar --

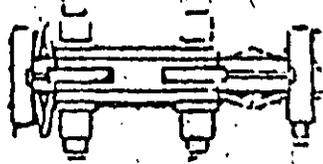
1



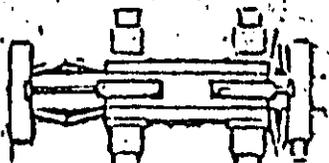
2



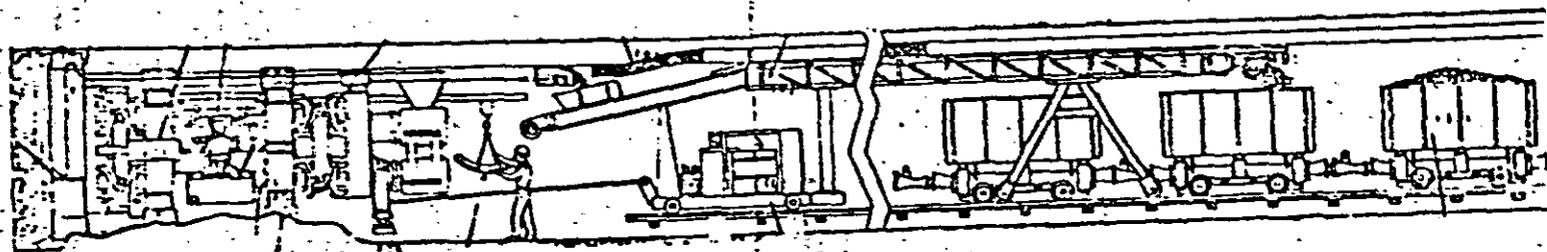
3



4

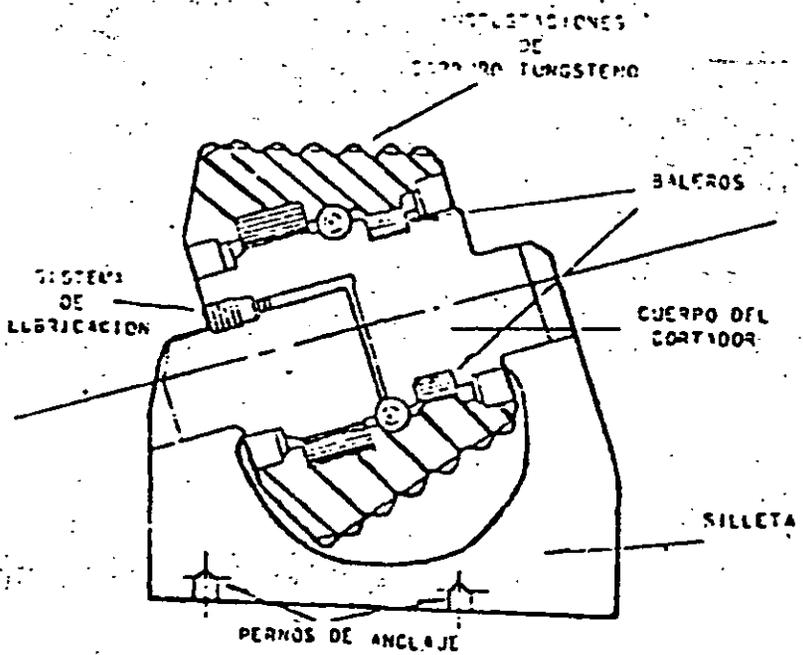


COARTE ESQUEMATICO LONGITUDINAL.

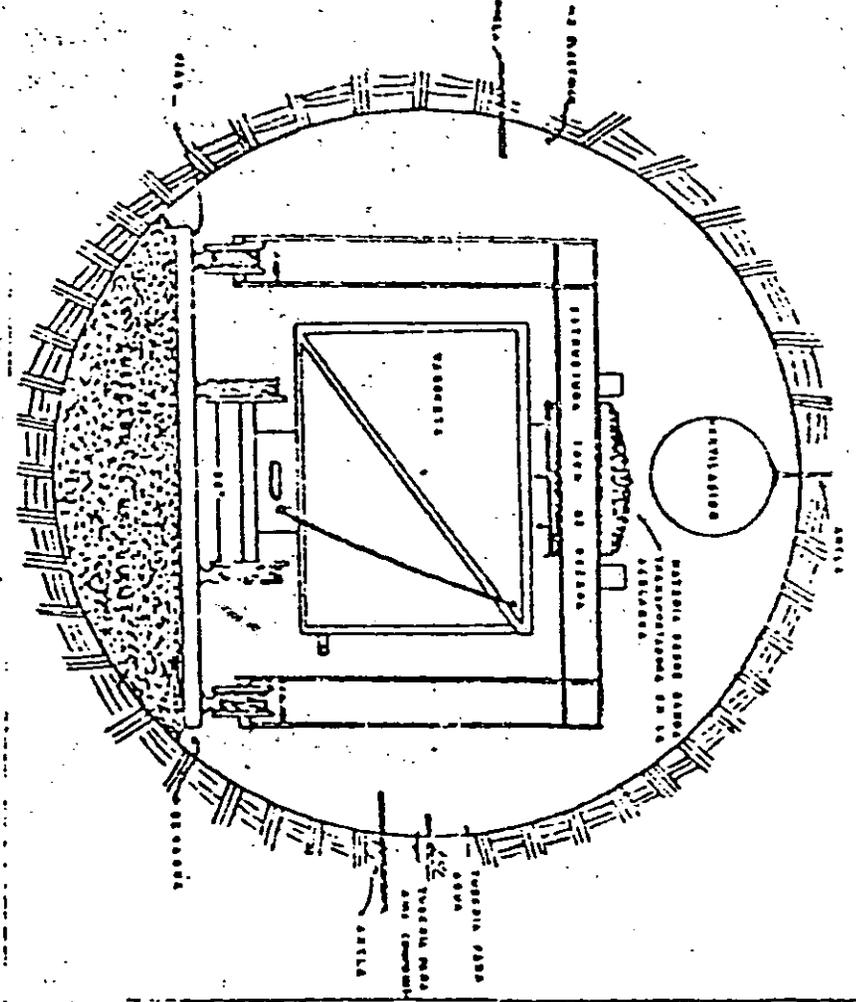


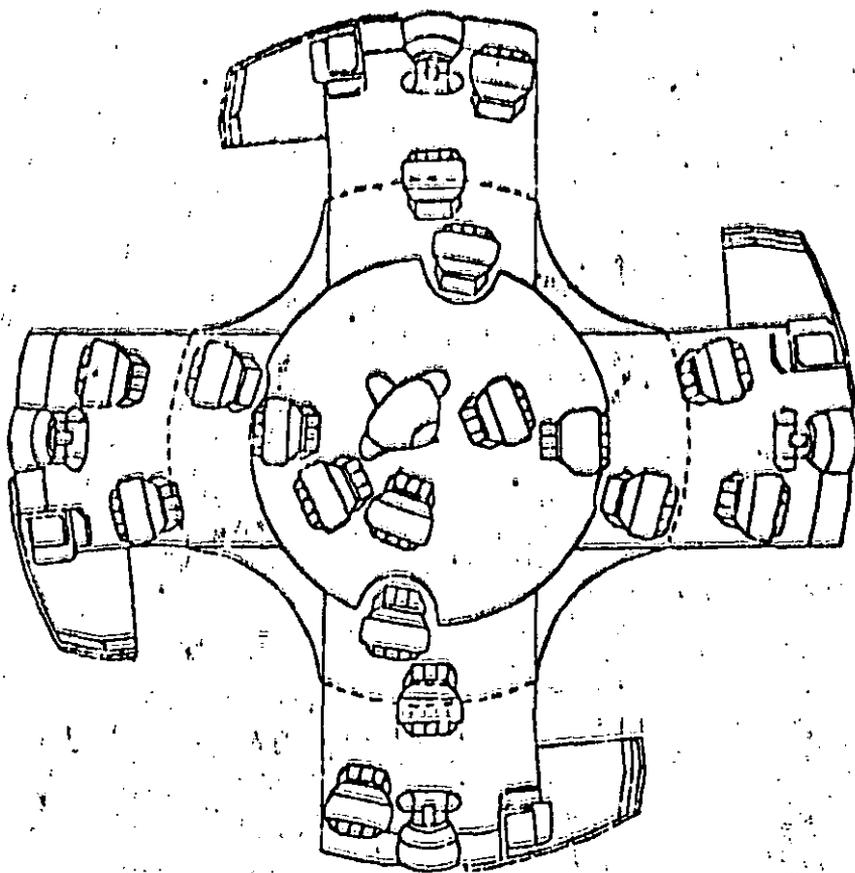
1. Tora de la rotaga.
2. Cilindros de cortejo.
3. Tablero de controles hidraulicos.
4. Motor de la bomba hidraulica.
5. Cajas hidraulicas de atornque.
6. Brazos de torsion.
7. Patas de soporte.
8. Conducto de la succion de polvo.
9. Banda receptora.
10. Equipo auxiliar.
11. Vagones.
12. Conglón.
13. Cortadores.

FIG. 10



CORTE TRANSVERSAL





BRANDS: 17 1/2 x 1/2 x 1/2 1/2 x 1/2 x 1/2
G. H. S. 10-1-1944

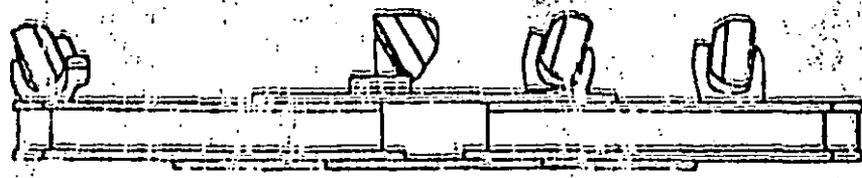
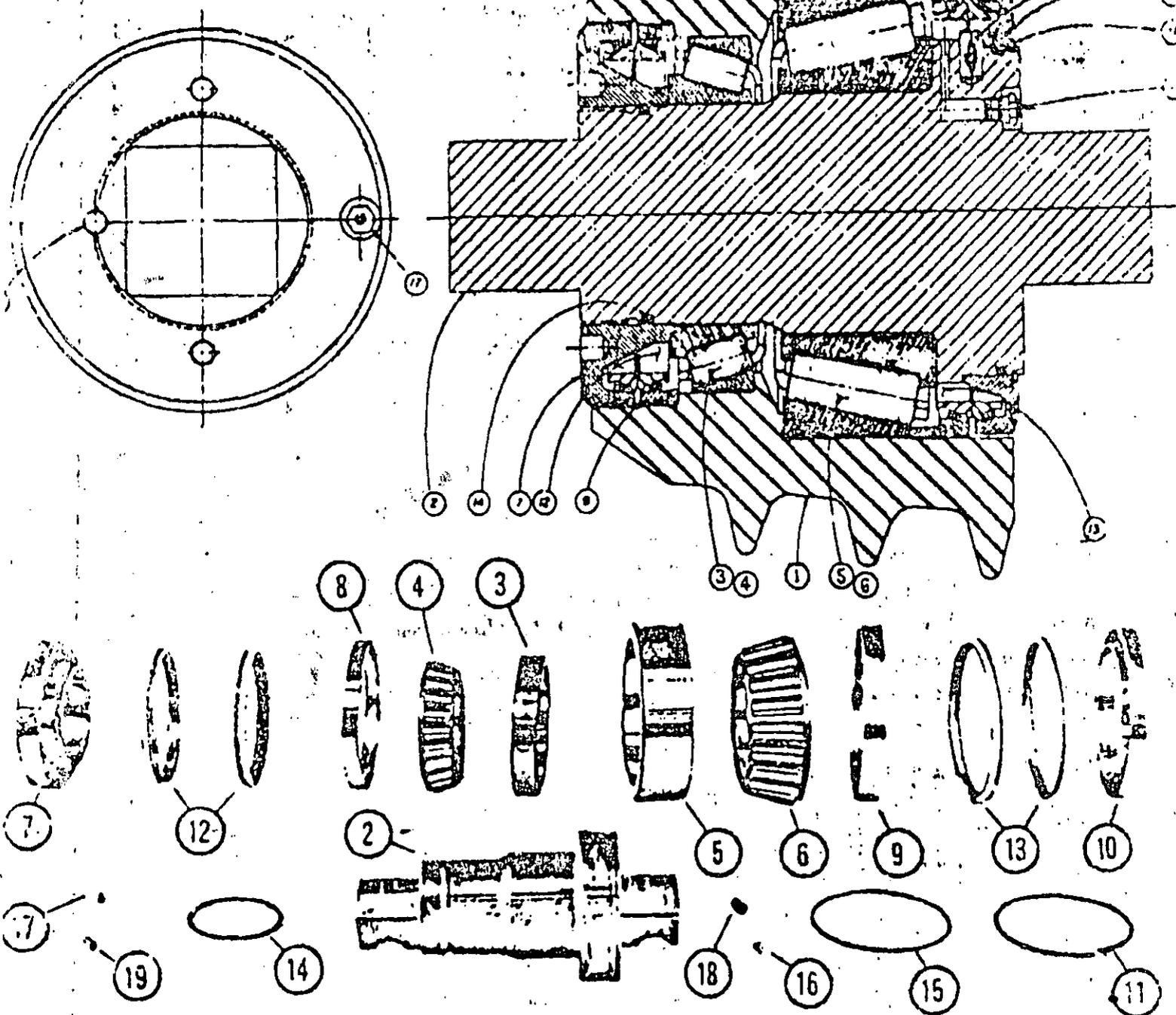


FIG. 8

JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER



Item No	Qty.	Description
1	1	Cutter Body
2	1	Journal
3	1	Small Bearing Cup
4	1	Small Bearing Cone
5	1	Large Bearing Cup
6	1	Large Bearing Cone
7	1	Nut
8	1	Seal Ret. Seat (small)
9	1	Seal Ret. Seat (large)
10	1	Seal Ret. Seat (large)

Item No.	Qty.	Description
11	1	Snag Ring
12	1	Small Seal Assy. *
13	1	Large Seal Assy. *
14	1	Small "O" Ring
15	1	Large "O" Ring
16	1	Pressure Relief Fitting
17	1	Grease Fitting (plug)
18	1	Down Pin
19	1	Down Pin

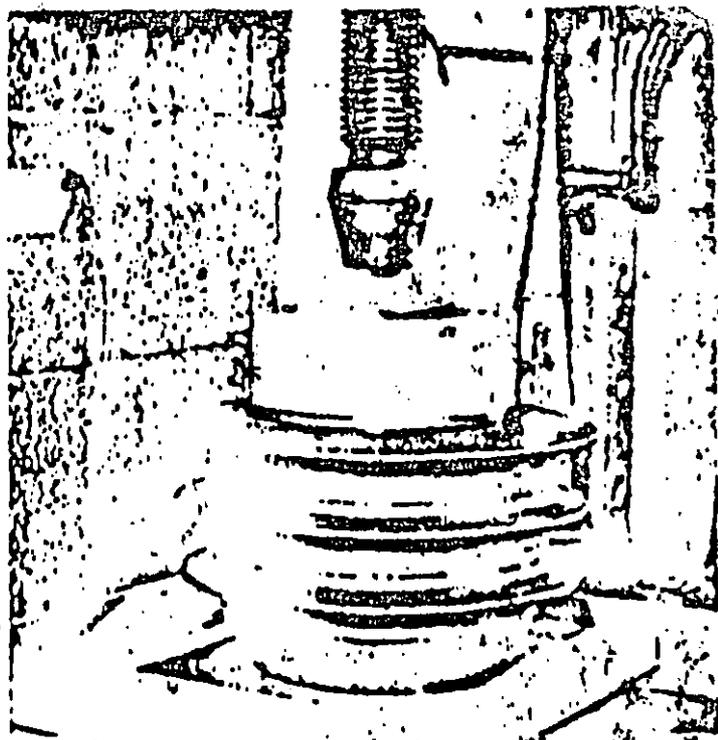
* Seal Assemblies consist of a set of two metal rings and two elastomeric rings.

PROCEDURE FOR ASSEMBLING JARVIS TRIPLE STEEL DISC CUTTER

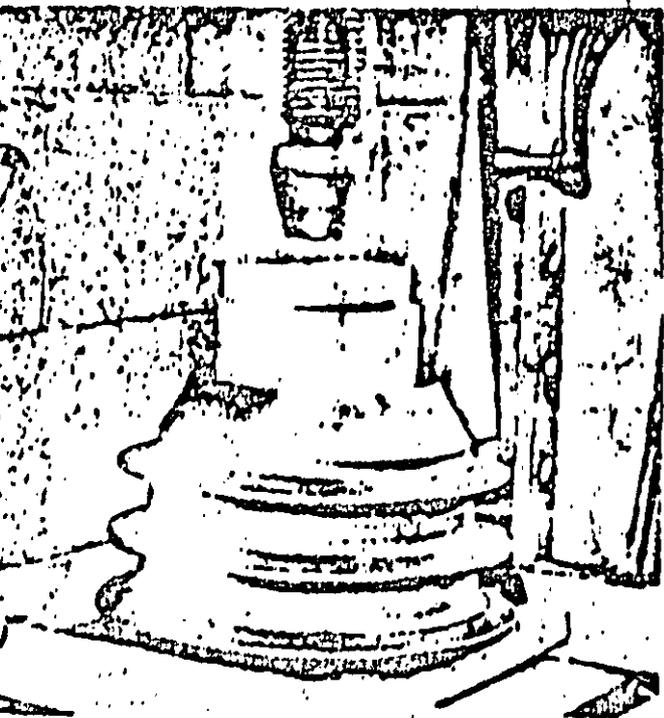


PRESS LARGE BEARING CUP, ITEM 5, INTO CUTTER BORE

- A. Clean bore of cutter thoroughly.
- B. Place cutter, small end down, on press table.
- C. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- D. Place bearing cup into cutter bore.



- E. Place bearing cup installation tool (AT-6) on bearing cup.
- F. Press bearing cup into cutter bore.
- G. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.



2. PRESS SMALL BEARING CUP, ITEM 13, INTO CUTTER BORE

- A. Place cutter, large end down, on press table.
- B. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- C. Place bearing cup into cutter bore.
- D. Place bearing cup installation tool (AT-7) on bearing cup.
- E. Press bearing cup into cutter bore.
- F. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.

INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO DE LAS FORMAS DE CONTROL DE RENDIMIENTOS Y EFICIENCIAS EN LA PERFORACION DE TUNELES USANDO MAQUINA PERFORADORA (TOPO).-

A.- DEFINICIONES:

Se denominará EQUIPO al conjunto integrado por la máquina perforadora (TOPO) y los elementos auxiliares, estructura, banda transportadora, vagonetas locomotoras, etc., necesarios para perforar, extraer y transportar la rezaga así como para transportar y colocar las dovelas de concreto que formarán el revestimiento del túnel.

La máquina perforadora será llamada en lo sucesivo TOPO al resto, equipo auxiliar.

HORAS PROGRAMADAS.- (H.P.) son las horas correspondientes al producto de las que sumen los turnos diarios por los días calendario del periodo de que se trate así, por ejemplo, en semanas normales con 6 días de trabajo y 3 turnos de 8 hrs., las H.P. serán $3 \times 8 \times 6 = 144$ hrs., si se trabajara el domingo, las H.P. serán 168.

HORAS DISPONIBLES.- (H.D.) son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente que se use o no, dentro de las H.P.

HORAS TRABAJANDO.- (H.T.) son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando

HORAS ATACANDO.- (H.A.) son las horas en que el TOPO avanza y el material, producto de la perforación, fluye en forma apreciable por las bandas transportadoras.

ΔL .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

Δt .- Incremento de tiempo empleado en el avance ΔL

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$.- Velocidad de avance instantánea

$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta t}$.- Velocidad media por turno, día, semana o acumulada durante el desarrollo de la perforación:

Se considera que el EQUIPO no está en disponibilidad por cualquiera de las causas siguientes, que forman el grupo "A"

- 1.- M - Mantenimiento
- 2.- RB- Reparación banda auxiliar
- 3.- RV- Reparaciones varias
- 4.- RT- Reparación Topo
- 5.- CC- Cambio de cortadoras

Por medio de las formas 1 y 2 anexas, algunos Inspectores determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades anexas.

W.D. quedará determinada por:

$$W.D. = W.P. - \sum A$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{WD}{WP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se determinará:

$$WD' = WP - \sum B$$

$$\alpha' = \frac{WD'}{WP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no estar trabajando por las causas ensoguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- P.E. - Falta de energía
- 2.- P.P. - " " Personal
- 3.- P.M. - " " Materiales
- 4.- V. - Varios

Estas causas son ajenas a los trabajos que se están desarrollando en el túnel y, de manera general, son atribuibles a la acción y eficiencia de la Dirección de las Obras.

Su cuantificación, en horas, será obtenida en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 2 por el Inspector correspondiente.

W.T. queda determinada por:

$$WT = WD - \sum B$$

$$\beta = \frac{WT}{WD} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

El Topo ataca intermitentemente y las horas atacando WA serán determinadas directamente en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 1 pero su valor deberá corresponder con la suma de las horas empleadas, o perdidas, debidas a las causas siguientes, que forman el grupo C, y que se obtendrán de las formas 1 y 2.

- 1.- A.T. - Acomodo del Topo
- 2.- C.D. - Colocación de velas
- 3.- P.T. - Falta de transporte
- 4.- I - Instalaciones auxiliares (aire, agua, ventilación, vías, etc.)
- 5.- VA. - Varios

$$\gamma = \frac{WA}{WT} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2.}$$

El índice γ mide la eficiencia con que las operaciones de perforación revestimiento son ejecutadas.

Se le llamará índice de trabajo IT a la combinación de la disponibilidad del equipo y las eficiencias en ambos niveles o sea

$$IT = \alpha \beta \gamma$$

B.- OBJETIVOS

- a).- Obtención de los índices α, β, γ ^{IT} en periodos semanales y acumulados
- b).- Obtención de las velocidades instantáneas $\frac{dL}{dt}$ y, principalmente, las velocidades medias en la semana, y correspondiente al avance total de la perforación (Forma No. 4).
- c).- Obtener la distribución de los tiempos, semanales y acumulados, empleados o perdidos en actividades o causas relacionadas con los grupos A, B, C.- Esta información se vaciará en la Forma No. 3. La suma de los porcentajes obtenidos para cada causa o evento, más el dado por IT será naturalmente de 100
- d).- Formar maqueta a escala adecuada con datos de velocidades medias, los índices antes definidos, muestras de material de la formación atravesada, propiedades mecánicas del mismo etc., (abrazón, dureza, esfuerzo de ruptura, taladrabilidad)
- e).- Obtener relaciones entre las velocidades instantáneas o medias, la durabilidad de los cortadores, las características de operación del Topo tales como empuje y potencia aplicada. (datos que se obtienen en la Forma 1) combinandose entre si y básicamente con las propiedades mecánicas del material. Para la determinación de estas propiedades ^{deben} obtenerse corazones en las paredes del túnel y probarse.
- f).- Obtener la duración de los cortadores y el avance logrado por cada uno.
- Estos datos son registrados en la forma 1 y concentrados en la 5
- g).- Obtener los costos reales de la perforación y recubrimiento.
- h).- Cuantificar los efectos de medidas adoptadas, que afecten el funcionamiento de la máquina, cortadores, o la organización general de los trabajos.

C.- MANEJO DE LAS FORMAS.

Es indispensable el tener 2 Inspectores, uno en el topo y otro en la zona de carga de vagonetas.

FORMA NO. 1.- La opera el Inspector del topo (1).- En la columna 1 anota la hora en que el evento principia o termina; la duración del

evento, o sea la diferencia entre su iniciación y su terminación, - se anotará en la columna No. 2 precisamente en el renglón correspondiente a la hora de terminación. En la columna No. 3 se anotará el evento de que se trata (AT, CD etc.), a menos que se tenga un avance del topo, en cuyo caso se anotará la cantidad avanzada en cms., (el avance resulta fácil de medir). En caso de avance, en la columna 4 y en el mismo renglón, se anotará la presión de empuje, en la 5 el amperaje tomado por los motores y en la 6 el número de la muestra obtenida.

En el gabinete se hará la suma Δt (col. 2) y ΔL (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decima - los de hora y la distancia en metros.

En el renglón D (acumulados) se anotará la suma de las cantidades correspondientes del renglón C en el reporte de que se trate, más las que aparezcan en el renglón d del reporte inmediatamente anterior.

Se obtendrán las velocidades instantáneas máximas y mínimas y se anotarán en la parte inferior de la forma, así como los números de las muestras correspondientes.

En la forma No. 1 deberán registrarse, aunque no exclusivamente, los tiempos correspondientes a los eventos siguientes:

GRUPO A.- M, RB, RT, CC;

GRUPO B.- PE, FP, VT

GRUPO C.- AT, CD, I, VA.

Periódicamente se comparará el avance acumulado con el cadenciamiento y el tiempo total registrado con el Morómetro de la máquina y se harán los ajustes correspondientes.

FORMA NO. 2.-

En las columnas 1 a 3 se tendrá el registro de los tiempos en que el equipo se encuentre parado por causas que podrán corresponder a los grupos A o B.

En la columna 1 se anotará la hora en que un paro del equipo ocurra y la de la reanudación correspondiente; en la columna 2 la duración del paro y en la 3 la causa.

En el renglón C se anotará la suma de los tiempos perdidos (que aparecen en la columna 2) por causas del grupo A y en el renglón d se anotará la suma acumulada hasta la fecha.

En el renglón e se anotará la suma de las horas invertidas en RT y CC en el renglón f las horas acumuladas.

En el renglón g se anotará la suma de las horas perdidas por causas o eventos del grupo B y en el renglón h el acumulado correspondiente.

En la parte interior de la forma 2 se anotarán tanto las horas programadas M.P. del turno como las acumuladas hasta la fecha.

En las columnas 4 a 15, el Inspector (2) anotará tiempos perdidos por causas del grupo C, que, por el sistema mismo de la operación del equipo, no puede dejar de percibir.

FORMA NO. 3.-

Es una concentración que deberá hacerse semanalmente en la que aparecen las horas empleadas o perdidas, de la semana y acumuladas, correspondientes a los eventos o causas de los grupos A, B y C; además aparece el tiempo de ataque del topo.- Los datos anteriores se encuentran en formas de horas y porcentajes del tiempo total programado.

Con los datos concentrados se podrá ver con claridad la forma en que los diferentes sucesos inciden en el avance. Además es posible cuantificar el efecto de las medidas correctivas que eventualmente se apliquen.

Los datos de esta forma se obtienen de manera directa de las formas 1 y 2 correspondientes a la semana.

FORMA NO. 4.-

En ella se concentran, semanal y en forma acumulada las horas programadas, disponibles, trabajadas y atacando, así como los diferentes índices, velocidades medias de avance y velocidades máximas y mínimas, tanto de la semana como las alcanzadas en todo el desarrollo de trabajo.

En esta forma se aprecia, en forma clara, la eficiencia en los dos niveles antes mencionados y su variación. Por supuesto también permite cuantificar rápidamente la eficacia de medidas correctivas aplicadas.

FORMA NO. 5.-

Proporcionada por los fabricantes del topo sifvo para llevar el control de duración y metros avanzados por cada cortador.

Habrán una tarjeta (P5) para cada posición de cortador y en ella aparecen las fechas de colocación y retiro, el número de serie del cortador colocado, las horas de entrada y salida, su duración, los caducamientos de entrada y salida, así como los metros avanzados. Además se tiene una columna para observaciones.

Se anexan: Formas de 1 a 5.

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/76

Est. Inicial 0+358.5'

40

Turno 2da

Est. Final 0+402.96'

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	Al	Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
3:00						
3:01	✓ 1	1	500	15	2543	
3:03	2	CC ✓				REV. CORT
3:06	3	PT ✓				
3:54	✓ 53	54	1000	60 80	2544	
4:03	3	PT ✓				
4:27	✓ 25	28	1000	1100	70 80	2545
4:50	29	FT ✓				
5:18	✓ 33	38	1000	1100	70 85	2546
5:21	3	PT ✓				
5:29	✓ 38	56	1000	1300	65 85	2547
5:31	2	PT ✓				
6:10	✓ 39	56	1000	1300	65 85	2548
6:13	3	PT ✓				
6:55	✓ 12	16	1500	85	2549	
7:00	5	FT ✓				
7:02	✓ 2	2	1300	60	2550	
7:13	11	VAV →				SECTORA BANDA DE TUBO DE RESACA
7:15	✓ 2	3	1300	45	2551	CLERECTOR DE PASADIZOS
	57	VAV →				SECTORA BANDA DE TUBO DE PASADIZOS
8:17	5		1000	60	2552	CAL. CLERECTOR
8:20	3	FT ✓				SE DE COMPUERTA LA LOCOMOTORA
8:29	✓ 18	31	1300	90	2553	
8:42	3	PT ✓				
9:16	✓ 34	51	1300	90	2554	
9:17	3	PT ✓				
9:53	✓ 34	49	1300	85	2555	
9:59	5	FT ✓				
10:00	2	PT ✓				
10:25	✓ 35	56	1300	85	2556	
10:32	17	CC ✓				REV. CORT
11:00	✓ 1	RV ✓	HP	1		SULVANDO TUBO DEL TUNEL
	480	490	1100	2139.5		REC. 492
	21					MARCA INICIAL = 524.8
	5.25	4.42				FINAL = 529.3
Σ Acum.	572.09	395.46				AL = C.E.B.U.H. (CUM)
						AL = 0.66 HIN (ACUM)

$\left(\frac{AL}{AL}\right)_{Max} = .18$

$\left(\frac{AL}{AL}\right)_{Min} = .61$

I.T. = 0.68 (CUM) (50)
I.T. = 0.21 (ACUM)

Muestra No. 256 (2)

Muestra No. 254 (3)

INSPECTOR *[Signature]*

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° PERIODO DEL AL DE

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION

	PERIODO	ACUM.	OBSERV.
HP			
HD			
HD'			
HT			
HA			
α			
α'			
β			
γ			
IT			
$\frac{EAL}{EAC}$			
$(\frac{DL}{DL})_{max.}$			
$(\frac{DL}{DL})_{min.}$			
ΔL			

OBSERV. -

PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976 SEMANA N° 11

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	114.00	5793.00	EST. 750.46 REPERTE
H.D	115.12	2341.75	
H.D'	117.05	2581.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
∞	0.80	0.45	
∞'	0.81	0.50	
B	0.75	0.71	
γ	0.31	0.68	
I.T	0.18	0.22	
$\frac{E}{F} \frac{AL}{HE}$	0.70	0.65	
MAX $\frac{AL}{AC}$	1.49; M-587	1.90; M-179	
	0+744.01	0+281.13	
$\frac{AL}{AT \text{ MIN}}$	0.24; M-592	0.06; M-109	
	0+749.88	0+173.86	
∆L	18.49	742.96	EST. 0+750.46

OBSERVACIONES. NOTAS:

EN EST. 0+743 NO AMPESÓ UNA FOLLA, Y CONTINUAN LAS FILTRACIONES. DIFICULTADES EN EL AVANCE POR EL TERRENO Y POR LA INTERFERENCIA DEL BAMBUCO.

CANTON	CANTON	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	ACUMULADO	%	
A	M	1.12	0.78	38.01	0.68	
	R.B	15.65	10.87	82.31	1.47	TOLVA, ESTRUCTURA Y DE FUNDACION.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.62	
	R.T	17.30	12.01	1319.81	23.46	CAVILANOS REMPLAZO TOLVA.
	C.C	18.73	13.01	1460.71	25.97	
B	F.E			92.66	1.65	
	F.P	3.77	2.62	110.26	1.96	
	F.M	5.33	3.90	164.72	2.26	
	V.T			23.24	0.41	
C	M.T	4.08	2.82	167.87	2.98	
	C.D					
D	F.T	2.67	1.85	96.83	1.72	
	I	0.18	0.13	113.68	2.02	
	V.A	15.47	10.74	220.03	3.91	BOMBEO Y DIFICIL PASES CON LA BANDA POR MAL ALINEA
	H.A	56.52	39.25	1286.91	22.88	
SUMAS.		144.00	100.00	5625.00	100.00	

TUNELADORAS DE PLUMA

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

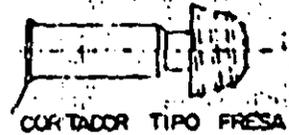
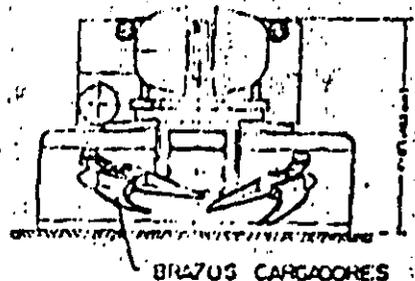
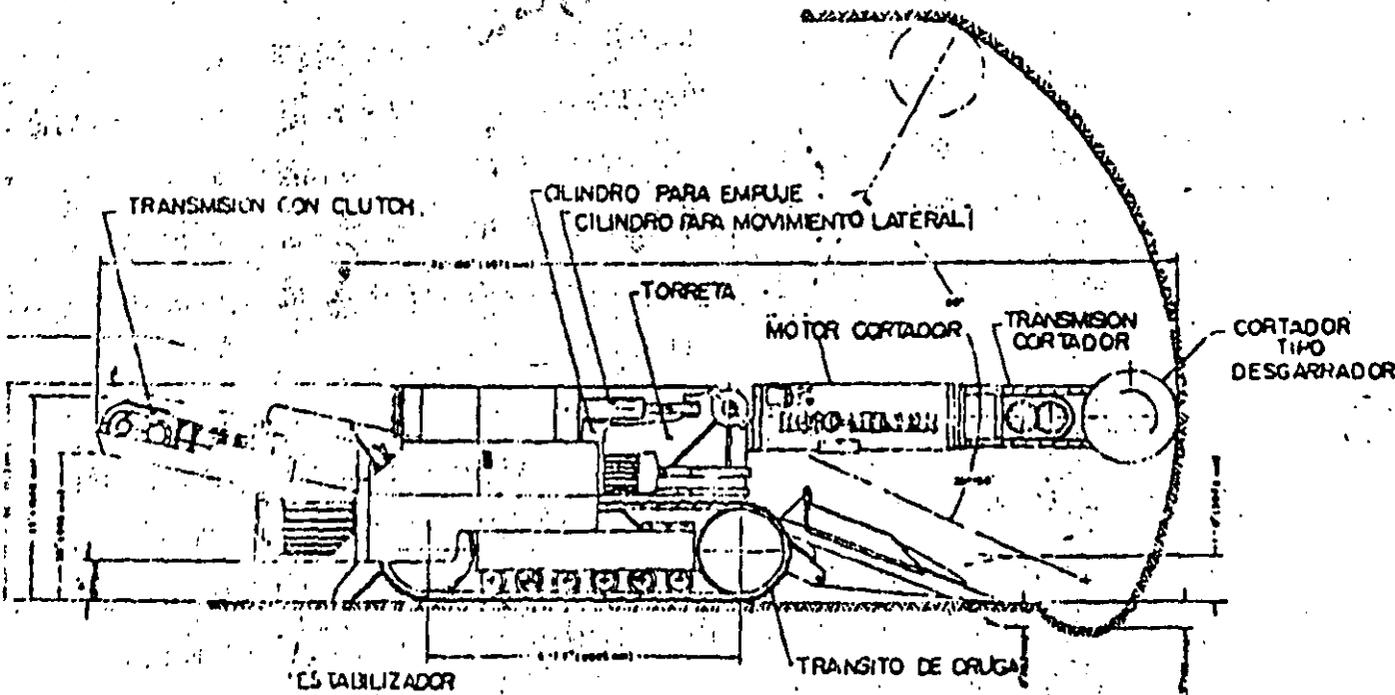
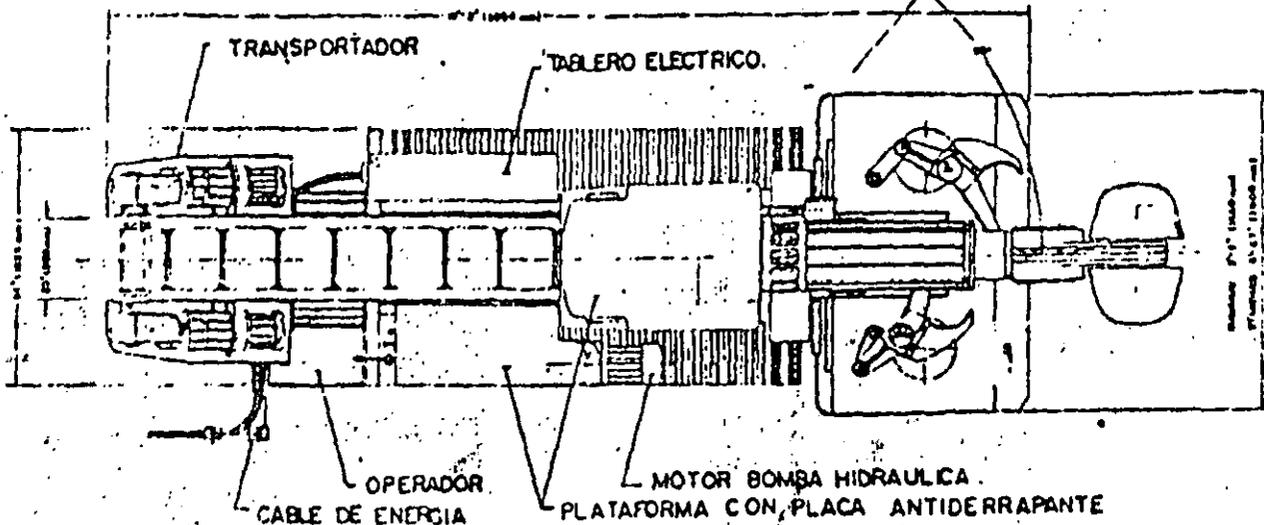
BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA EN DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA TRANSPORTADORA PUEDE PASAR A UN SISTEMA DE CARGA DE VAGONES SIMILAR AL DEL TOPO O BIEN CARGARSE VAGONES DE OTRO TIPO (FIG. 1).

HUNGAROS, AUSTRIACOS Y RUSOS PRODUJERON LA PRIMERA GENERACION DE ESTE TIPO DE MAQUINAS, POR ENTONCES RELATIVAMENTE LIGERAS YA QUE PESABAN ENTRE 5 Y 17 TONELADAS CON MOTORES PARA MOVIMIENTO DEL CORTADOR DE 50 H.P., SE DISENARON PARA CORTAR ROCAS MEDIAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA MENORES DE LOS 400 KGS/CM², APROVECHANDOSE EN EXPLOTACIONES DE CARBON, ROCAS FOSFORICAS, ARCILLAS Y OTROS MATERIALES SUAVES.

UNA SEGUNDA GENERACION DE MAQUINAS SE DESARROLLO CON EL OBJETO DE CORTAR ROCAS MAS DURAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA DEL ORDEN DE LOS 800 KGS/CM² - EL PESO DE ESTAS MAQUINAS ESTA COMPENDIDO ENTRE LAS 20 Y LAS 30 TONS. Y LA POTENCIA DEL MOTOR DEL CORTADOR ALCANZA LOS 130 H.P. (100 K.W.)

LA MAYORIA DE LAS MAQUINAS DE ESTA SEGUNDA GENERACION FUERON DESARROLLADAS ENTRE 1970 Y 1972.

EN 1973 SE EMPEZO CON LO QUE PUEDE CONSIDERARSE LA TERCERA GENERACION DE MAQUINAS MINERAS - PLUMA YA QUE LAS ANTERIORES NO SON LO SUFICIENTEMENTE PODEROSAS PARA ATACAR LOS ESTRATOS DUROS QUE SE ENCUENTRAN EN FORMACIONES CARBOVIFERAS.



LAS MAQUINAS ACTUALES, DEBIDO A SU PESO, PUEDEN CLASIFICARSE EN 3 CLASES:

A) SUPERPESADAS.

ENTRE ESTAS SE TIENEN:

MARCA	PESO	
DUNCO FB 600	82 TONS	INGLESA
ALPINE MINER AM 100	70 TONS	AUSTRO AMERICANA
EICKHOFF 200	90 TONS	ALEMANA

ESTAN DISEÑADAS PARA SECCIONES HASTA DE 20 M2. SU COSTO LLEGA AL MILLON-
DE DOLARES.

B) P E S A D A S

ENTRE 30 Y 50 TONS. CON MOTORES DE 215 H.P. (160 KW) ACCIONANDO EL -
CORTADOR, ENTRE ELIAS SE TIENEN LA SUPER ROC-MINER DE LA ALPINE CORPO-
RATION, LA EVA-100 DE EICKHOFF.

C) MAQUINAS DE PESO MEDIO

ESTAS HAN SIDO DISEÑADAS PARA SECCIONES PEQUEÑAS, SU PESO ESTA ENTRE-
LAS 10 Y 30 TONS. LOS EXPERTOS LAS RECOMIENDAN PARA URANIO, COBRE, -
FOSFORITAS, EN GENERAL PARA ROCAS CON ESFUERZOS DE RUPTURA A LA COM-
PRESION LIBRE LLEGA HASTA 800 KGS/CM2.

EN MEXICO SE ESTAN USANDO PARA LAS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS DE COAHUILA
ASI COMO EN LA EXPLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS EN BAJA CALIFORNIA.

SON PRINCIPALMENTE ALPINE P6-A MODIFICADAS, MUCHO MAS ROBUSTAS QUE CON SU VERSION ORIGINAL Y PREVISTAS DE TRANSITOS DE CARRILES TIPO CATERPILLAR, QUE LES PERMITEN TRABAJAR EN PENDIENTES HASTA DE 30%. SU ANCHO ES DE MAS O MENOS 2.10 M. PARA EXCAVAR EN ROCAS DE 500 KGS/CM² DE ESFUERZO DE RUPTURA O MAS LOS MOTORES DEBEN SER DE POTENCIAS MAYORES A LOS 150 H.P.

EN LA TABLA 1 SE DAN LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE MINERAS DE TIPO FLUMA.

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA		POTENCIA TOTAL		PESO DE LA		C.L.A.S.E
			MOTOR	CORTADOR	DE	MOICRES	MAQUINA	TON	
			KW	HP	KW	HP	METRICA	CORTA	
FB-HK HUNGARY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60.2	81	10.7	11.8	LIGERA
FB-A, ALPINE-MINER HUNGARIAN LICENSE VOEST-ALPINE A.G. AUTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60	80	12	13.2	LIGERA
PK-3 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	32	43	77.5	104	10.8	11.9	LIGERA
D.R.C.L. DOSCO U.K.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	37	50	75	100	17	18.7	MEDIA
SV M (SYSTEM DOSCO) PAURAT GMBH GERMANY	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	50	67	88	118	19.5	21.5	MEDIA
"SUBRICK" MINER U.S. STEEL CORP., WEST VIRGINIA U.S.A.	DESGARRA DOR		D.C. 2 X 60	D.C. 2 X 75	D.C. 180	D.C. 225	APROX. 27.3	APROX 30	MEDIA
"FUCHS" WESTFALIA	DESGARRA DOR	TRANSPOR- TADOR	45	60	52	70	11	12.5	MEDIA

48

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SISTEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA TON CORTA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP			
MARK 2A DOSCO ENGLAND	FRESA	TRANSPORTA- CIRCULAR CANGILONES	49.5	55	100	140	23.4	25.8	MEDIA
RH 1/3 ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	120	179	240	45.7	50.3	PESADA
BOGM MINER ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	TRANSPORTA DOR CIRCUL- LAR CANGI- LONES	60	80	120	160	18.3	20.1	MEDIA
PK-9 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	118	173	232	36	39.6	MEDIA
AM 50, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	100	134	155	208	22	24.2	MEDIA
EV 2 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	80	107	173	232	33	36.3	MEDIA
E 124 PAURAL GMBH GERMANY	FRESA	CARGADOR CIRCULAR DE CANGILONES	55	74	85	141	21	23.1	MEDIA

49

TABLA NO. 1 MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTOPES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA TON CORTA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP			
MOBILE EXCAVATOR MEMCO U.S.A.	DESGARRA DOR	CORTADOR CON EMPUJE CILINDRICO Y BRAZOS RE COGEDORES	60	75	120	150	16.8	18.5	MEDIA
VS 3 DEMAG GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	160	215	340	254	70	77	SUPER PESADA
WAY 200 WESTFALIA GERMANY	DESGARRA DOR	UN BRAZO RECOGEDOR	200	268	300	402	73	80.3	SUPER PESADA
ROBUTER (TITAN IN U.K.) PAURAT GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	200	268	300	402	64	70.4	SUPER PESADA
EVA-160 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	310	416	52	57.2	PESADA
EVR-160 EICKHOFF GERMANY	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100, ALPINE MINER VOERR ALPINE S.G.	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA

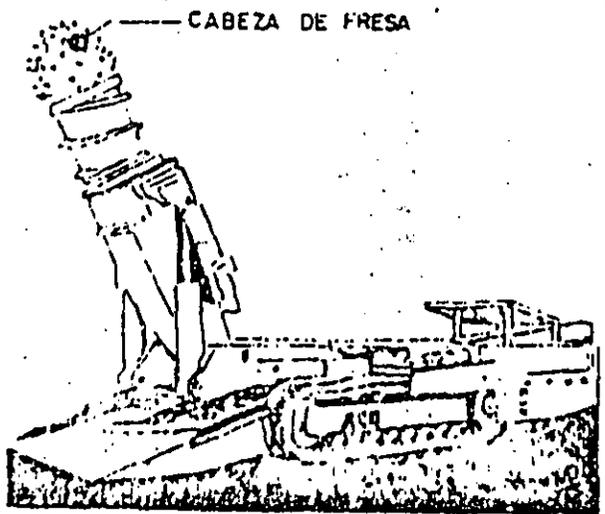
50

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SISTEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON TON METRICA CORTA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP			
TB 600, TWIN BOOM MINER DOSCO U.K.	DOS CABE- ZAS FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	2X190	2X225	604	810	82	90	SUPER PESADA
E 169 PAURAT GERMANY	DESGARRA- DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	110	148	187	206	35	38.5	PESADA
SUPER ROC-MINER, 330 AEC, INC. FORMERLY ALPINE EQUIPMENT CORP. U.S.A.	DESGARRA- DOR O FRE SA	BRAZOS RECO- GEDORES	160	215	321	380	41	45	PESADA
ROC-MINER, F-16 AEC, INC. FORMERLY ALPINE EQUIPMENT CORP. U.S.A.	DESGARRA- DOR O FRE SA	BRAZOS RE- COGEDORES	75	100	112	150	18	19.5	MEDIA
SL 120 DOSCO U.K.	FRESA	BRAZO RECO- GEDOR	75	100	164	220	23.4	25.8	MEDIA

LAS MINERAS - PLUMA PUEDEN SER DE DOS TIPOS DEPENDIENDO DEL CORTADOR.

A) CORTADOR TIPO FRESA

EN ESTE CASO EL CORTADOR, CILINDRICO O CONICO GIRA SOBRE UN EJE QUE ES EL MISMO DE LA PLUMA EN ESTAS CONDICIONES LA FUERZA CORTANTE SE EJERCE PRINCIPALMENTE A LOS LADOS, LO QUE IMPIDE EL USAR EL PESO TOTAL DE LA MAQUINA EN EL ATAQUE. CUANDO LA ROCA ES RELATIVAMENTE DURA LA MAQUINA NECESITA SER EMPUJADA LATERALMENTE CON GATOS ESPECIALES. EL CORTADOR DE FRESA ARROJA LOS TROZOS CORTADOS DE LA FRENTE HACIA LOS LADOS LO QUE COMPLICA EL ACARREO DE LA REZAGA HACIA LA BANDEJA TRANSPORTADORA. EL DIAMETRO DE ESTOS CORTADORES ES MAS PEQUEÑO QUE EL DEL TIPO SIGUIENTE POR LO QUE SE RECOMIENDA CUANDO SE TRATA DE ATACAR LENTES DELGADAS. (FIG. 2)



(FIG. 2)

B) CORTADOR DESGARRADOR

EN ESTE CASO EL EJE DEL CORTADOR ES NORMAL AL EJE DE LA PLUMA, POR LO QUE TODO EL PESO DE LA MAQUINA Y EL EMPUJE DADO POR LAS CARRAS --

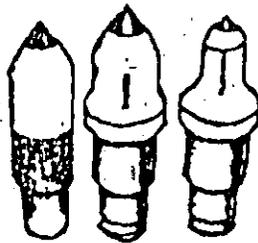
DEL TRANSITO PUEDEN UTILIZARSE PARA EFECTUAR EL ATAQUE. ADEMÁS, UN 80% -
DE LAS ESQUIRLAS SON ARROJADAS PRACTICAMENTE A LA CHAROLA Y DEJADAS A LA-
BANDA TRANSPORTADORA.

EN TERMINOS GENERALES EL CORTADOR POR DESCARRAMIENTO PRODUCE UN 30% MAS -
DE MATERIAL QUE EL TIPO FRESA, POR LO QUE SE PREFERE EL PRIMERO, SIN EM-
BARGO, HAY MAQUINAS EN LAS QUE LOS CORTADORES SON INTERCAMBIABLES COMO ES
EL CASO DE LAS ROC-MINER DE LA ALPINE CORP. (FIG. 3)

TANTO EL CORTADOR DE FRESA COMO EL DESGARRADOR, PRODUCEN POLVO DURANTE EL ATAQUE; EL PROBLEMA DEL POLVO AUN NO SE HA RESULTO EN FORMA SATISFACTORIA YA QUE NO PUEDE COLOCARSE UNA PANTALLA QUE AISLE LA FRENTE Y AUNQUE LA PLUMA TIENE EN EL EXTREMO UN COLECTOR DE POLVO ES NECESARIA UNA EXCELENTE VENTILACION.

AMBOS CONTADORES ESTAN FORMADOS POR CUERPOS MASIVOS QUE TIENEN LOS ELEMENTOS CONTACTANTES O DIENTES COLOCADOS SIGUIENDO ESPIRALES, ESTOS DIENTES TIENEN INSERTOS DE CARBURO-TUNGSTENO. LOS DIENTES SON REEMPLAZABLES.

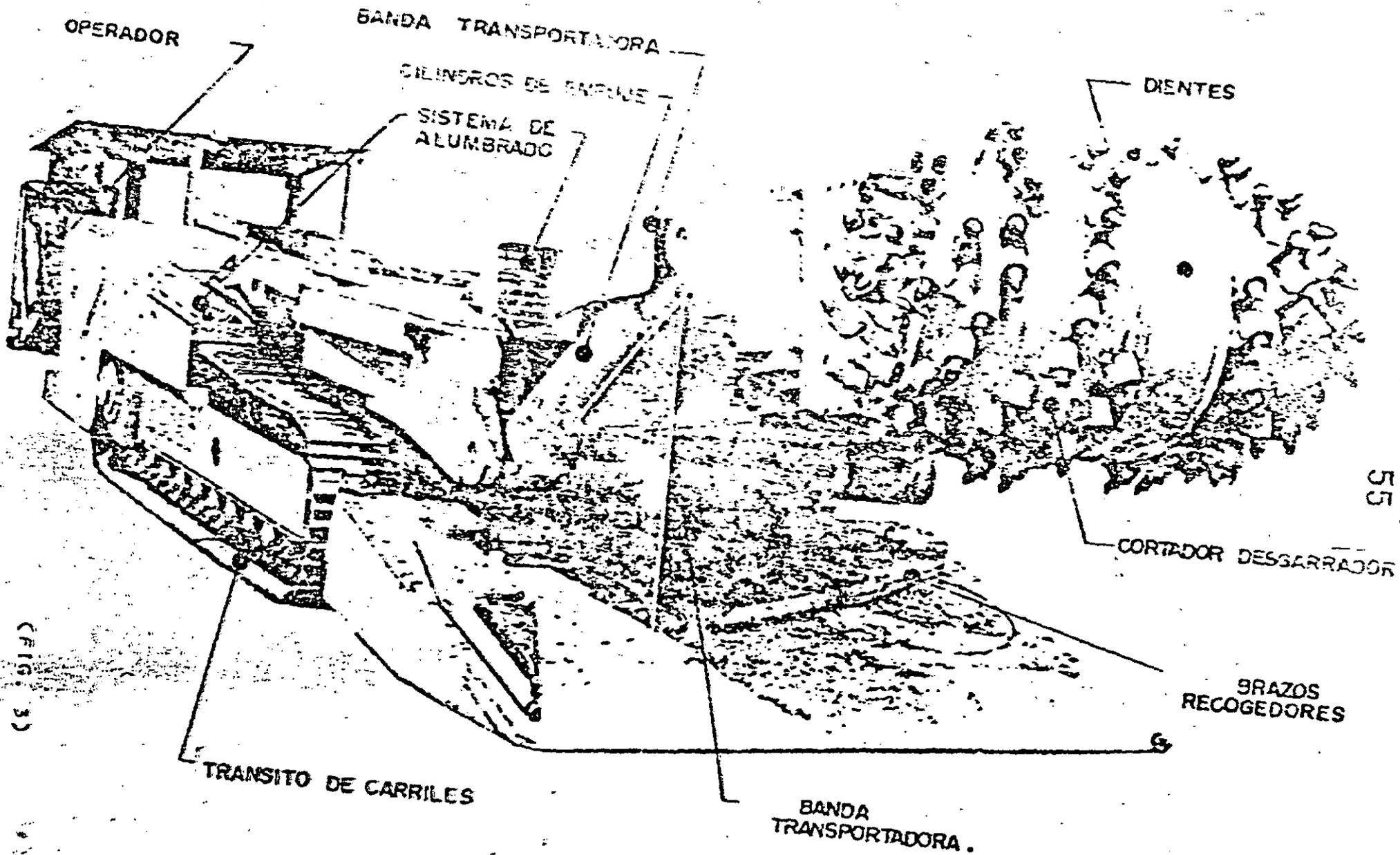
(FIG. 4)



(FIG. 4)

EN EL CASO DEL DESGARRADOR EL CORTE ES PRODUCIDO POR LOS DIENTES AL INCLINAR SOBRE LA ROCA TENIENDOSE UNA FUERZA DEBIDA AL PAR DE TORSION PROPORCIONADO POR EL MOTOR DEL CORTADOR. ESTA FUERZA PUEDE VARIARSE CON EL EMPUJE DADO POR UN GATO Y AUMENTARSE CON EL DADO POR LA MAQUINA, QUE COMO ANTES SE DIJO TIENE TRANSITO DE TIPO ORUGA. COMO LA PLUMA PUEDE OSCILAR HORIZONTALMENTE, ES POSIBLE APLICAR FUERZAS HORIZONTALES QUE AYUDAN AL PROCESO DE RUPTURA SALIENDO EL MATERIAL EN FORMA DE LASCAS DE DIFERENTES FORMAS.

SI LA ROCA ES SUAVE UN BUEN NUMERO DE DIENTES ESTAN EN CONTACTO SIMULTANEO CON LA FRENTE Y LA PRODUCCION AUMENTA.



(FIG. 3)

51
51

SI LA ROCA ES MUY DURA EL OPERADOR DE LA MAQUINA PUEDE HACER QUE SEA UN-SOLO DIENTE EL QUE ESTE EN CONTACTO, CONCENTRANDOSE EN EL LAS FUERZAS --VERTICAL Y HORIZONTAL.

COMO EN EL CASO DE UN TOPO, LA PRODUCCION O RENDIMIENTO DE LA MAQUINA DE-PERDE EN FORMA IMPORTANTISIMA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DE LA FORMA---CION.

A CONTINUACION SE DAN CARACTERISTICAS DE UNA MAQUINA DE TIPO MEDIO:

TIPO CORTADOR	DESCARRADOR
POLENCIA MOTOR CORTADOR	160 K. W.
PESO DE LA MAQUINA	45 TONS
DIAMETRO DEL CORTADOR	9/0 mm
NUMERO DE DIENTES	104
MINIMO DE DIENTES APOYADOS SIMULTANEAMENTE	1
MAXIMA FUERZA DE REACCION POR DIENTE	41 A 45 TONS
MAXIMA POTENCIA POR DIENTE	160 K. W.

A P L I C A C I O N E S .-

EL EMPLEO DE ESTAS MAQUINAS SE HA LIMITADO, HASTA AHORA, A LA INDUSTRIA-MINERA, MUY ESPECIALMENTE EN LAS MINAS DE CARBON.

ALTOS RENDOS DE MEXICO, EMPLEA UN BUEN NUMERO DE ESTAS MAQUINAS EN SUS --ES SUS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS EN COJUILA.

EN BATA CALIFORNIA SUR SE EMPLEA ACTUALMENTE UNA ALPINE PÓ-A EN UNA EXPLO-
TACION DE ROCAS FOSFORICAS.

ESTA MAQUINA HA INICIADO APENAS SUS OPERACIONES Y EN EL PRIMER MES SE OBTU-
TUBIERON LOS SIGUIENTES RESULTADOS:

LA SECCION PROMEDIO EXCAVADA FUE DE 11.78 M2

EL VOLUMEN, DE BANCO, EXTRAIDO FUE DE 481.85 M3

VOLUMEN DIARIO PROMEDIO EN 1 TURNO DE TRABAJO 21.90 M3

RENDIMIENTO MEDIO ATACANDO 6.40 M3/H

EN LOS REPORTES ANEXOS SE OBSERVA LA TENDENCIA A AUMENTAR LA PRODUCCION
DE LA MAQUINA, AL TENER MAS PRACTICA. EL MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RE-
ZAGA Y OTRAS ACTIVIDADES PUEDE HACER AUMENTAR LA PRODUCCION.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO, S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

ING. LUIS VIZTEPEZ UTESA

HIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985

2. ESTUDIOS PREVIOS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

2.0 Antes de tratar el tema de este capítulo, conviene resaltar algunas características inherentes a la construcción de túneles.

2.0.1 De todas las áreas de construcción pesada, la de obras subterráneas y túneles es la más riesgosa, porque contiene muchos imponderables. Sin embargo, el contratista siente una especial atracción por ella, quizá porque, como el buscador de oro, siempre espera que detrás de un gran riesgo puede encontrarse una jugosa ganancia.

2.0.2 Las decisiones que han de tomarse en la planeación y en el cálculo del costo de este tipo de obras, son de carácter complejo, dado que deben considerar y ponderar aspectos tan disímolos -- como por ejemplo el impredecible comportamiento de una geología heterogénea, la selección del método de tuneleo más adecuado, o las consecuencias, en el avance, de la descompostura de un determinado equipo.

Para ilustrar mejor lo que esto significa, véase la figura 1, -- en la que se presentan, en forma gráfica, los datos estadísticos del Bureau of Reclamation de EEUU sobre concursos de obras de distinto tipo, efectuados entre 1965 y 1970. Para cada tipo se presenta el valor del concurso como porcentaje del valor calculado por el cliente. La diferencia entre el valor medio del concurso y el cálculo del cliente es máxima en el caso de túneles. También en este caso, es máxima la dispersión de valores respecto al valor medio.

Esta información, como otras sobre el mismo tópico, revelan que existe un alto grado de incertidumbre entre los contratistas y los propietarios en el momento de estimar las dificultades y el costo de construcción, cuando de túneles se trata.

2.0.3 En túneles, más que en cualquier otra obra de ingeniería, el método de construcción determina el diseño y viceversa. Es decir, hay una alta dependencia entre los dos. Pero además, por ser obras que están enteramente "encerradas" en un ambiente natural, -en un ambiente geológico-, al que se tiene poco o ningún acceso de antemano, su construcción depende de la reacción de ese ambiente, la cual, en gran medida, se va conociendo conforme se manifiesta, y no antes. Es por ello, que el diseño en túneles está dado sólo en parte previo a la construcción, porque durante ésta es posible que reacciones no previstas del ambiente geológico obliguen a ajustar o incluso modificar radicalmente el diseño previo.

Es necesario aceptar, pues, que, diseño -construcción- geología, es una relación de interdependencia dinámica, que se mantiene viva, en evolución, durante toda la ejecución de una obra subterránea, de un túnel. En varios casos esta relación persiste -especialmente la de los dos extremos de la terna- durante la operación de la obra.

2.0.4 Aceptar estas características, inherentes a las obras de túneles, no es, como pudiera suponerse, cosa fácil. Todos los esfuerzos que se hacen en el presente por perfeccionar los métodos de contratación en este tipo de construcción tienen, primero, que vencer la resistencia a aceptarlas, y es que hacerlo, supone aceptar también una responsabilidad compartida del cliente, el proyectista y el constructor, y esto no siempre se hace evidente a priori.

2.0.5 No se piense por esto que el panorama es pesimista. Todo lo contrario. El número de obras de túneles promete multiplicarse enormemente en el futuro inmediato (ver tabla 1) y en todo el mundo hay gente dedicada a encontrar respuesta a los problemas que hoy todavía se plantean dentro de las diversas

facetas de estos trabajos de la Ingeniería civil. En todo lo que va del siglo los adelantos han sido notables, pero los han sido más en los últimos diez años y habremos de ver progresos sorprendentes en los años por venir.

2.0.6 La Ingeniería de Suelos y la de Rocas, la Ingeniería Geológica, la Investigación de Operaciones, la Ingeniería Mecánica, son solo algunas de las muchas ramas que están aportando nuevos elementos al "arte de las obras subterráneas".

En este capítulo van a esbozarse las secuencias de trabajo que actualmente se siguen, o están en vías de desarrollo, en geotecnica para definir el ambiente geológico en que se va a desarrollar determinada obra subterránea, acotar su intervención en el diseño y valorar su respuesta durante la construcción.

2.1 El Método Geotécnico.

2.1.0 El método que Karl Terzaghi ideó y utilizó con éxito en muchos problemas geotécnicos, está basado en la observación. Peck (1969) lo ha bosquejado en la siguiente forma:

1. Exploración suficiente para establecer, cuando menos, la naturaleza, la disposición y las propiedades de los diferentes estratos que interesan, en forma no necesariamente detallada.
2. Definición de las condiciones más probables y de las desviaciones más desfavorables que se conciben respecto a esas condiciones. En esta definición frecuentemente la geología juega un papel importante.
3. Establecimiento del diseño, basándose en una hipótesis práctica de comportamiento previsto bajo las condiciones más probables.
4. Selección de las cantidades o parámetros que deben observarse durante la construcción, y cálculo de sus valores previstos sobre la base de la hipótesis práctica.

5. Cálculo del valor de los mismos parámetros en las condiciones más desfavorables que permita suponer la información disponible del subsuelo.
6. Elección anticipada de la acción a seguir o de la modificación del diseño para cada desviación significativa previsible de los datos de las observaciones respecto a aquellos presupuestos a partir de la hipótesis práctica.
7. Medición de los parámetros que deben observarse y evaluación consiguiente de las condiciones reales.
8. Modificación, en su caso, del diseño para adaptarlo a las condiciones reales.

Cabe mencionar que los resultados de la observación pueden también utilizarse más allá de los requerimientos inmediatos del proyecto, es decir, para perfeccionar el estado del conocimiento en el diseño y la construcción, en este caso, de túneles.

2.1.1 Llevado al problema del diseño y la construcción de obras subterráneas, y, en particular, de túneles, el método opera a base de procedimientos y herramientas desarrolladas por la Ingeniería de Suelos, la Ingeniería de Rocas, la Ingeniería Geológica, la Investigación de Operaciones y el Análisis de Costos. Toda esta ensalada ha de ir, por supuesto, bien sazonada con una buena dosis de sentido común, de buen criterio y de intuición ingenieril.

2.1.2 Estudios previos a la construcción.

La exploración previa a la construcción debe ir encaminada a obtener información de aquellos aspectos geológicos que habrán de afectar la operación de tuneleo.

El primer paso es establecer un marco geológico general del área echando mano de toda la información disponible: Mapas, aerofotografías e información sobre experiencia previa de tuneleo en la zona. Deberá además llevarse a cabo un reconocimiento--

geológico general, lo que se llama vulgarmente "caminar la geología".

Así pueden quedar establecidos un rango probable de tipos de rocas, de estructuras (geológicas), de regímenes de agua subterránea, de grado de fracturación y de intemperización, de condiciones probables a nivel de túnel, así como una historia geológica tentativa.

Especial atención deberá ponerse, desde los primeros estudios, a identificar y evaluar los riesgos potenciales, los rasgos geológicos críticos, que, en un momento dado, pueden causar retrasos o paros de la obra, que pueden originar problemas de seguridad o de estabilidad, que pueden requerir medidas especiales para poder continuar las operaciones de talleo. Además se delimitarán las zonas donde la información geológica es inadecuada o donde se carece de ella.

Una vez dado este primer paso se podrá elaborar un programa -- más detallado de exploración, ahora sí enfocado a delinear la geología faltante y a determinar, con la precisión que permita el estado del conocimiento, a qué grado los rasgos geológicos críticos y los riesgos que se anticipan realmente van a encontrarse a nivel de túnel; también habrán de verificarse las condiciones promedio que el túnel habrá de encontrar durante su construcción.

Cording et al. (1975) recomiendan que el informe, previo a la construcción, de las condiciones a nivel de túnel, contenga los siguientes datos:

1. Introducción

- a) Alcance. Propósito
- b) Descripción del área y del proyecto

2. Rasgos geológicos de importancia Ingenieril

- a) Marco geológico general. Tipo de rocas. Estructura. Breve historia geológica
- b) Descripción de la calidad de la masa de roca (RQD y grado de fracturación.)

- c) Grado de intemperización o alteración
- d) Juntas o diaclasas, fracturas por cortante, y zonas de cortante.
 - (1) Sistemas de diaclasas: orientación y características de las familias de diaclasas, foliación, planos de estratificación.
 - (2) Orientación y características de las fallas y zonas de cortante y otras superficies de falla concavas pulimentadas por deslizamientos previos --- (slickensided) o cubiertas por material descom--- puesto.
 - (3) Localización de las principales fallas y zonas de cortante.
- e) Cubierta de roca, contornos de la roca basal y propiedades significativas de los suelos, si habrán de encontrarse condiciones de frentes mixtos (parte suelo y -- parte roca), si tendrán que excavarse lumbreras en es-- tos materiales o si se preve la consolidación y el --- asentamiento consiguiente de los suelos que se encuen-- tren sobre el túnel.
- f) Resumen de las zonas de baja calidad a lo largo del tú-- nel.
- g) Propiedades significativas de la roca intacta.
 - (1) Resistencia a la compresión
 - (2) Dureza
 - (3) Flujo plástico
 - (4) Tenacidad a desintegrarse
 - (5) Capacidad de expansión
 - (6) Propiedades del material de relleno en juntas y -- fracturas y del de otras zonas de suelo.
 - (a) Flujo plástico
 - (b) Expansibilidad
 - (c) Plasticidad; granulometría
 - (d) Resistencia al corte residual

- h) Estado de esfuerzos en sitio
i) Condiciones de agua subterránea
j) Interpretación de resultados
3. Historia de construcciones anteriores en el área del Proyecto
Casos, resumen de datos de sondeos y pruebas.
4. Condiciones probables del terreno al nivel del túnel.
- a) Clasificación del terreno al nivel del túnel (calidad de roca, porcentajes esperados de diferentes tipos y calidades de terrenos)
- b) Naturaleza y extensión de movimientos potenciales de roca y de sobreexcavación para los trazos dados.
- (1) Efectos de las diaclasas, las fallas y zonas de cortante y las zonas descompuestas.
- (2) Efecto de los esfuerzos en sitio.
- (3) Efecto del agua subterránea
- c) Infiltraciones de agua estimada.
- (1) Máxima infiltración en la frente
- (2) Máximas infiltraciones a lo largo del túnel (rangos de gasto por longitud de túnel o por zonas--definidas de terreno a nivel del túnel).
- (3) Presión de agua.
- d) Riesgos en el tuncleo.
Resaltar los rasgos que se anticipa que pueden provocar colapso, requerir medidas de emergencia, acarrear cambios importantes en los métodos de excavación o en los sistemas de soporte, poner en peligro vidas y propiedades, o disminuir o interrumpir el ritmo del tuncleo. (Ej. gases, altas temperaturas y entradas de --- agua, zonas decomprimidas, zonas con esfuerzos residuales, valles enterrados, cavernas y Karst, etc.)
5. Métodos de diseño y de construcción.
- a) Tipo de soporte inicial y amplitud de las cuñas y bloques de roca que deben soportarse, capacidades de carga requeridas, orden y tiempo de instalación.

- b) Procedimientos de soporte especiales (excavación por etapas, pre soporte).
 - c) Métodos de excavación (requisitos de tronadas cuidadosas, posibilidad del empleo de máquinas tuneladoras).
 - d) Diseño del revestimiento final (bloques de roca que se deben soportar, otras condiciones de carga, criterio de carga de diseño, capacidad de carga prevista del revestimiento, factores que pueden deteriorarlo)
6. Instrumentación. Observaciones.
- a) Comportamiento que debe registrarse y observarse a lo largo del tiempo, incluidas las observaciones rutinarias suplementarias.
 - b) Métodos de medición y registro, especificaciones, coordinación con construcción.
 - c) Criterios que han de usarse para evaluar la información. Métodos para modificar el diseño y la construcción en base a los resultados de las observaciones.

2.1.3. El resultado final de un programa de exploración previa a la construcción no es sólo obtener un resumen de las condiciones de la roca en el sitio, sino también interpretar estas condiciones en términos de su significación en el diseño y la construcción del túnel. Este resultado es de fundamental utilidad tanto para el cliente-proyectista como para el constructor.

Muchas de las reclamaciones en la construcción de túneles --proviene no de cambios o condiciones imprevistas en la geología, sino más bien de cambios de construcción que se hicieron necesarios cuando el comportamiento del túnel y los problemas constructivos no fueron debidamente previstos a partir de los datos geológicos disponibles.

Esta situación es explicable, algunas veces, si se toma en cuenta el carácter frecuentemente burdo y aproximado que guarda el estado actual del conocimiento, pero muchas otras revela, en cambio, una incompleta comunicación entre el proyectista y las brigadas de exploración, entre el ingeniero y el geólogo o entre el encargado del diseño y el responsable de la construcción.

Estas lagunas de comunicación desaparecen, al menos en gran medida, si los datos de la exploración previa a la construcción se presentan en forma tal que describan con claridad las condiciones de terreno que se prevén al nivel y a lo largo del túnel, que detallen las suposiciones que se han hecho en relación con la construcción, y que resalten el efecto que las condiciones diferentes de la roca pueden tener en determinados procedimientos de excavación y de soporte. Es decir, presentar tan sólo los registros de los barrenos y trabajos de exploración es dar un panorama muy limitado de las condiciones del terreno al nivel del túnel. Estos registros adquieren verdadero significado cuando se correlacionan con otros barrenos y resultados de exploración y finalmente se interpretan.

El informe cuyo formato se acaba de presentar es el más recomendable para garantizar una buena comunicación entre las partes que intervienen en el diseño y construcción de un túnel.

La prueba de que se reconoce cada día más la importancia de que esta comunicación sea efectiva es que, en los últimos años, se están promoviendo con mucho ímpetu disciplinas como la Ingeniería Geológica o Geología del Ingeniero. Los rasgos geológicos detallados, especialmente los que tienen significación estructural (ingenieril) son por lo general objeto de estudio del geólogo ingeniero. Los mecanicistas de suelos y de rocas, por lo común, saben poco de las estructu

ras geológicas, y los geólogos no tienen la preparación para evaluar sus consecuencias mecánicas.

2.1.4 Hasta ahora se ha tratado el tema de estudios previos a partir del caso más general, que es el de túneles en roca y en frentes mixtos (parte roca y parte suelo). La exploración previa en el caso de túneles en suelo debe considerar que interesa además de la estabilidad propia del túnel y su integridad, que el tuneleo mismo no cause movimientos alrededor de la excavación que provoquen asentamientos en las vecindades del túnel que causen perjuicios a construcciones, instalaciones o propiedades. Los túneles en roca pueden ser fuente de daños a terceros, por el uso de explosivos que causen vibraciones inaceptables, por la consolidación y el asentamiento de suelos que descansen sobre la roca en que se tunelea cuando aquellos tiendan a drenar hacia la excavación, por el abatimiento de niveles freáticos, al haber filtraciones hacia el túnel.

Los efectos en estructuras vecinas, cuando de tuneleo en suelos se trata, depende de estos factores:

1. Volumen de suelo perdido, (esta pérdida se produce inmediatamente alrededor del túnel), su ubicación y distribución alrededor de la periferia del túnel y su relación con los procedimientos de excavación y soporte.
2. Cambios volumétricos en la masa de suelo que rodea el túnel.
3. Distribución de los desplazamientos laterales y verticales dentro de la masa de suelo.
4. Volumen y forma de la hondonada que, por asentamiento, se forma en la superficie del terreno; asentamiento máximo y límite de los asentamientos significativos y de los desplazamientos laterales.
5. Sensibilidad de las estructuras a los movimientos; movimientos admisibles.

6. Medidas empleadas para evitar o disminuir los daños a --
construcciones, instalaciones o propiedades. Recimenta-
ciones. Tratamientos por inyección de lechadas y de ---
productos químicos.

O sea que en túneles en suelos, generalmente con más frecuen-
cia que en túneles en roca, el aspecto de daños posibles en-
propiedad ajena reviste particular importancia y debe tratar-
se con todo detalle en el informe de estudios previos a la--
construcción.

Por lo demás, el informe es recomendable que tenga un forma-
to semejante al ya tratado, o sea:

1. Introducción (Descripción del área del proyecto y del --
proyecto mismo.)
2. Rasgos del Perfil de Suelos.
 - a) Estructura y distribución de los suelos.
 - b) Propiedades significativas.
 - (1) Propiedades índice
 - (2) Resistencia a corte
 - (3) Compre_sibilidad y expansibilidad
 - (4) Extruíbilidad
 - (5) Permeabilidad
 - c) Resumen de las zonas de suelos problema o de baja cali-
dad.
 - d) Historia de cargas
 - e) Condiciones de agua subterránea
 - f) Interpretación de resultados.
3. Historia de Construcciones Anteriores en el Area del Pro-
yecto. Levantamiento de construcciones e instalaciones--
en el área que puedan verse afectadas por el tuneleo.
4. Condiciones probables del terreno al nivel del túnel.
 - a) Naturaleza y calidad de los suelos
 - b) Infiltraciones de agua
 - c) Riesgos en el tuneleo. Atención especial a la presen-
cia de suelos problema (suelos que corren o que fluyen,

suelos que se extruyen, suelos que se hinchan) y a las consecuencias previsibles, (daños al túnel mismo y daños a terceros).

5. Métodos de Diseño y de Construcción.

- a) Revestimiento primario. Soportes temporales.
- b) Tratamientos especiales (abatimiento del nivel freático, inyección de productos químicos, congelación, recimentación)
- c) Métodos de excavación (escudos, aire comprimido).

6. Instrumentación. Observaciones.

- a) Comportamiento del túnel y desempeño de las máquinas tuneladoras en su caso.
- b) Movimientos alrededor del túnel y en la superficie.
- c) Criterios que han de usarse para evaluar la información dada por las mediciones. Métodos para modificar el diseño y la construcción en base a los resultados de las observaciones.

(Nota: En la exposición oral se comentarán algunos ejemplos que ilustren la importancia del informe previo a la construcción).

lógico, el submodelo de construcción y el submodelo de simulación del proceso de tuneleo.

El submodelo geológico reestructura la información geológica disponible en términos de enunciados probabilísticos de la geología al nivel del túnel. El submodelo de construcción calcula velocidades de avance y costos mediante la simulación de ciclos de las actividades de construcción bajo diferentes condiciones geológicas. El submodelo de simulación del tuneleo genera muchos perfiles probables de las condiciones del terreno a lo largo del trazo del túnel, basados en la información del submodelo geológico; a partir de ellos simula la construcción del túnel en cada uno de estos perfiles, acudiendo a las estimaciones de velocidades de avance y de costos por ciclo producidos por el submodelo de construcción.

Como cada perfil reproduce una interpretación posible de las condiciones al nivel de túnel, la simulación del tuneleo en realidad produce muchas estimaciones del túnel terminado. Estas estimaciones forman una distribución de probabilidades del costo total y de la duración total del proyecto.

Esta distribución es además una medida de la incertidumbre en la estimación; más aún, los resultados consiguientes del modelo aclaran las fuentes de esta incertidumbre.

Los usuarios pueden entonces interpretar estos resultados para buscar procedimientos alternativos de construcción que mejoren el costo y el tiempo y que disminuyan los riesgos de su proyecto.

2.2.3 A continuación se va a exponer, en forma condensada, el ejemplo que presenta uno de los investigadores que han desarrollado el modelo.

Simulación del tuneleo.

La figura 3 presenta un perfil geológico prealpino en el que las formaciones son principalmente de calizas y de lutitas.

El modelo abarca una longitud de túnel de 4,000 m. ubicado en dicho perfil; la sección recta del túnel es la mostrada en la figura 4.

El plegamiento recumbente produce una geología relativamente complicada, sin embargo, esta complejidad se compensa con la topografía abrupta que permite dejar en buena parte al descubierto afloramientos de los estratos. La figura 3 es, pues, un facsímil representativo del tipo de información disponible para este túnel en los documentos de concurso.

Los números en círculo, en la figura 3, corresponden a áreas específicas de incertidumbre en la interpretación geológica, cuya relación aparece en la tabla 2.

La información en la figura 3, y en la tabla 2, se utiliza para definir unidades, estados y segmentos geológicos adecuados para asignar probabilidades a los estados y a las unidades y para elegir métodos de construcción y procedimientos convenientes a cada estado geológico descrito.

La figura 5 es un ejemplo de la descripción de una unidad geológica en forma de un árbol de posibilidades.

Cada característica, enunciada en la parte superior, se valúa en forma paramétrica; los rangos de valores son ramas del árbol. Un estado geológico determinado está representado por una combinación única de ramas que llegan finalmente a uno de los nodos de la extrema derecha. El árbol completo es el conjunto de características posibles de una unidad geológica. Cada unidad geológica tiene un árbol determinado. Las probabilidades que se asignan a cada rama están basadas en la opinión que el geólogo expresa sobre su posibilidad o grado de ocurrencia.

La tabla 3 es un ejemplo del proceso empleado (proceso de Markov) para expresar la posibilidad de que una determinada unidad geológica, o un determinado defecto geológico mayor, ocurra en determinado segmento o tramo del túnel y se extienda hacia otro segmento contiguo, cuando el geólogo no está plenamente seguro de su ubicación y de su amplitud.

De nuevo en el ejemplo del modelo de simulación, baste para la discusión, resumir lo siguiente:

Se definen seis unidades de lutita y ocho unidades de caliza. Para reproducir probabilísticamente las características de estas catorce unidades, se especifican cincuenta y seis estados geológicos independientes y se asignan probabilidades adecuadas a la descripción del geólogo. Así por ejemplo, el siguiente estado tendría una alta probabilidad de describir la unidad de lutita cercana a la estación que representa una zona de falla del estrato de lutitas. (Est. 0+850)

Foliación	:	Sí
Gas presente.	:	Sí
Fallas o capas de arcilla	:	Falla
R.Q.D.	:	Se supone bajo
Infiltración de agua	:	Alta
Resistencia a la compresión	:	Baja

Para tener en cuenta la incertidumbre, otros estados se incluyen en la descripción probabilística de esta unidad; sin embargo la posibilidad de que la describan realmente es menor que la del estado presentado arriba.

Para reproducir los estratos y rasgos de la figura 3 y las incertidumbres de la tabla 2, se han definido 28 tramos de túnel, que se muestran en la parte inferior de la figura 3. Para cada tramo o segmento se construyen tablas de Markov como la de la tabla 3.

Estrategia de construcción.

La estrategia elegida para el ejemplo supone dos frentes de ataque simultáneo. La roca en zonas no falladas, se excava a sección completa por barrenación y voladura. Como soporte se emplea concreto lanzado y pernos de roca; cuando el RQD se espera que sea bajo, se instala malla junto con los pernos. El agua excesiva se controla mediante inyecciones. No se emplean barrenos exploratorios.

En zonas de falla se excava por el método de sección superior y banqueo y con soporte de marcos metálicos. Se efectúan barrenos--

de exploración y el agua excesiva se controla también mediante inyecciones.

Se introducen parámetros probabilísticos de construcción (dependientes e independientes de la geología), utilizando rangos de valores. Además, para las variables de construcción que dependen de la geología (por ejemplo, velocidad de penetración en la barrenación, espesor de concreto lanzado, espaciamiento de pernos, etc.), se introducen valores independientes para cada uno de los 56 estados geológicos a los que pertenece cada variable.

Los parámetros independientes de la geología son, por ejemplo, descomposturas mecánicas, descarrilamientos, productividades, frecuencia de avance de instalaciones, tiempos de arranque de operaciones.

Por ejemplo, la tabla 3 comprende una parte de la información de construcción que da la sobreexcavación esperada, en cm., para un ataque a sección completa con barrenación y voladura, en caliza. Los números de los nodos finales corresponden a los nodos finales del árbol descriptivo de la caliza en la figura 5. Nótese que los valores optimista, más probable y pesimista, se emplean para reproducir incertidumbres independientes de la geología, tales como la variación en productividad. Las diferencias en sobreexcavación atribuibles a la geología están representadas por los diferentes conjuntos de valores correspondientes a cada grupo de nodos finales.

Rutinas de Simulación.

Las tres rutinas de simulación que comprende el MCT son:

- 1) Simulación de ciclos de actividades de construcción en ambientes geológicos homogéneos y uniformes. Cada ambiente viene definido por un estado geológico. Se obtienen así distribuciones de costo y tiempo de ciclo para cada estado geológico.
- 2) Simulación de perfiles de túnel. El propósito es elegir un estado geológico que describa las condiciones en cada tramo o segmento de túnel.

3) Simulación de los ciclos de las actividades de tunicleo en los diferentes perfiles producidos en 2. El propósito es obtener las distribuciones deseadas de costo y tiempo de tunicleo totales.

1) Simulación de los ciclos de construcción. Esta simulación se efectúa mediante el submodelo de construcción; éste usa de momento tres redes o sistemas representativos de otros tantos métodos constructivos (sección completa; media sección superior y banqueo; y máquina tuneladora o "topo").* Como cada método constructivo puede utilizarse en más de un conjunto de condiciones geológicas y como las condiciones geológicas influyen en los valores de algunas variables de construcción, las simulaciones se llevan a cabo para cada método en cada estado geológico aplicable.

En el submodelo de construcción cada red o sistema contiene una multiplicidad de trayectorias que representan las actividades individuales de excavación, rezaga, soporte, manejo del agua o drenaje y barrenación de exploración.

Por lo tanto, cada trayectoria del sistema simulada contiene actividades asociadas al método. Cada una de estas actividades puede describirse en términos de una o más ecuaciones de desempeño, de costo o de tiempo. Estas ecuaciones contienen las variables de construcción como parámetros. Se logra así un lazo de unión entre condiciones geológicas, método empleado, y costo y velocidad de avance del túnel a este nivel de actividad.

Las ecuaciones de desempeño dan por resultado el número de metros de avance por ciclo. Las de tiempo, el lapso de tiempo requerido para cumplir cada actividad, los tiempos sumados dan el tiempo total por ciclo. Las ecuaciones de costo producen valores del costo variable por actividad,

* En desarrollos más recientes se incluyen otros métodos --

que, sumados, dan el costo variable total por ciclo. Cada corrida a lo largo de la trayectoria produce un conjunto de resultados en metros avanzados, tiempo y costo variable.

Cada valor de tiempo y longitud de avance se almacena junto con el valor de costo del ciclo como un punto para una corrida de simulación. Como algunos de los parámetros de construcción en las ecuaciones de actividad son probabilísticos, conforme se repiten las simulaciones el número de veces que el usuario haya especificado, se obtiene una distribución de muchos puntos que representan los costos y tiempos de ciclo. Para mayor claridad véanse las figuras 6 y 7.

La figura 6 muestra la distribución de tiempo del ciclo obtenida simulando la construcción a través de un estado geológico caracterizado por una caliza de alta resistencia a la compresión, sin fallas ni capas de arcilla, con un RQD medio y con infiltración de agua baja. La figura 7 es la distribución obtenida de simular la construcción a través de una caliza de baja resistencia, que contiene capas de arcilla y -- que manifiesta infiltración de agua excesiva.

Distribuciones de este tipo habrán de producirse para cada uno de los 56 estados geológicos que se han especificado para reproducir probabilísticamente las características de las catorce unidades en que se excavará el túnel.

Asimismo, se producen distribuciones de costo para los ciclos de construcción simulados en cada estado geológico.

La simulación de construcción en un estado geológico equivale a la simulación de tuneleo en un material homogéneo.

La dispersión en una u otra de las distribuciones de las figuras 6 y 7 por consiguiente, no son atribuibles a la geología, sino a tres causas: 1) Las variables probabilísticas de construcción (variables de tiempo, como lo que se tarda en instalar un perno; variables técnicas, como la cantidad de sobrexcautación). 2) Las actividades de mantenimiento que se efectúan en determinados ciclos; y 3) accidentes o retra-

tos inesperados simulados en determinados ciclos.

La media de la distribución en la figura 6 es 7.9 horas por ciclo en la fig. 7, 11.3 horas por ciclo. Esta diferencia sí es atribuible a la geología, en particular, al mayor tiempo requerido para inyectar y para instalar soporte adicional en la calizamenos competente.

El promedio de avance por ciclo en la figura 6 es de 3.25 m; y en la figura 7, de 2.64 m.

- 2) Simulación de perfiles geológicos posibles del túnel. La simulación la efectúa el modelo de simulación del túnel, con la información que le proporciona el submodelo geológico. Este construye funciones inversas de distribución acumulativa a partir de las probabilidades asignadas a los estados dentro de las unidades geológicas (Ver fig. 5) a partir de las tablas de probabilidad de Markov (Tabla 2) reordena los tramos o segmentos de acuerdo con relaciones de dependencia o de independencia, para establecer el orden en que los segmentos son simulados. Finalmente el submodelo geológico construye funciones inversas de distribución acumulativa para las probabilidades de cada renglón de cada tabla de Markov.

El modelo de simulación del túnel evalúa los segmentos en el orden establecido por el submodelo geológico.

Elige la tabla de Markov a utilizar (la del tramo en cuestión si éste es independiente y la del inmediato anterior si es independiente) e introduce en la función inversa de distribución acumulativa respectiva un número aleatorio (generado de una tabla de números aleatorios) y elige así la unidad geológica a ser simulada dentro del segmento correspondiente. Elegida la unidad, el modelo de simulación va a la función inversa de distribución acumulativa referente a los estados geológicos dentro de esta unidad, e introduce otro número aleatorio para determinar el estado que describirá la unidad.

Este estado pasa a ser la descripción de las condiciones geológicas que habrán de encontrarse en el tramo en cuestión y en el perfil geológico considerado.

El modelo de simulación repite el proceso para cada segmento del túnel hasta completar un perfil. Después empieza de nuevo para simular otro perfil y así sucesivamente hasta contar con el número de perfiles especificados por el usuario. La figura 8 muestra tres de estos perfiles, basados en las descripciones probabilísticas de geología, incluidas las 14 unidades y los 56 estados geológicos.

Representan tres de las muchas interpretaciones posibles de las condiciones al nivel del túnel. Nótese que las condiciones a lo largo del trazo se expresan en términos de los estados particulares presentes en cada uno de los segmentos.

- 3) Simulación de las Actividades en el Túnel. La simulación de las actividades de tuneleo en los diferentes perfiles geológicos son producidos en la rutina final de simulación del MCT.

Se genera un costo total y un tiempo de ejecución total para cada perfil geológico. ¿Cómo?, simulando ciclo por ciclo la construcción del túnel en cada perfil, y reteniendo para cada ciclo el tiempo total y el costo directo, así como la longitud de avance, una vez que se ha simulado la construcción total del túnel de esta manera, el modelo de simulación suma los costos directos de construcción, calcula los indirectos y añade los costos de instalación y equipo para obtener el costo de construcción total; asimismo se suman los tiempos de cada ciclo y se añaden los de movilización e instalación, los de demoras y se añaden los de movilización e instalación, los de demoras y los de demovilización para obtener el tiempo total de construcción.

Para calcular los tiempos de cada ciclo y los costos, el modelo recurre a los datos generados por el submodelo de actividades de construcción (por ejemplo figuras 6 y 7)

Para cada estado geológico encontrado en un perfil el modelo de simulación del tuneleo se dirige a la distribución correspondiente de tiempo del ciclo o de costo.

También "muestrea" probabilísticamente de estas distribuciones -- (usando la función inversa de distribución acumulada y los números aleatorios) y obtiene un valor de tiempo y de costo que representa el tiempo y el costo de un ciclo de las actividades de construcción.

Para un nuevo segmento en el perfil con un nuevo estado geológico automáticamente el modelo identifica las distribuciones correspondientes y opera de nuevo como arriba se ha dicho.

Se recomienda correr al menos varios cientos de simulaciones para obtener una buena tendencia de la distribución del costo y del tiempo de construcción totales. La figura 9 presenta el resultado de 300 simulaciones para el ejemplo aquí tratado.

El costo directo medio del túnel simulado es \$ 8.54 millones con una desviación estándar de \$ 680.000. El costo varía entre \$ 7.3 millones y \$ 10.5 millones.

El tiempo de construcción está entre 218 días y 305 días con una media de 251 días. La forma de la distribución de puntos, como un puro, indica, como era de esperarse, una alta correlación entre el costo total y el tiempo total de construcción.

La distribución en sí, es un indicador de la incertidumbre en las estimaciones, atribuibles a 1) condiciones geológicas, 2) actividades de construcción y 3) confiabilidad en el equipo de construcción. El usuario puede interpretar esta distribución para evaluar su grado de riesgo al formular una estimación de costo y tiempo para el túnel en proyecto.

2.2.4. La capacidad del modelo para simular costos de tuneleo, tiempos de ejecución y riesgos le permite:

1. Ayudar a ingenieros y a organismos en la localización preliminar y en los estudios de factibilidad de proposiciones de túneles en roca;
2. Ayudar a ingenieros, contratistas y organismos en la preparación de estimaciones detalladas de proyecto o de oferta de túneles en roca;

3. Ayudar a evaluadores de costos y a contratistas en la ponderación de varias alternativas de construcción tales como cambiar el número de frentes, el programa de construcción o el método de tunelamiento;
4. Verificar las ventajas de proposiciones de ahorro en dinero tales como la estandarización de las dimensiones de la sección y de los espesores de revestimiento.

2.3 ESTUDIO GEOLOGICO.

2.3.0 En el inciso 2.1, al enumerar los estudios y reconocimientos que anteceden al diseño y la construcción de un túnel, se destacó la importancia del estudio geológico, particularmente en el caso de túneles en roca.

En este inciso se van a comentar las características que el estudio geológico debe tener para que cumpla adecuadamente su función de marco de referencia y de fuente de conocimiento en la investigación previa de las condiciones en que se anticipa va a efectuarse el tuncleo y en las que va a trabajar la estructura del túnel durante su construcción y durante su operación o funcionamiento.

2.3.1 El estudio geológico, previo a la construcción y el diseño de un túnel, debe prestar una esmerada atención a todos los rasgos geológicos, (tanto los más evidentes como los menos conspicuos y de más detalle), que puedan influir en la velocidad de avance y en los costos de construcción, cualquiera que sea el método de tuncleo que se emplee.

El proceso del estudio geológico es como el juego de armar un rompecabezas del que no se sabe bien, ni se conoce de antemano, su diseño. Una primera apariencia se forma en las primeras visitas al lugar; desde entonces se van obteniendo piezas clave, unas aisladas, otras que embonan con otras más para describir partes enteras del mosaico. La búsqueda de nuevas piezas se orienta a partir de las ya encontradas y de las áreas que van quedando delineadas; varias piezas, que no guardan aparente sentido con el resto, o se almacenan en espera de un acoplamiento posterior o se desechan cuando es evidente su incoherencia.

Es un proceso que normalmente mejora su eficiencia conforme avanza, es decir, a medida que embonan más piezas.

Ya se ha comentado en el inciso 2.1 que el mosaico muchas veces continúa formándose durante la construcción e incluso hay, en oca

siones, piezas claves que se manifiestan sólo hasta que la obra está en funcionamiento.

La primera apariencia y el mosaico final guardan mayor parecido cuanto mayor es el número de piezas clave embonadas que se revelan en las primeras visitas.

La tabla 5 presenta una lista recordatorio o ayuda memoria de los pasos a seguir en la obtención de datos (de piezas clave) con el estudio geológico para llegar a evaluar las condiciones probables a nivel de túnel (el mosaico probable).

El estudio geológico del área donde se pretende localizar un túnel, por lo general se lleva a cabo en tres etapas: En la etapa inicial, se efectúa un reconocimiento general, utilizando los mapas geológicos y topográficos y las fotografías aéreas disponibles del área y posiblemente imágenes de radar o de fotografía-infrarroja. Se pretende obtener una primera impresión, por gruesa que sea, de las condiciones geológicas aparentes y planear las investigaciones y etapas subsecuentes.

La segunda etapa requiere una investigación más detallada, porque está enfocada a determinar la viabilidad o factibilidad de un trazo en particular. A este nivel se consideran las diversas alternativas de línea, basándose en la comparación de las condiciones geológicas dentro de la ubicación general de la ruta de túnel propuesta. La buena práctica recomienda sondeos con obtención de muestras (corazones de roca), prospecciones geofísicas, y pruebas de laboratorio en esta etapa.

Una vez elegido el trazo del túnel, se prosigue con la tercera etapa, que comprende investigaciones adicionales, especiales y más detalladas, cuyos datos habrán de ayudar al diseño final y a la estimación de costos del túnel.

2.3.2 Geomorfología y Geología a Profundidad.

Algunos rasgos morfológicos aparentes en la superficie tienen relación o conexión con rasgos geológicos a profundidad, otros no. El geólogo avezado y el buen geólogo ingeniero, deben estar siempre "a la caza" de los rasgos que puedan proyectarse a profundidad. Ello requiere sólidos conocimientos de geología superficial, de geomorfología y de geología estructural.

Mucha de la superficie del terreno está cubierta por vegetación o por los productos de la erosión y de la intemperización, que han sido transportados a distancias más o menos grandes del punto de origen. La tarea del geólogo, que pretende determinar la geología de la roca basal a lo largo de un determinado trazo de túnel, con frecuencia se torna muy difícil porque los afloramientos han quedado cubiertos por la vegetación y los sedimentos superficiales, por lo que debe apoyarse, en gran medida, en una interpretación inteligente del origen y significado de varios rasgos topográficos para llegar a evaluar las condiciones de la roca a profundidad.

Áreas planas, extensas, de bajo relieve, que por lo común están cubiertas completamente por depósitos superficiales, no permiten la interpretación de detalles de la geología de la roca basal por examen de los rasgos superficiales. (En estos casos el único recurso es esperar información de sondeos directos y de prospección geofísica).

Sin embargo, en muchas otras regiones, -por fortuna las de más interés para un geólogo de túneles-, el relieve topográfico es suficientemente explicativo y las formas geomorfológicas son lo suficientemente típicas como para aprender mucho de la geología de la roca basal, aún cuando sólo existan unos cuantos afloramientos.

Las figuras 10 y 11 muestran ejemplos esquemáticos de algunos rasgos topográficos o fisiográficos superficiales que revelan características de la roca basal.

2.3.3 Mapas Geológicos y Perfiles en el Área del Túnel.

No obstante la elegancia y el alto grado de refinamiento de las técnicas modernas para fotografiar o detectar las condiciones del terre

no desde el aire, éstas no pueden substituir enteramente a las investigaciones llevadas a cabo desde tierra, que incluyen levantamientos detallados de la geología superficial, trabajos de geofísica, perforaciones con obtención de muestras y ensayos en sitio de la roca bajo áreas cubiertas, así como los ensayos en laboratorio de los ejemplares de roca recuperados en el lugar.

Un objetivo principal en la elaboración precisa y completa de un mapa geológico por el eje de un túnel debe ser la construcción de una sección longitudinal que indique con el mayor detalle posible el tipo de condiciones geológicas que el túnel podrá encontrar al excavarse. Los sondeos con obtención de muestras y la prospección geofísica son de gran ayuda para la construcción de dicha sección. Es un grave error que el geólogo adscrito a estos trabajos de planeación y diseño efectúe una labor de adivinanza más allá de los límites razonables que le conceda la información disponible, pero es igualmente una falta el que el ingeniero (proyectista) pida al geólogo que interprete la geología de la roca basal sin contar con un estudio geológico cuidadoso y completo.

La precisión de la proyección a nivel de túnel de los rasgos geológicos superficiales aparentes, es máxima en regiones de rocas sedimentarias donde los afloramientos abundan y es mínima en regiones de geología compleja donde el suelo o el aluvión ocultan todos o la mayor parte de los afloramientos de la roca basal. Es como leer en un caso un documento claro y sencillo y, en el otro, un artículo de la prensa clandestina, que, para descifrar su verdadero significado, debe leerse "entre líneas".

Es por ello, que el uso de mapas con un alto grado de interpretación, en regiones de geología compleja y de cubierta superficial muy extendida, debe considerarse, para la etapa de planeación y diseño, como arriesgado, en el mejor de los casos, y debe acudir a ellos sólo para la identificación de estructuras regionales y de tipos de rocas.

Por consiguiente, un buen mapa geológico verdaderamente útil para el estudio geológico de un proyecto de ingeniería en general, o de un túnel en particular, es aquel que hace una clara distinción entre lo

Pero esto no siempre es cierto, sin embargo, ya que un equipo de perforación o una técnica deficiente puede también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón se requiere utilizar barril doble de diámetro mínimo NX (54 mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Mucho cuidado con manejar índices RQD valuados directamente de registros del encargado del sondeo en el campo, sin haber analizado oportunamente y cuidadosamente las muestras, y sin tener en cuenta todo el resto de la información que proporciona un estudio geológico bien desarrollado.

Indice de calidad RQD (%)	Calidad
0 - 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Regular
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

Las zonas de baja calidad que se hayan determinado con el RQD y a partir del análisis cuidadoso de las muestras, debe interpretarse si obedecen a intemperismo, a zonas de fallamiento o de corte, a zonas fracturadas, a diaclasas paralelas a la muestra, a hojeados de la roca por desmenuzamiento a lo largo de planos anteriormente intactos de estratificación o de foliación, o bien a rotura de la muestra durante la perforación.

Conviene tomar fotografías en color de las cajas de muestras, tan pronto éstas se coloquen en las mismas; tomar una foto de las muestras mojadas y otra de las muestras secas es muy recomendable. Al registro del sondeo deben acompañarse estas fotografías así como un resumen de los resultados de las propiedades más significativas determinadas en ensayos de laboratorio.

Con frecuencia no aparecen anotados en el registro del sondeo dos rasgos geológicos muy significativos: (1) La presencia y naturaleza de materiales blandos y de materiales alterados; y (2) la orientación (rumbo y echado) de los conjuntos de diaclasas y de las discontinuidades mayores.

Se cuenta actualmente con técnicas de muestreo que permiten recuperar las zonas blandas o alteradas, y orientar las muestras. El programa de sondeos debe planearse para que los rasgos antes dichos queden bien determinados, aún si las consideraciones de costo obligan a reducir el número de sondeos. No hay que olvidar que la estabilidad de un túnel depende en gran medida de estos rasgos (zonas blandas y orientación de las discontinuidades).

Hay técnicas suplementarias de fotografía o tomas televisadas, dentro del barreno que pueden ayudar grandemente en determinados casos a precisar los rasgos dichos.

Acaba de desarrollarse una nueva técnica, prometedora, que consiste en introducir, dentro del barreno, un dispositivo cilíndrico forrado en el perímetro con una lámina delgada. El cilindro se expande contra las paredes y en la lámina quedan "grabadas" las fracturas y discontinuidades. Como el dispositivo es fácilmente orientable, se puede tener un esquema de éstas en tres dimensiones.

(En la exposición oral se comentarán algunas técnicas para obtener muestras con altas recuperaciones y muestras orientadas, así como algunas pruebas de agua).

2.3.6. Sondeos de Exploración y Galerías de Reconocimiento.

En los párrafos anteriores, se ha comentado el asunto de los sondeos en relación con el estudio geológico previo a la construcción. Como este estudio, en varios casos, no proporciona todas "las piezas del mosaico" en esta etapa, debe continuar acumulando nueva información y perfeccionando la antecedente en las siguientes etapas. Es por ello frecuente que se efectúen sondeos también en la etapa de construcción.

Como en esta etapa el túnel mismo representa un acceso a la geología a profundidad, algunos sondeos se recomienda realizarlos desde el túnel. Son sondeos de exploración de las condiciones geológicas prevalentes alrededor del túnel y principalmente hacia adelante de la frente de ataque. De esta manera se pretende ahorrar toda la barrenación estéril que suele tener un sondeo perforado desde la superficie. Sin embargo, la ejecución de sondeos desde el túnel supone, muchas veces, interferencias con las actividades normales de tunelaje, por lo que su uso se limita, por lo general, sólo a verificar condiciones que se presume puedan plantear situaciones de riesgo importante. Por otro lado, la interpretación de un sondeo horizontal o subhorizontal es frecuentemente más difícil que la de un sondeo vertical porque requiere más habilidad para orientar las muestras y para representar con claridad el efecto de sus rasgos en tres dimensiones. Algo más sobre este aspecto va a comentarse en el inciso 2.5.

Tener acceso a la geología a nivel del túnel, con, llámese socavones, túneles pilotos o galerías de reconocimiento antes de excavar el túnel definitivo, es una alternativa de exploración que debe ponerse en práctica siempre que sea posible.

Otras obras de ingeniería permiten ejecuciones parciales para ponerlas en servicio por tramos, en forma escalonada. Un túnel no tiene que estar completamente terminado, incluso sus instalaciones, para dar el servicio que de él se requiere.

Muchas veces cuando la longitud y la profundidad del túnel son grandes, el estudio geológico no puede contar más que con unos cuantos sondeos directos a lo largo de la línea o cerca de ella. Si, además, la geología es compleja y los afloramientos están enmascarados por depósitos superficiales, la incertidumbre será alta en cuanto a la interpretación de las condiciones geológicas de la roca basal. En estas circunstancias se torna cada vez más conveniente la posibilidad de efectuar una galería de reconocimiento, y, si el túnel en cuestión es de sección recta grande 60 a 100 m². como lo es un túnel carretero, la alternativa se hace prácticamente indispensable; más aún si se contempla el empleo de máquinas tuneladoras.

La sección recta de una galería de reconocimiento puede variar entre unos 6 y unos 15 m²., dependiendo del proyecto del que forma parte - y del programa y del equipo de que se disponga para llevarla a cabo. En el caso de túneles carreteros puede considerarse que la galería de reconocimiento tendrá una sección recta del 10% de la del túnel. Si se acepta que el precio de un túnel es proporcional a su sección- (en realidad se encarece en mucha mayor proporción al aumentar la -- sección, sobre todo si el terreno es de mala calidad), la galería no ha de costar más del 10% del túnel. No hay más que repasar la experiencia en construcción de túneles para descubrir que hay infinidad de casos en que las condiciones no previstas, particularmente las -- geológicas, han incrementado el presupuesto original en más del 10%. Al tener esto presente se debe admitir que una galería de reconoci-- miento es justificable en muchos casos. Además, ofrece ventajas co- laterales adicionales a la principal que es la de descubrir de ante- mano las condiciones geológicas a nivel de túnel. Estas ventajas -- colaterales son estratégicas y pueden incidir muy favorablemente en el costo de la obra. Entre otras, se pueden enumerar las siguien--- tes:

- Contribuir a la ventilación durante la construcción y, en su ca-- so, en el futuro durante la operación. Combinándose con las lumbreras (pozos verticales o inclinados) y con los crucesos o ventanas de ataque (horizontales o en pendiente) pueden constituir una valiosa - vfa de ingreso de aire puro y de expulsión de aire viciado.
- Servir de drenaje para que las aguas no penetren en el túnel o pa- ra que desde éste tengan fácil salida. Para cumplir con este fin se estudiará, en cada caso, si la galería debe ir por encima, por deba- jo o al mismo nivel que el túnel principal.
- Ayudar a la rezaga (alojando en la galería una banda transporta-- dora o dando una vfa de acceso alternativa al equipo de excavación)- o a la entrada de materiales (concreto p.ej.) para el revestimiento- o para el movimiento de maquinaria y medios auxiliares.
- Servir, en caso necesario, para, desde la misma hacer refuerzos--

J. GARCÍA ROSELLO

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Autopista Vasco-Aragonesa, C.E.S.A.

ALTERNATIVAS EN EL TRAZADO DE LOS TÚNELES

1. EL TÚNEL, SOLUCIÓN OBLIGADA O ALTERNATIVA.

El túnel como obra pública puede aparecer como solución primaria o como alternativa entre otras soluciones. En el primer caso podemos citar por ejemplo los túneles de descarga de una central subterránea o el paso de una vía de comunicación carretera o ferrocarril, a través de una barrera montañosa importante. El túnel, como alternativa de la excavación a cielo abierto, se presenta a menudo en obras viarias y en canales cuando el trazado de la obra lineal discurre a lo largo de laderas abruptas o en laderas cuya pendiente o inestabilidad hacen más aconsejable la excavación en túnel que a media ladera.

Tanto en uno como en otro caso, túnel obligado o túnel opcional, el primer problema que se plantea es el trazo del trazado. El trazo ha de establecerse dentro de unos límites más o menos amplios, en función de multitud de factores que se entrelazan e interfieren de tal forma, que la evaluación del peso aplicable a cada uno de ellos constituye la principal tarea del ingeniero proyectista, por tener que cuantificar las distintas soluciones o alternativas en términos de economía (costo y plazo) y de seguridad, en la construcción y en la explotación de la obra.

2. COMPORTAMIENTO DEL TERRENO

Las condiciones naturales del terreno que ha de atravesar el túnel constituyen el factor condicionante de mayor entidad. Así radica precisamente la dificultad del estudio previo de todo túnel, pues, al tratarse de una obra subterránea lineal, no es posible llegar a conocer el subsuelo como en las obras de superficie y tampoco como en obras subterráneas localizadas, por ejemplo cavernas de centrales hidroeléctricas, en las que se puede alcanzar el interior del terreno con suficiente densidad de trabajos de reconocimiento, galerías, pozos, sondeos, etc. En consecuencia, resulta difícil poder estimar con suficiente precisión cuál será el comportamiento del terreno durante la construcción de la obra y de ahí fijar premisas para el desarrollo del proyecto de construcción.

De un estudio de túnel, el reconocimiento desde la superficie aporta sus posibilidades en cuanto a cobertura momentánea a partir del enterrar de arroyos, y en casos de terrenos geológicamente complejos, con menor regularmente las producciones son poco fiables.

Tampoco es posible tener datos suficientes para prever con cierta seguridad como va a comportarse el terreno ante la excavación, cuando el túnel sigue longitudes que hacen imposible, por ra-

zones de costo y de tiempo, el detallado reconocimiento geológico estructural y geomecánico que sería necesario para ello.

Por otra parte, en construcción de túneles son prácticamente irrelevantes los parámetros geomecánicos de Coulomb (rozamiento y cohesión) y los ensayos realizados sobre testigos de rocas. Tampoco aportan demasiada luz las ensayables tentativas de clasificación de las estructuras rocosas, propugnadas con vistas a estimar a priori el comportamiento de la excavación, la cuantía de los sostenimientos y el revestimiento necesario, aunque procedan de numerosos datos estadísticos muy inmensamente elaborados y procesados. Pues en cuanto entramos en el dominio de la mecánica de las rocas nos falta el eslabón perdido entre los datos y las soluciones de proyecto. "The missing link", como decía el ingeniero Benkhans en el Coloquio del Simposio Internacional de Oslo de 1.969, de la Sociedad de Mecánica de las Rocas, al comentar el recién aparecido Índice, R.I.D. del profesor Deere.

Entre parámetros geomecánicos, índices de calidad estadísticos, resultados de ensayos y la definición del proyecto final de una obra subterránea, existe una gran laguna que únicamente puede ser salvada por la intuición y la experiencia del ingeniero. No en balde el construir túneles se llama todavía arte y no técnica. Arte de oficio, no de estética.

3. FLEXIBILIDAD DIRECCIONAL DEL TRAZADO

La flexibilidad de trazado que permita encajar el túnel en las zonas de mejor terreno posible, viene coartada por la funcionalidad de la obra. En autopistas las condiciones geométricas del trazado son muy estrictas. Cualquier modificación del trazado en planta de un tramo en túnel, puede repercutir en varios kilómetros, por lo que es muy difícil, prácticamente imposible, modificar el trazado del túnel una vez iniciada la fase de construcción de las obras.

Por el contrario en galerías y túneles hidráulicos existe una mayor flexibilidad de trazado, siendo así más fácil la adaptación del proyecto inicial a los condicionantes del terreno y caben además modificaciones posteriores aún en fase de construcción. Por ejemplo, es posible facilitar la evacuación de las aguas durante la construcción de una galería de presión, estableciendo rasantes en contrapendiente hacia las venidas de ataque laterales (Fig. 1 Perfil longitudinal Galería de Presión del Salto de Casbarón II). Algunas veces se puede esperar una corriente mal formada intercalando un "bypass" en la excavación (Fig. 2 Galería de Presión de Las Platas II), o hacer una cierta proximidad de la línea de ataque laterales, con el fin de establecer galerías de ataque intermedias.

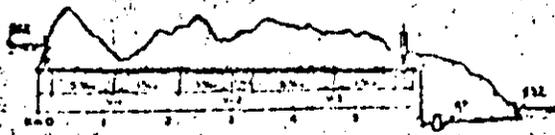


Fig. 1 - Perfil longitudinal Galería de Presión del Salto de Embudo-Consue.

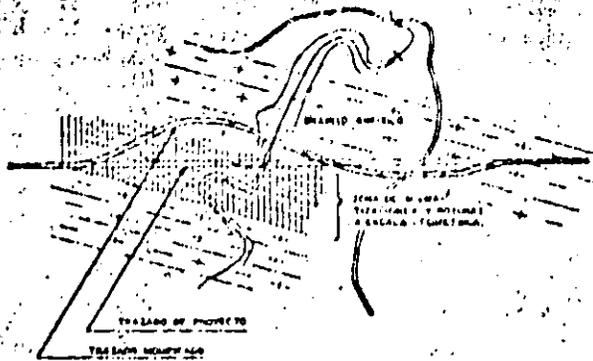


Fig. 2 - Galería de Presión de Ibañeta, Bibe.

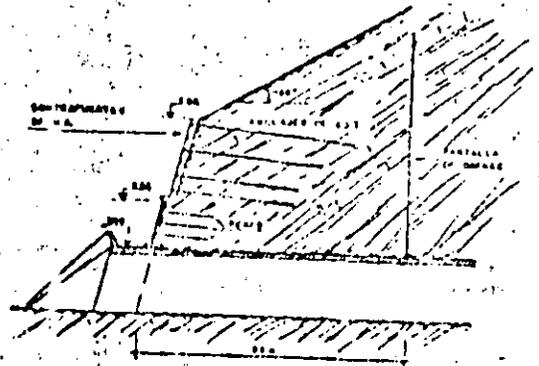
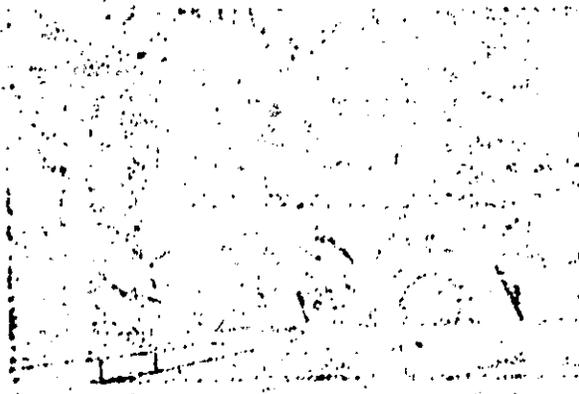


Fig. 3 - Embocadura del Túnel de Zaldívar (lado de Ermita).



Vista de las embocaduras del túnel de Zaldívar (lado de Ermita) de la Autopista Bilbao-Relvaia.

4. EMBOCADURAS

Las características de las posibles zonas de embocaduras, son otro factor que debe considerarse con atención desde el primer momento del estudio del trazado, pues casi siempre es posible, dentro de ciertos márgenes, situar las bocanillas en las mejores zonas dentro de la franja de terreno que permita el proyecto en su conjunto. En este aspecto no debemos olvidar que el túnel más barato no es necesariamente el más corto, ya que un aumento de longitud del túnel puede quedar sobradamente compensado al situar las embocaduras en terrenos mejores. La variación de coste total por unidad de longitud de túnel puede variar de 1 a 3 fácilmente, y más aún en los tramos más difíciles a las bocas, donde las condiciones geomorfológicas del terreno suelen ser las más desventajosas, por tratarse de capas superficiales generalmente de rocas más meteorizadas y existir empalmes longitudinales de la tadera muchas veces disimétricos.

Las embocaduras de túneles de gran sección son tramos que requieren estudios detallados y en algunos casos dan lugar a obras de consolidación de cierta entidad.

5. ACCIDENTES GEOLOGICOS SINGULARES. - TUNELES PROFUNDOS.

Del estudio geológico de la zona, a nivel de estudio previo, deben resultar factores condicionantes para la elección del trazado más conveniente y elegir en todo lo posible las zonas más planas de mal terreno, y en especial los accidentes tectónicos longitudinales. La mayor dificultad estriba en el conocimiento previo suficiente sobre el fiado de las condiciones, naturalmente probable estabilidad de la excavación, así como la determinación de las condiciones hidrogeológicas del macizo, capa freática, caudales y presión del agua subterránea, que es previsible encontrar. Estos aspectos se tornan francamente problemáticos cuando se trata de túneles muy profundos.

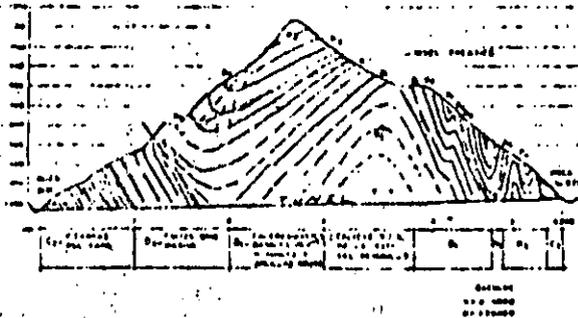


Fig. 4 - Perfil geológico longitudinal del Túnel del Gall.

6. EL PROYECTO EN FUNCIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

El punto de vista de la ejecución de la obra tiene gran influencia en el proyecto de los túneles. Realmente no se puede proyectar un túnel sin pensar en los procedimientos aplicables a su ejecución. Como a su vez, estos dependen del plazo de ejecución disponible y de las condiciones naturales del terreno, el proyectista viene obligado a suponer un determinado procedimiento de construcción aunque luego el constructor captee otro, que es lógico suponer, ha de proporcionar ventajas concretas al ser adoptado en la elección de la obra.

Por estas razones no es conveniente ser excesivamente optimistas en cuanto a la estimación del comportamiento del terreno, a no ser que se tengan elementos de juicio suficientes para ello, pero en caso de duda es mejor partir del hipótesis más bien conservadoras. En alguna ocasión hemos establecido en los Pliegos de Condiciones la obligatoriedad de realizar la excavación en dos fases, antes y luego de la hormigonada de la bóveda, entre de la excavación del banco. En efecto, el equipo de maquinaria de obra para un túnel a excavar a plena sección, con máquinas de elevado coste y equipos estacionados para velocidades de avance elevadas, es totalmente inadecuado en obras donde sea probable la ejecución alternativa de tramos de bóveda y tal terreno.

7. GALERÍAS DE AVANCE O DE BROMA INTERIO

Con el fin de conocer suficientemente el terreno a efectos del proyecto y de la construcción, no cabe duda que la ejecución de una galería de avance, o mejor dicho de reconocimiento, a lo largo del trazado o paralelamente a él, es el sistema más eficaz para excavar en pocas horas la obra. La dificultad estriba en su coste y además, en ocasiones, en el plazo. Si la programación general lo permite, es deseable que la galería que antiguamente se usaba casi siempre en los túneles de mina, se deje de emplear, y reemplazadamente se ha vuelto a poner en práctica en algunos túneles profundos, de poca sección transversal en terrenos complicados (por ejemplo túneles de autopistas alpinas). En nuestra opinión, si el plazo lo permite, las ventajas que resultan de un conocimiento directo del terreno por

den compensar el coste de una galería previa, realizada durante la fase de proyecto.

8. TÚNELES GEMELOS

Por último, quizás merezca la pena dedicar un momento a los túneles gemelos o túneles dobles, tan frecuentes en las obras de autopistas.

En más de una ocasión hemos conocido serios problemas derivados de una excesiva proximidad entre túneles paralelos. El criterio general del trazado, en cuanto a separación de calzadas, se ha mantenido hasta puntos excesivamente cercanos al trazo en túnel. Precisamente en las zonas de las embocaduras, donde peores suelen ser las condiciones geológicas, es donde menor suele ser la separación entre túneles.

La separación entre ejes debiera ser en todo caso suficiente para que, en la estructura rocosa, pudieran ser independientes las zonas de efecto de la del terreno correspondiente a cada túnel. Para lograr tal independencia de funcionamiento no es posible dar reglas generales. Las normas de túneles son de carácter empírico, pues la complejidad del discontinuo rocoso es tal que, por lo general, no se deja traducir a un modelo matemático que tenga suficiente semejanza con la realidad.

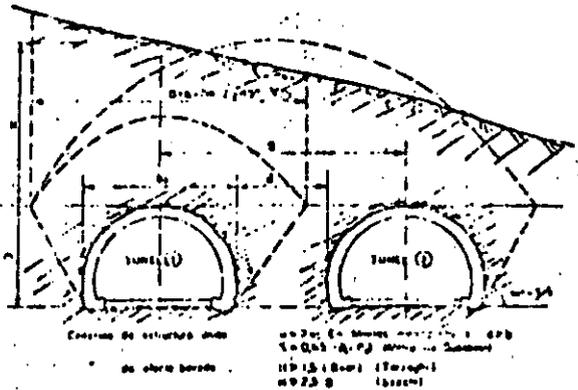


Fig. 5 - Túneles gemelos.

Como consecuencia de ser necesaria una amplia separación entre túneles, no sólo en planta sino también en alzado, resulta muchas veces inconveniente situar los túneles gemelos en una misma calera, pues la eliminación de la oblicua diferencial de niveles entre calzadas de las dos calzadas atectaría a tramos excesivamente largos, a lo largo de los del túnel. En los valles relativamente estrechos, puede ser buena solución la colocación de calzadas separadas en márgenes distintas.

9. EL DISEÑO

El proyecto de un túnel requiere un conocimiento más detallado posible del terreno a avanzar.

El conocimiento del terreno no consiste en la búsqueda de parámetros geocéntricos, ni en la búsqueda de un índice de calidad de la roca, sino en la definición de la naturaleza del terreno

no, de la geometría de las discontinuidades y de las condiciones del agua freática.

Las galerías de recambio hídrico o de avance en toda la longitud del trazado son muy convenientes, especialmente en túneles profundos.

El proyecto del túnel no puede desligarse de los problemas y procedimientos de su construcción.

Es importante situar adecuadamente las escaleras y condicionar, en lo posible, el trazado a la localización de zonas aptas para el embudo llamiento.

Es preciso proyectar el trazado de forma que las coberturas mínimas de terreno sean suficientes para evitar distorsiones y hundimientos del terreno.

- En túneles gemelos la separación entre ellos debe ser suficiente para evitar interferencias geológicas entre ellos.
- En túneles de autopistas el trazado de la carretera debe superlatarse, en lo posible, a las condiciones propias de la obra del túnel y no al revés.
- En autopistas la mejor solución alternativa es evitar los túneles, siempre que esto sea económicamente posible.

F. MUZAS LABAD

Dr. Departamento de Caminos, C y P
Consultorías Especiales, S.A.
Paseo Caminero RODRÍGUEZ

CONDICIONANTES DEL TÚNEL URBANO

Me ha sido encomendada por el Relator General, la tarea de comentar los condicionantes de proyecto del túnel urbano, y debo manifestar, en primer lugar, que si he aceptado el encargo se debe a la amistad que nos une, pues considero que hay muchos compañeros de gran experiencia que podrían haberse ocupado de ello con evidente derecho y, de paso, con mejor fortuna.

Hay día, el túnel urbano es, quizá, el tipo de obra que plantea los más graves problemas a la Ingeniería Civil. No creemos sea necesario justificar su importancia actual como solución para mejorar las comunicaciones y los servicios públicos en áreas congestionadas; pero conviene indicar que en el futuro se generalizarán cada vez más ante la necesidad de no ocupar espacio urbano y de transferir al subsuelo todos aquellos servicios, no necesarios en superficie, que perturban la vida urbana, con objeto de conseguir mayor calidad de vida. Este hecho, perfectamente previsible, hace que la problemática del túnel urbano haya pasado internacionalmente a un primer plano de interés técnico, social y económico.

Los túneles urbanos pueden tener distinta finalidad, que permite clasificarlos en túneles de comunicación, colectores visitables y galerías de servicios, siendo, con mucho, los más importantes los destinados al Metro.

En general, todos ellos presentan una serie de particularidades propias, como son su rigidez de trazado, el número relativamente elevado de conexiones con la superficie y las grandes secciones que, a veces, se precisan en áreas de acceso público, como ocurre con los estacionamientos de Metro y los centros de enlace y traspaso.

El trazado en planta se encuentra condicionado por necesidades de servicio y por imprecisiones urbanísticas; pero, a pesar de esta poca flexibilidad, deben ser analizados, con todo detalle, las posibles alternativas para no crear en el subsuelo puntos negros de confluencia, análogos a los existentes en superficie. Este es el caso de muchas ciudades antiguas que han experimentado un desarrollo radial, y en las que la disposición de cinturones resulta muy ventajosa.

La rigidez del trazado en alzado es consecuencia de la limitación de pendientes y de la existencia de puntos singulares de paso obligado, como sucede cuando hay que salvar corrientes fluviales o enlazar a cotas previamente establecidas, o cuando existen limitadas posibilidades de acceso desde la superficie.

A todas estas particularidades de los túneles urbanos en sí, hay que añadir las propias del medio en que van a ser construidos.

Las condiciones geológicas del terreno se caracterizan, en la mayoría de los casos, por la diversidad y heterogeneidad de las forma-

ciones o atravesar. En general, se trata de suelos (con sus características mecánicas propias) muchas veces alterados o manipulados, constituyendo rellenos artificiales. En cuanto a las condiciones hidrogeológicas, es también frecuente la presencia de niveles freáticos y de aguas caldas, naturales o procedentes de fugas de la red de abastecimiento y saneamiento.

El reconocimiento del terreno presenta dificultades evidentes, compensadas, en cierto modo, por la existencia de una valiosa experiencia local. La importancia de estos trabajos no puede discutirse; pero conviene decir que un estudio incompleto del terreno puede tener graves repercusiones económicas.

A todas estas características del medio en el que va a construirse el túnel, hay que añadir las particularidades de la presencia, en superficie, de edificaciones y estructuras, y, en profundidad, de cimentaciones, canalizaciones y servidumbres, restos de obras antiguas y defectos subterráneos naturales o artificiales, como cavernas, minas, pozos, etc., a veces abandonados o desconocidos. Las dificultades para conseguir información adecuada al respecto son bien conocidas de todo el que, alguna vez, ha tenido relación con obras urbanas de cualquier tipo.

La presencia de edificaciones, estructuras y canalizaciones subterráneas en la proximidad del nuevo túnel, adquiere una importancia fundamental debido a la repercusión o los efectos que en ellas puede tener la nueva obra, tanto en lo que se refiere a estabilidad como a los asentamientos y movimientos que se pueden inducir.

Toda construcción subterránea suele requerir operaciones capaces de causar daños en las estructuras cercanas. Estas operaciones peligrosas son principalmente la excavación, la modificación del nivel freático y la transmisión de vibraciones. En el túnel urbano con currón, en general, todas ellas, particularmente en los túneles de Metro, la obra requiere una excavación que, inevitablemente, ocasionará movimientos del terreno que pueden ser incompatibles con las estructuras cercanas. El túnel supone un drenaje permanente del nivel freático, que modificará el estado de presiones efectivas en el terreno y que, incluso, puede provocar su erosión interna. Las vibraciones dependen del método de ejecución, en la fase constructiva, y de la finalidad del túnel durante la explotación de la obra, y pueden provocar perturbaciones del terreno (en suelos granulares), daños en los edificios próximos y molestias para sus ocupantes.

La elección del trazado de cualquier túnel debe hacerse, considerando, no sólo los factores anteriores, sino también los posibi-

lidades de los diversos métodos de ejecución, sin olvidar las ventajas de su combinación, con adecuados tratamientos previos del terreno, tratándose de túneles urbanos, estas posibilidades de los métodos de ejecución están íntimamente ligadas con la perturbación de la vida en superficie, y, principalmente, con los efectos de la obra sobre las estructuras cercanas. La consideración de estos efectos es de importancia fundamental, a pesar de las enormes dificultades que existen para ello como consecuencia del estado de nuestros conocimientos técnicos y la incertidumbre sobre el proceso de deformación que han experimentado las estructuras ya construidas.

El ideal es poder adoptar un trazado en el que la mayor parte del túnel mantenga toda su sección en formaciones geológicas similares y reconocidas por la experiencia como que presentan el mínimo número de problemas para la excavación subterránea y la vida urbana.

A la optimización del proyecto se llega mediante un equilibrio entre la calidad, la seguridad y el coste de las obras; pero, con un concepto de coste mucho más amplio que el habitual, pues, además de la incidencia de los plazos y gastos de explotación, es obligado considerar nuevos parámetros como los costes y beneficios sociales. En muchos casos, la alternativa entre el túnel superficial o profundo se decide por la conveniencia de eliminar riesgos innecesarios.

Con esta exposición hemos pretendido resumir brevemente las peculiaridades del proyecto de un túnel urbano. El estudio constituye un proceso de aproximaciones sucesivas con reconsideración constante de cada decisión anterior. El estudio previo debe contar las bases de etapas posteriores; pero siempre quedan planteadas incertidumbres, algunas de las cuales no se despejan hasta la ejecución de la obra. Por ello, tiene primordial importancia que en el proyecto se establezcan pronósticos previsiones y criterios de actuación para tratar de evitar la multitud de problemas que pueden presentarse; problemas que suelen traducirse en encarecimiento de la obra, y, a veces, desgraciadamente, en costosos daños, demandas judiciales y retrasos en la construcción.

El estudio de un túnel se completa con aspectos que corresponden a las otras sesiones de este Simposio. Creo que durante el mismo deberíamos meditar sobre todo lo problemático general y, principalmente, sobre los defectos que presenta el tratamiento actual, tanto a escala nacional como internacional, y de cuya solución todos, de alguna manera, somos responsables. Es deseable una mayor coordinación entre especialistas, faltaría por citar, bancos de datos, centros de documentación

men familias o conjuntos. Cada familia debe nombrársele con un número. Las desviaciones significativas respecto a una familia deben quedar también anotadas.

La figura 13 es un ejemplo de formato de registro geológico y-- la figura 14 un ejemplo del levantamiento geológico de una frente de túnel.

El geólogo debe observar la geología del tramo de túnel y de la frente correspondientes, en cuanto termine la ventilación, inmediatamente después de la voladura, y durante los trabajos de -- amacizado y de iniciación del soporte. Si éste es a base de -- concreto lanzado, la geología quedará oculta una vez que éste-- se aplique. El geólogo debe prestar especial atención a esta-- blecer relaciones entre las condiciones geológicas aparentes en el túnel y los requerimientos de soporte o ademe.

2.5.1 Los aspectos relacionados con la construcción que deberán observarse y registrarse en detalle, para poder "llevarle el pulso"-- al túnel, son los siguientes:

1. Dimensiones de la sección del túnel.
2. Longitud avanzada por ciclo
3. Sobrexcaución: Forma del perímetro, tamaño de la zona sobre excavada.
4. Métodos de excavación:

Voladura: Diagrama de barrenación, consumo de explosivos total, por retardo y por barreno; espaciamento y carga de los barrenos del perímetro; distribución de retardos; longitud de los barrenos y del taco; cambios en los procedimientos.

Toda esta información suele aparecer en un informe normal de barrenación y carga, pero hay a veces modificaciones hechas por-- el sobrestante o el cabo de barrenación que no se anotan y que es importante que queden registrados.

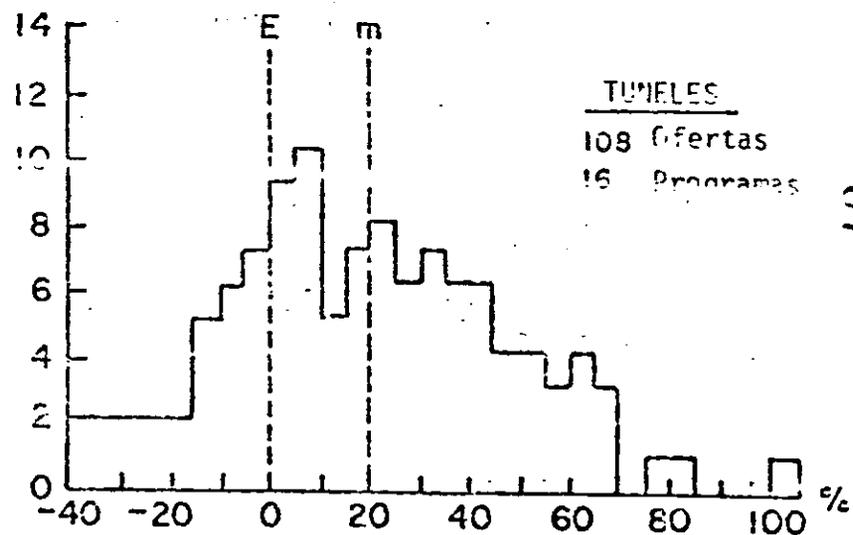
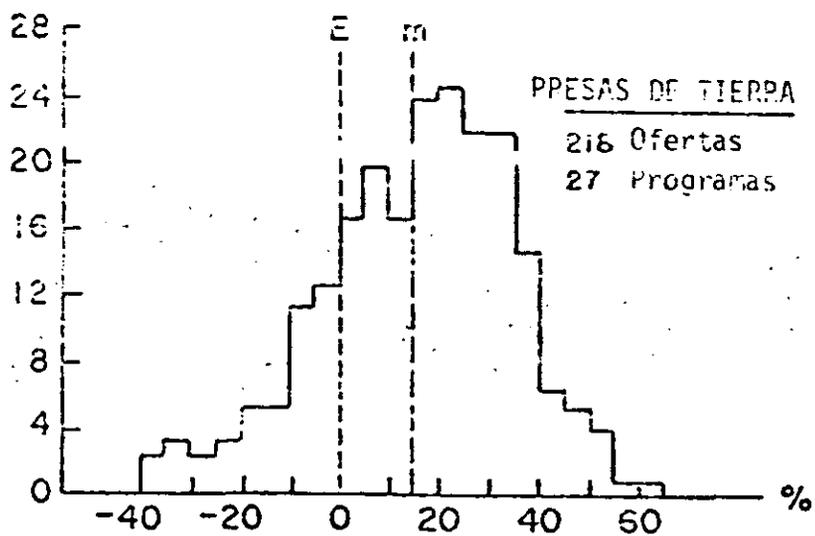
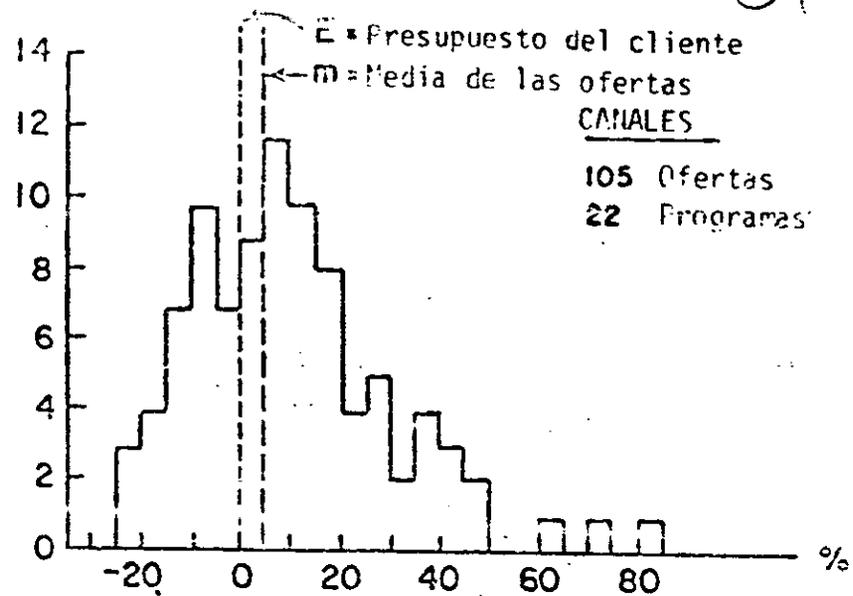
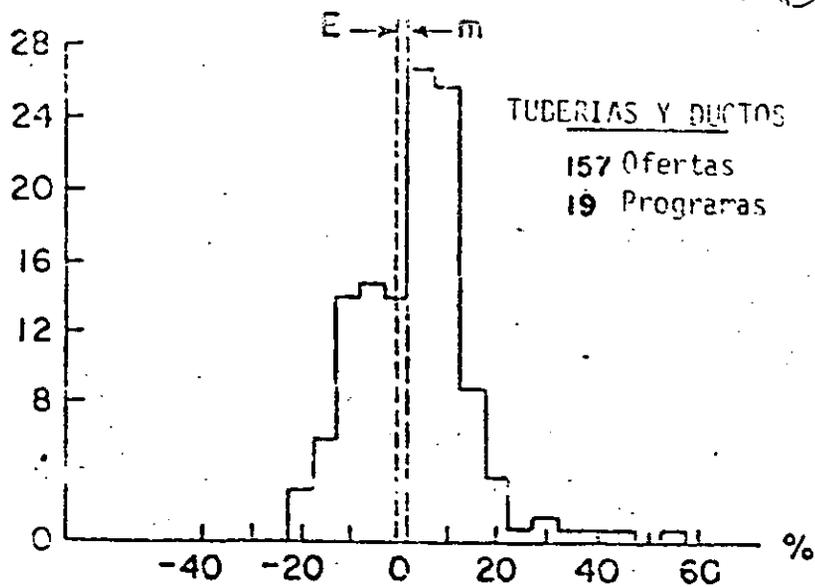
- G. Intemperización localizada a lo largo de zona de fracturamiento.
- H. Alteración destructiva a profundidad por soluciones templadas a ca-
lientes de una diversidad de orígenes.
- I. Sistemas o familias de diaclasas aparentemente no relacionados a--
fallas maestras o a fallas secundarias.
- J. Intrusiones ígneas lenticulares en rocas metamórficas.
- K. Inclusiones lenticulares de rocas metamórficas en cuerpos ígneos.
- L. Intrusiones ígneas concordantes como los sills.

IV. Proyecciones dudosas.

- A. Fallas o sistemas de diaclasas maestras o subsidiarias, que no a--
floran en superficie ni se encuentran en los barrenos y que se supone-
están presentes por los resultados de prospecciones geofísicas de su--
perficie o del análisis de la cubierta de roca y de los rasgos topográ-
ficos.
- B. Zonas alturadas de formas irregulares y de controles estructurales
desconocidos.
- C. Rocas estratificadas con estratigrafía y tendencias poco o mal co-
nocidas.
- D. Rasgos de superficie identificados sólo por mapeo de muestras lava-
das o de residuos de roca y suelo.

V. Proyecciones muy dudosas.

- A. Proyecciones basadas en hipótesis derivadas del conocimiento de la
historia geológica del área.
- B. Proyecciones basadas en la teorización e imaginación del geólogo
sin una adecuada investigación en el terreno.



67

Fig. 1 Datos de Ofertas para concursos de obras de Construcción Pesada de cuatro tipos (Proyectos de Bureau of Reclamation 1965-1970).
Los histogramas muestran el número de ofertas contra las diferencias en por ciento respecto al presupuesto del cliente.

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

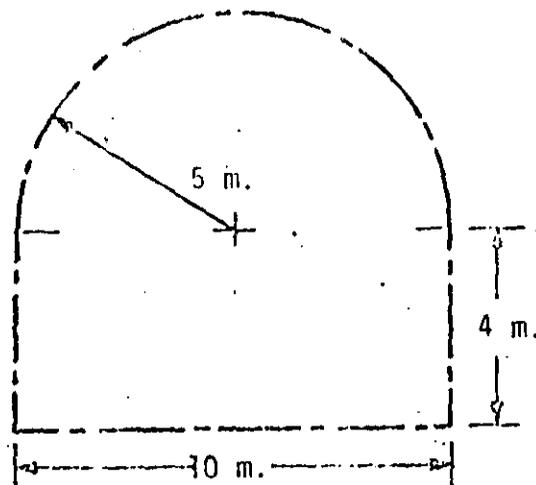


Figura 4. Sección recta del túnel.

TABLA 2. IDENTIFICACION DE INCERTIDUMBRE GEOLOGICA

1. Posibilidad de estratos de caliza buzando a la profundidad del trazo
2. Posibilidad de una zona de falla importante; su ancho incierto
3. Posibilidad de una zona de falla menos importante; ancho incierto
4. Posibilidad de zona de falla; posibilidad de fracturamiento intenso en la lutita debido a efectos de frontera; posibilidad de calizas subyacentes presentes al nivel del túnel.
5. Localización incierta del contacto entre lutitas y calizas
6. Localización incierta de la transición a caliza calcedónica
7. Caliza interestratificada con lutita que tiene alta probabilidad de presentarse como capas de arcilla.
8. Localización incierta de la transición a caliza más sana
9. Localización incierta del contacto caliza-lutita
10. Espesor incierto del estrato de lutitas
11. Características inciertas de la caliza
12. Posibilidad de zona de falla.

DEFECTOS PRINCIPALES.

INFILTRACION DE AGUA

RESISTENCIA

MODOS TERMINALES

EJEMPLO
PROBABILIDAD EN EL NODO
TERMINAL 1.

$$= .8 \times .3 \times .2 \times .3$$

$$= .0144.$$

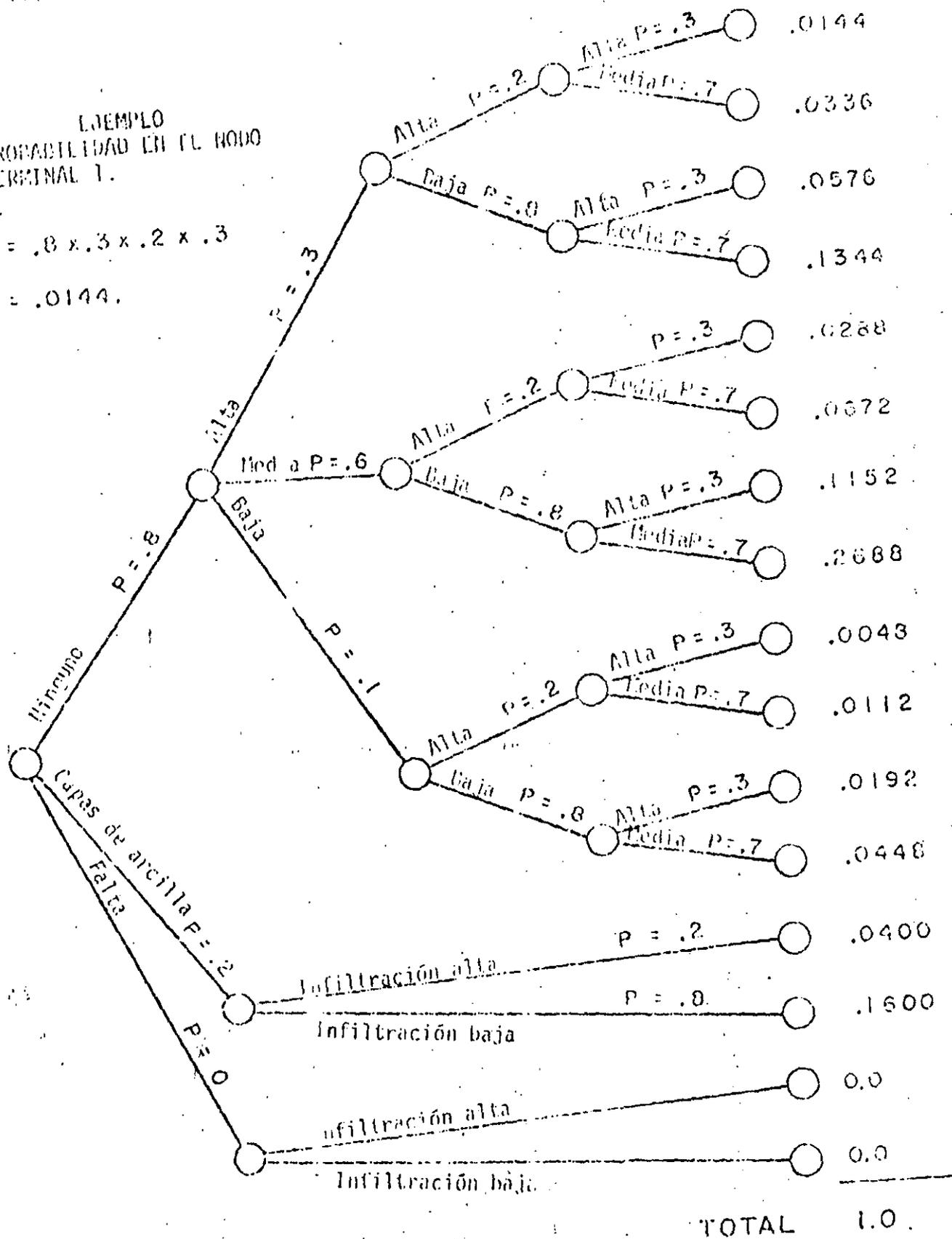


FIG. 5. Asignación de Probabilidades a las descripciones y Estados Geológicos

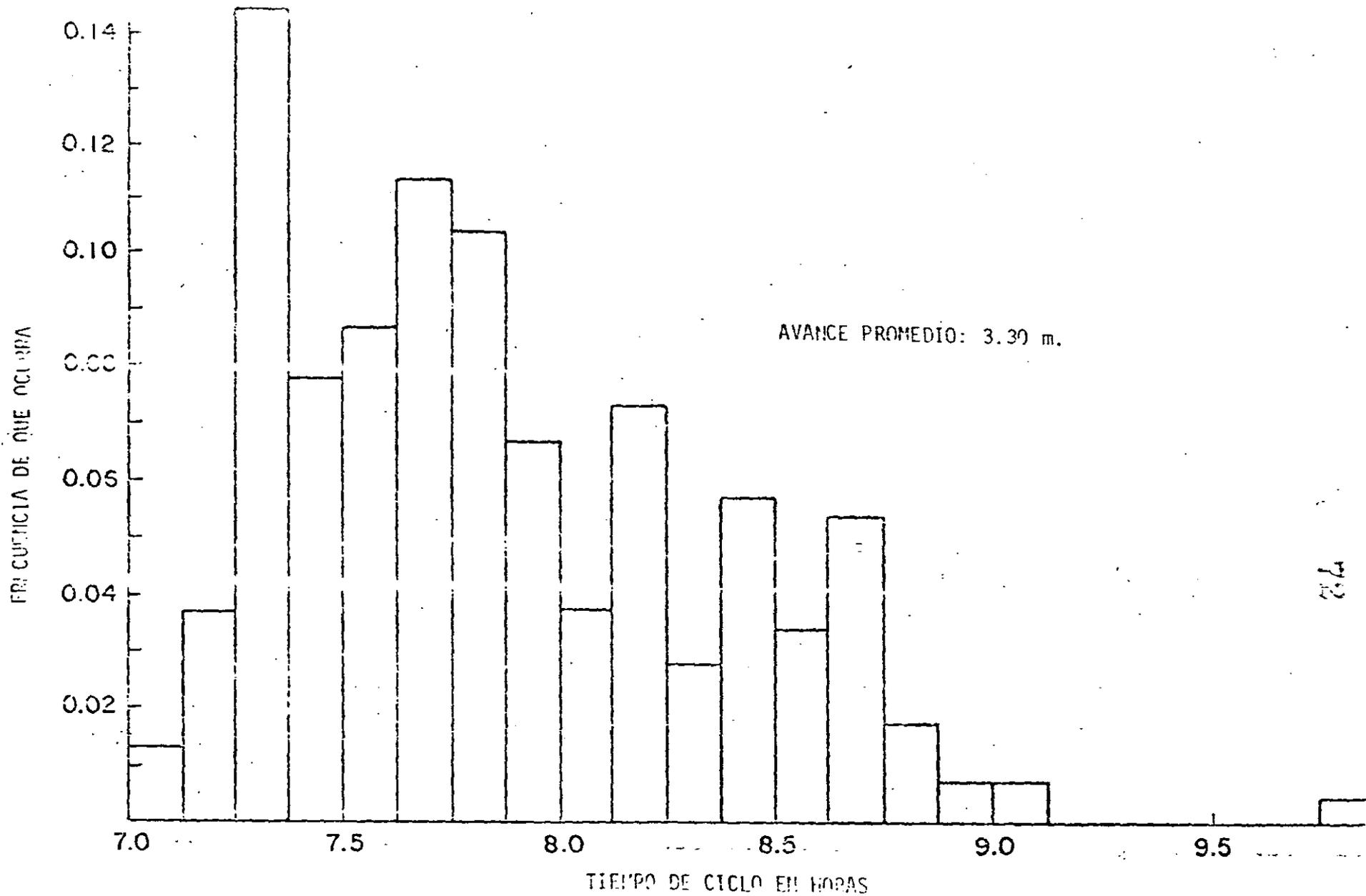


Figura 6. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo.
Condiciones favorables

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

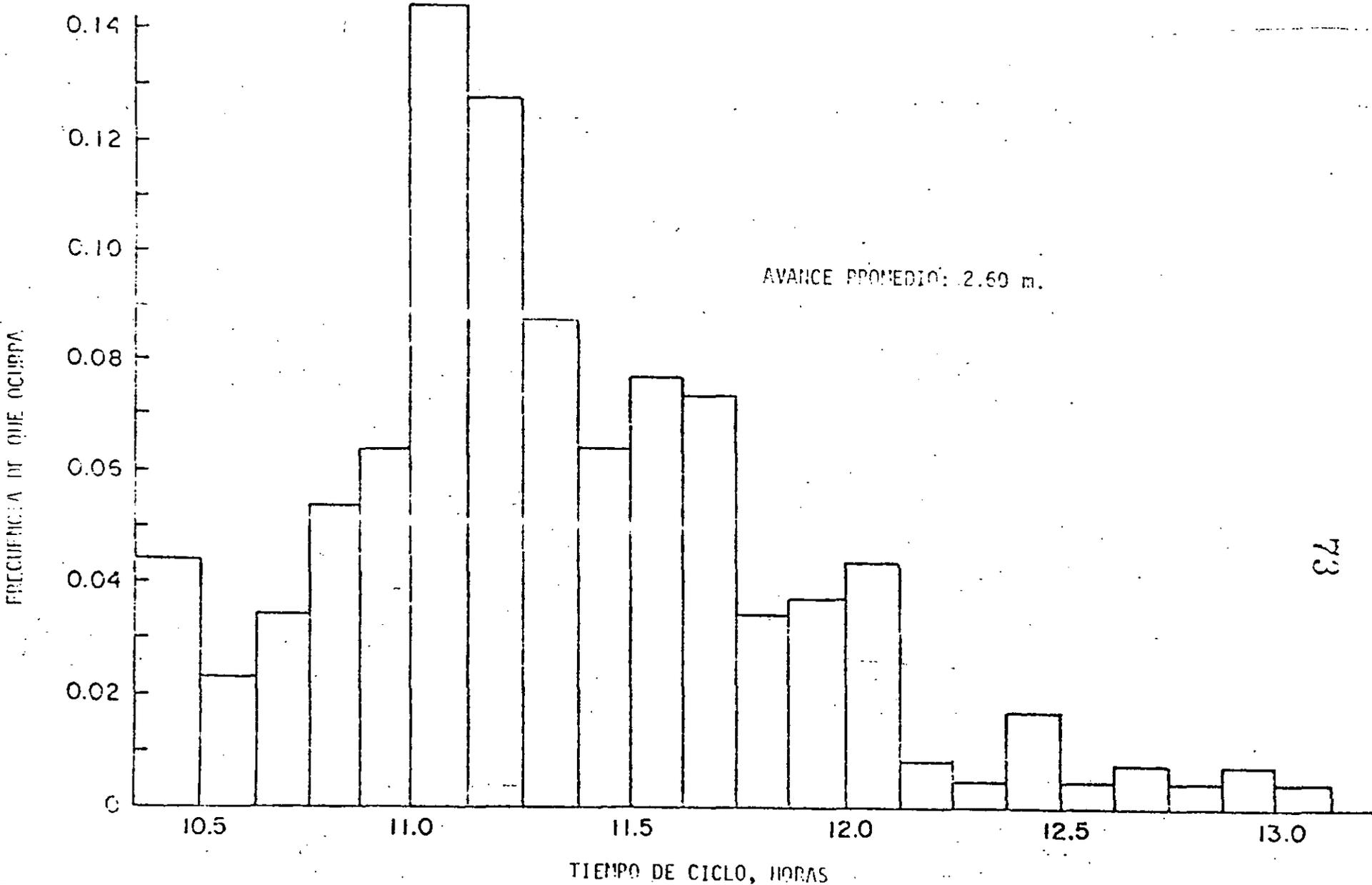
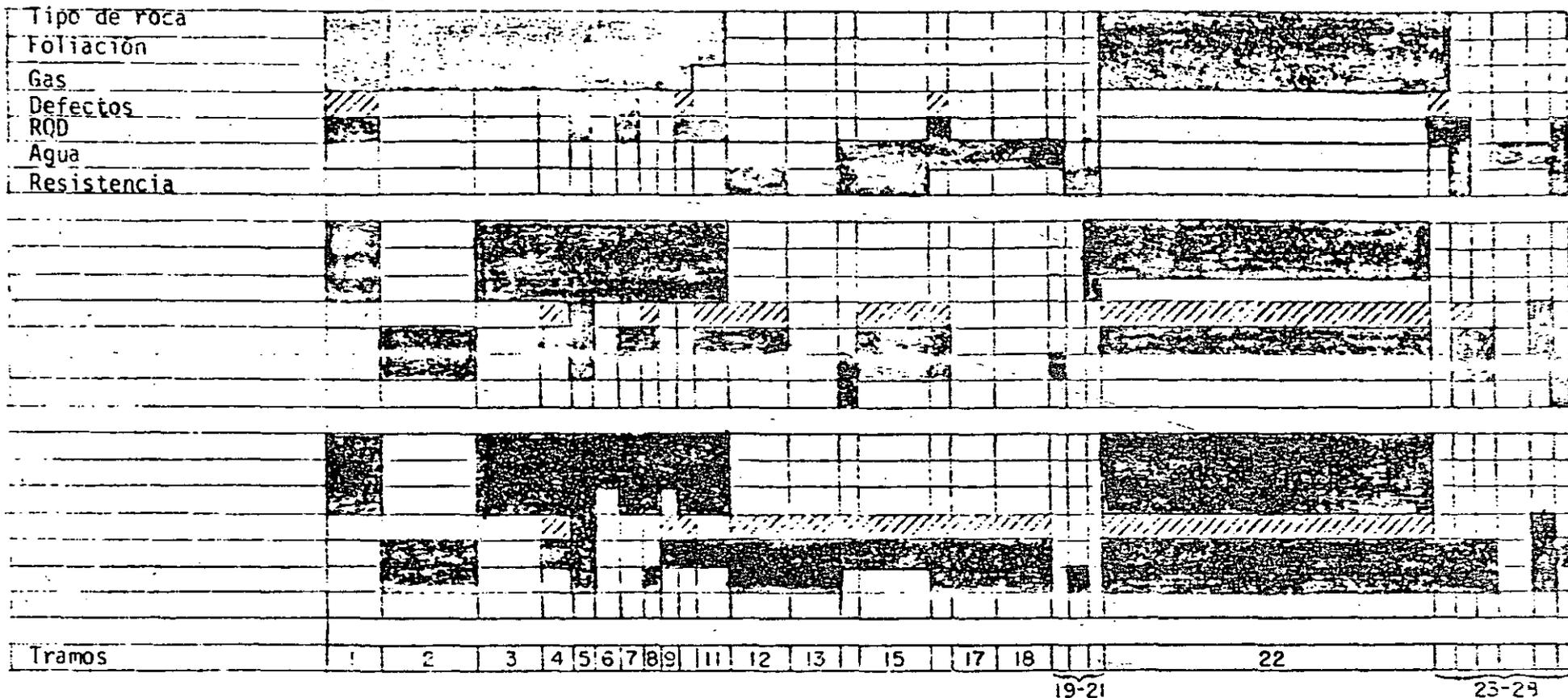


Figura 7. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo Condiciones Adversas

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

73



PARAMETROS GEOLOGICOS

Tipo de roca
 Foliación
 Gas
 Defectos
 RQD
 Agua
 Resistencia a la compresión

LAS AREAS BLANCAS SIGNIFICAN

Caliza
 No foliada
 No hay Gas
 Gas
 No hay fallas
 No hay arcilla
 RQD alto a medio
 Baja filtración
 Baja a media Resistencia

LAS AREAS NEGRAS SIGNIFICAN

Lutita
 Foliada
 Hay gas
 Fallas (negro)
 Capas de arcilla
 Bajo RQD
 Alta infiltración
 Resistencia alta

74

Fig. 8. Resultados de tres simulaciones geológicas (Moavenzadeh, MIT, 1974.)

75

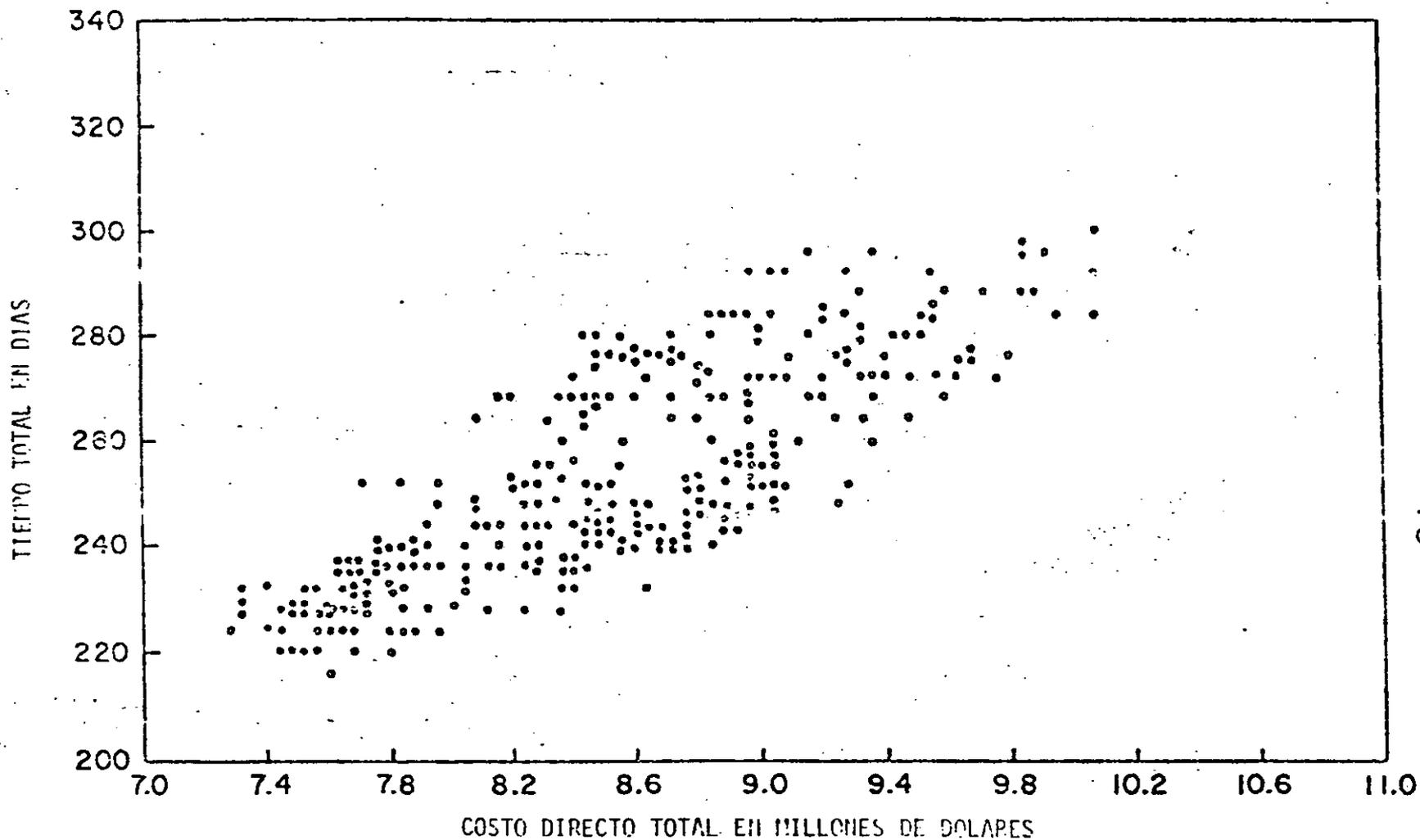


Fig. 9. Diagrama de Costo.- Tiempo
 Resultados de 300 Simulaciones de Túneleo

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

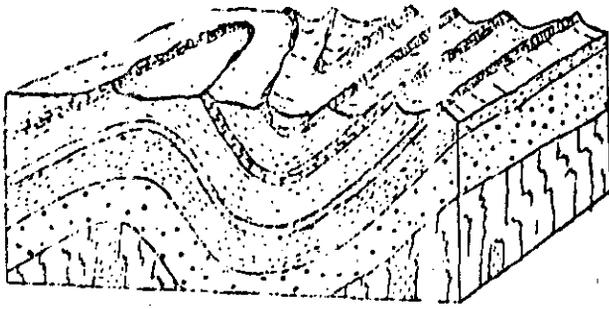
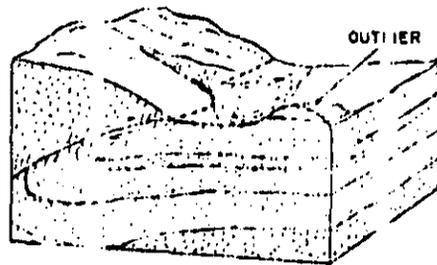
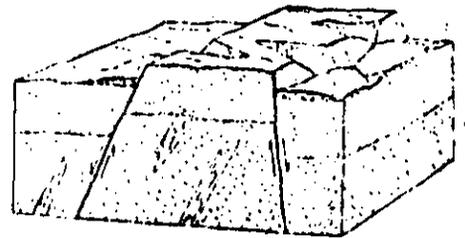


Fig. 10

C. Paisaje formado por la erosión de anticlinales y sinclinales en rocas sedimentarias. (Wahlstrom, 1973)



C



D

Fig. 10 A. Escarpe lineal de falla desarrollado por erosión a lo largo de una falla de corrimiento. Nótese el afloramiento de roca dura aislado por la erosión.

B. Pilar tectónico (Horst) con valles de arroyos labrados en el -- bloque levantado. (Wahlstrom, 1973)

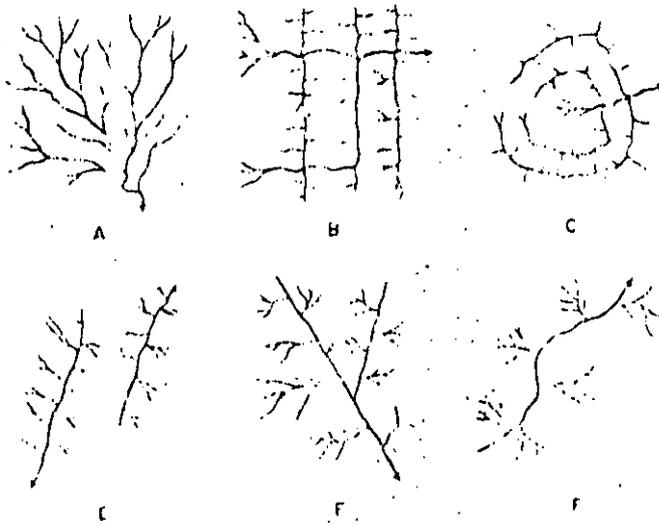


Fig. 11. Algunas redes de drenaje. A Red de drenaje dendrítico desarrollada por erosión de rocas de casi igual resistencia a la erosión. B. Drenaje en escalera en rocas estratificadas plegadas o falladas. Los arroyos se encuentran entre las costillas paralelas. C. Drenaje anular desarrollado sobre un domo en rocas estratificadas. D. Red de drenaje asociada a plegamiento en rocas estratificadas. E. Drenaje en un área fallada. Los arroyos son esencialmente rectos en los valles cortados en fallas. F. Drenaje desarrollado a lo largo de una falla de corrimiento aplanada. (Wahlstrom, 1973)

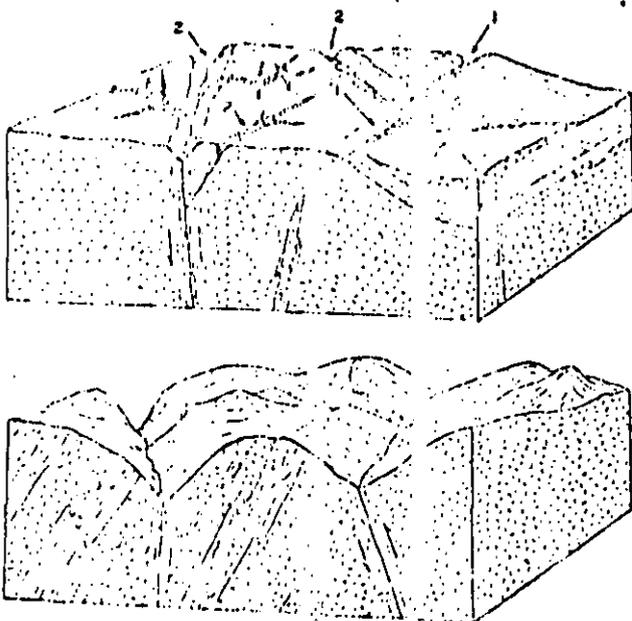
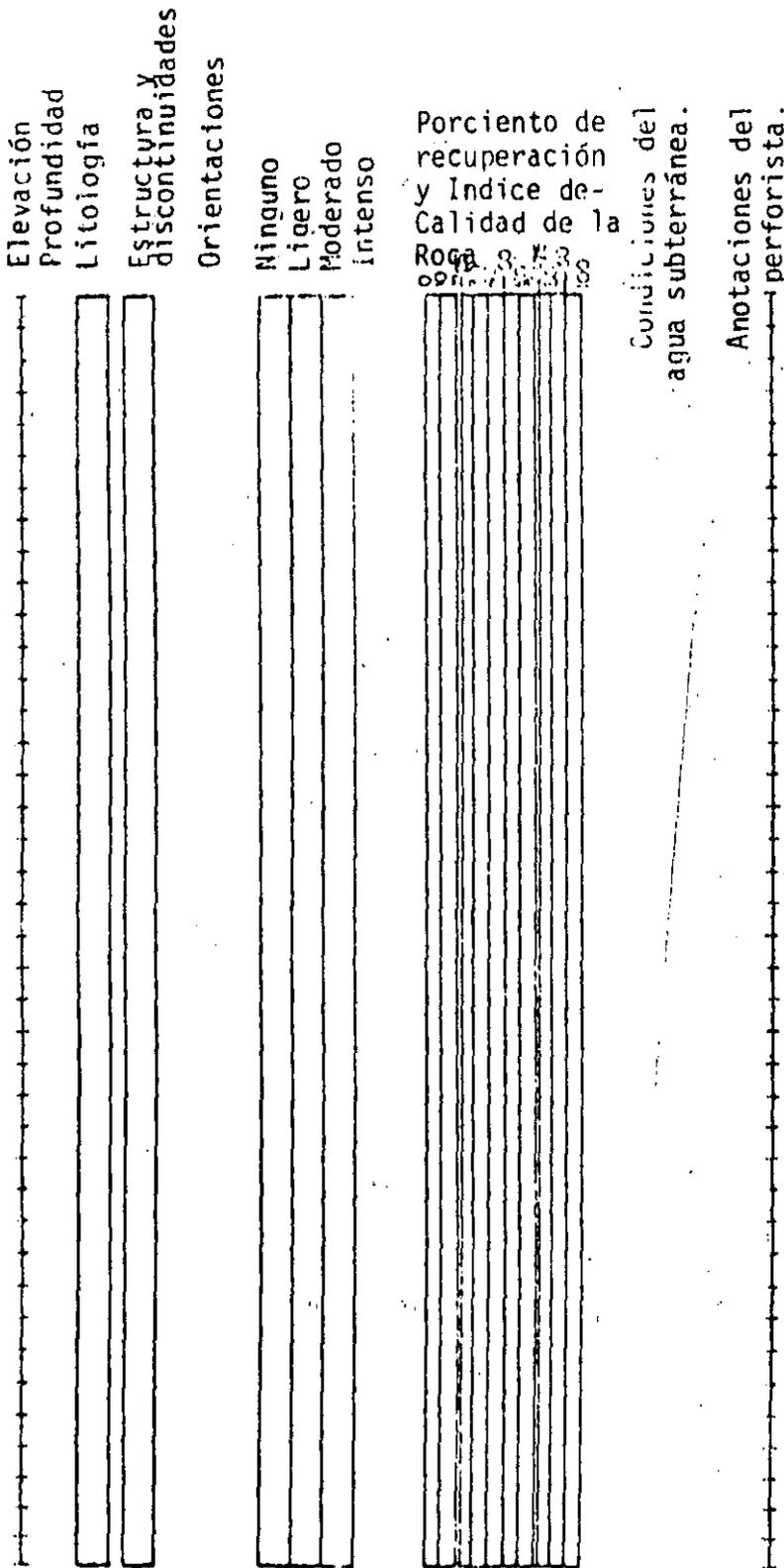


Fig. 11 E. Valles lineales cortados por arroyos en zonas de falla y en rocas blandas sedimentarias.

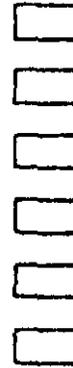
- a) La superficie del terreno es de relieve bajo. 1 = Valle que sigue el rumbo de la capa. 2 = valles que siguen las trazas de fallas.
- b) Valles profundos labrados en zonas de falla en una región montañosa de rocas cristalinas.

(Wahlstrom, 1973)

Barreno No. _____
 Obra _____
 Registrado por _____



Leyenda
 Litología

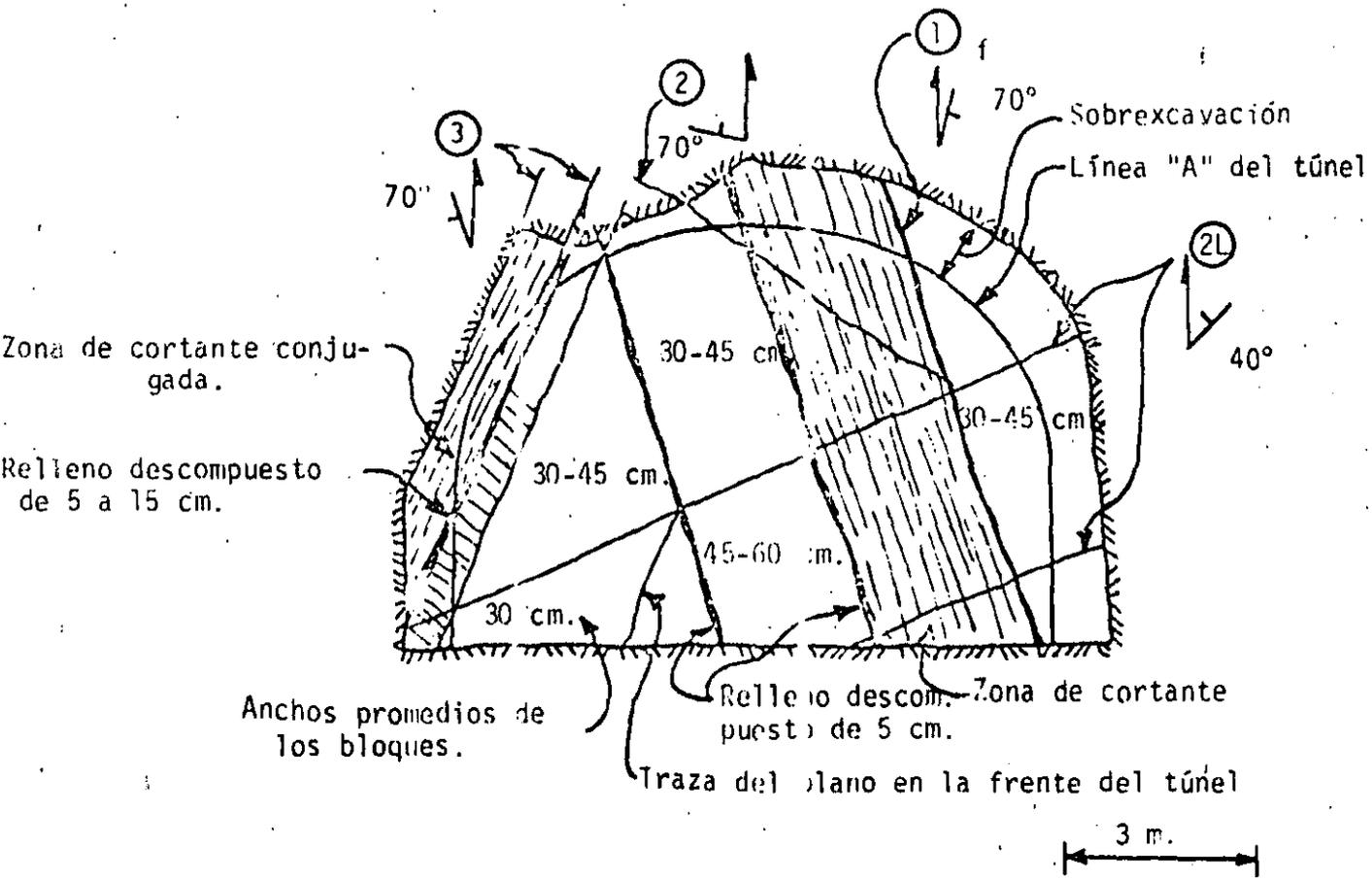


Descripción de intemperismo

- Ninguno
- Ligero
- Moderado
- Intenso

Discontinuidades

Fig. 12. Forma de registro de un barreno con recuperación de muestras (núcleos, corazones) (Corling, 1975)



Número de familia de diaclasas
 Rumbo relativo al avance
 Foliación
 Angulo verdadero del echado.

Notas: Calidad del túnel: Zonas de cortante conjugadas y de foliación de pobre calidad, se combinan para formar una cuña grande y potencialmente inestable en la clave. Las zonas de cortante han causado también gran sobreexcavación en clave.

Fig. 14. Ejemplo de levantamiento o mapeo geológico de una frente de túnel en roca.

RESUMEN DE GEOLOGIA DEL TUNEL

Página _____ de _____

Cadenamiento _____ Levantada por _____ fecha _____

Fecha de excavación: _____

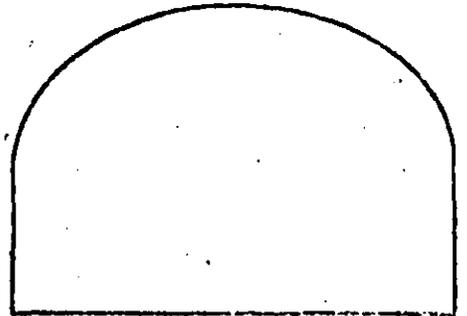
Fecha en que se instaló el ademe: _____

Tipo de ademe: _____

Instrumentos en esta estación: _____

Notas:

Dificultades de construcción;
localización de desprendimientos;
calidad del ademe colocado, etc.



Calidad de la roca: _____

Tipo de roca: _____

Intemperismo: _____

Agua: _____

Características de las diaclasas: _____

Zonas de cortante: _____

Localización, orientación de diaclasas y fallas principales: _____

Sobreexcavación: _____

Fig. 15. Ejemplo de registro de la geología
del túnel.

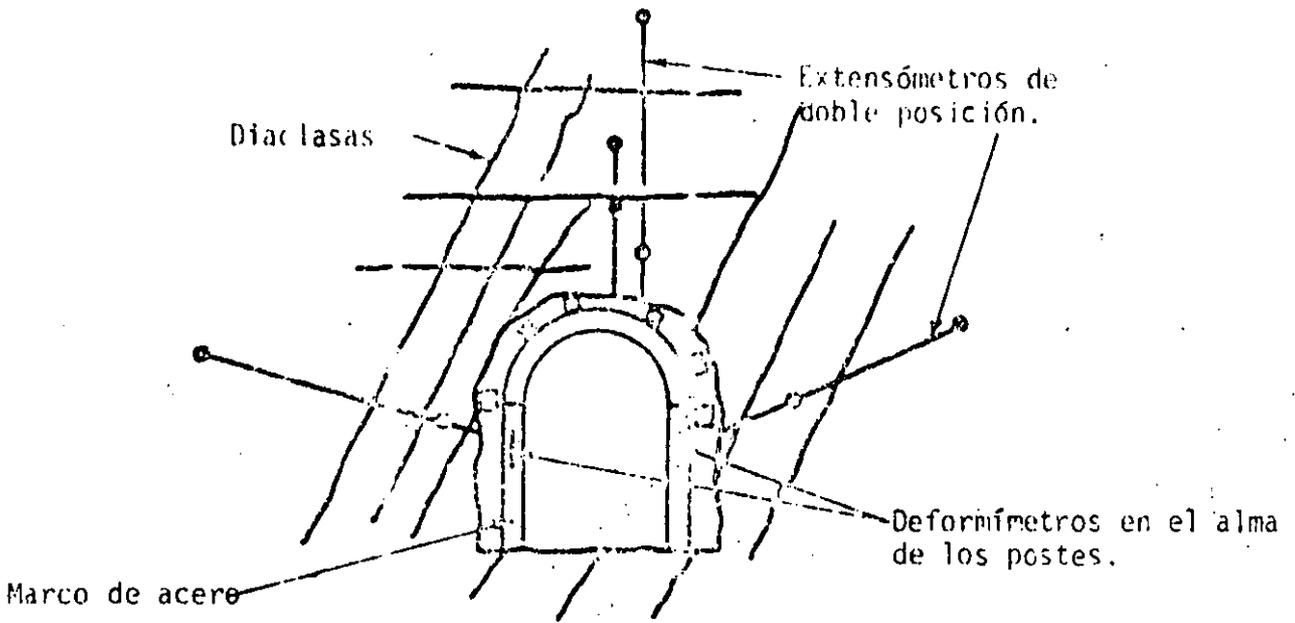


Figura 10.A. Instrumentación en un túnel profundo en roca con ademe de marcos metálicos.

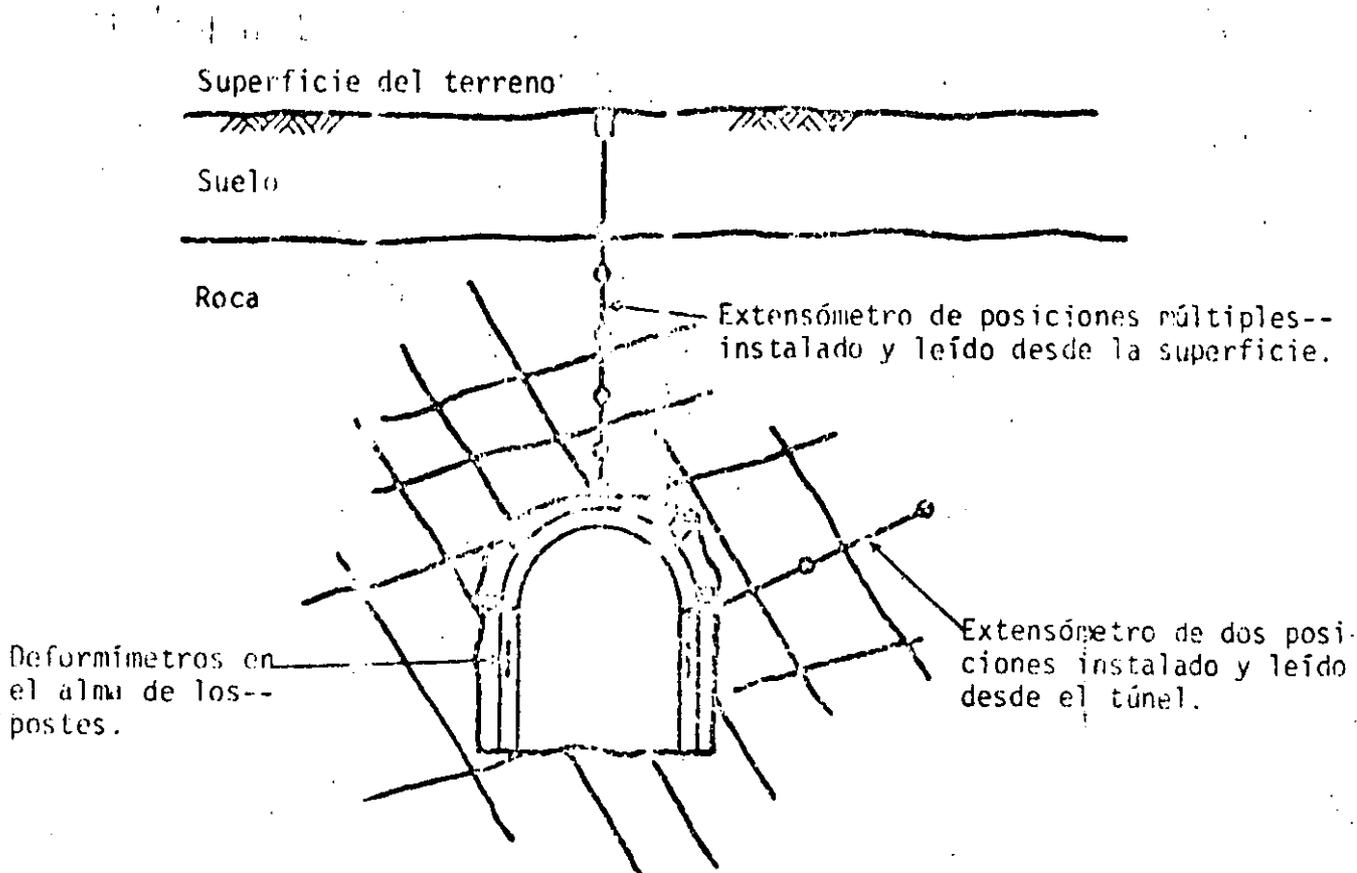


Fig. 6.B Instrumentación de un túnel poco profundo en roca, con ademe de marcos metálicos.

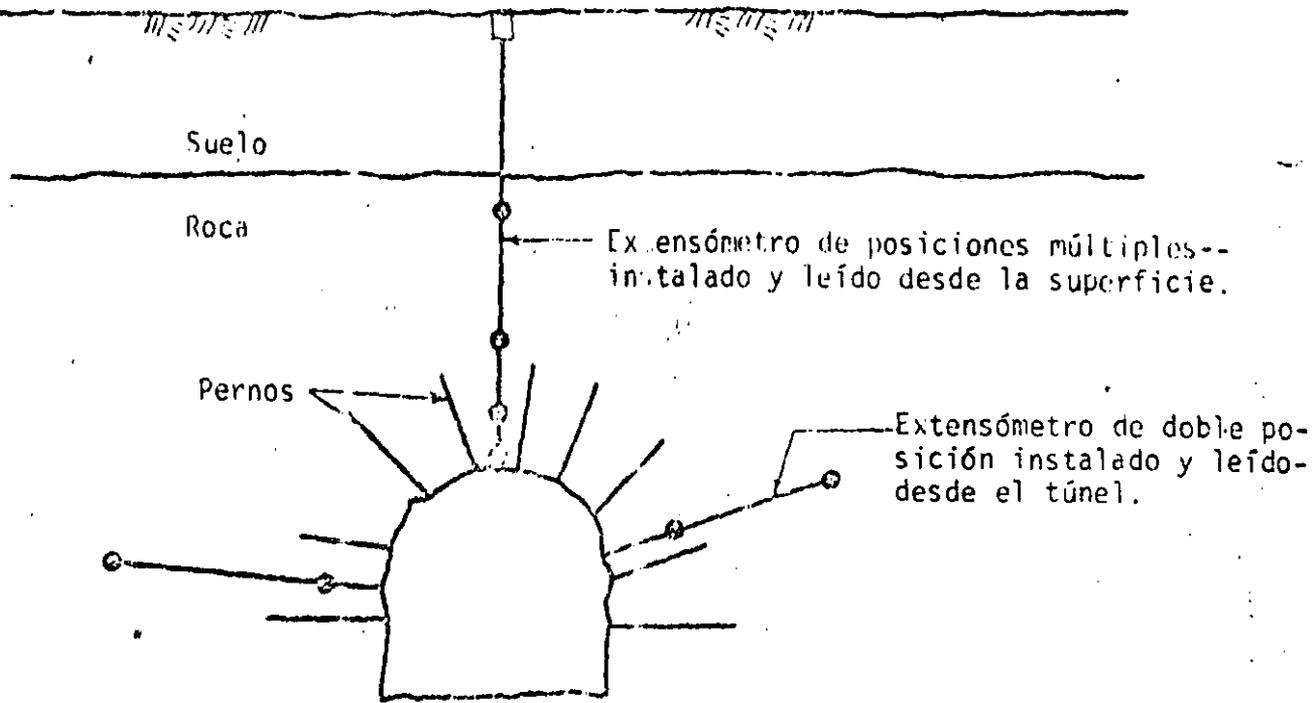


Fig. 17A. Instrumentación de un túnel somero en roca, ademado con pernos

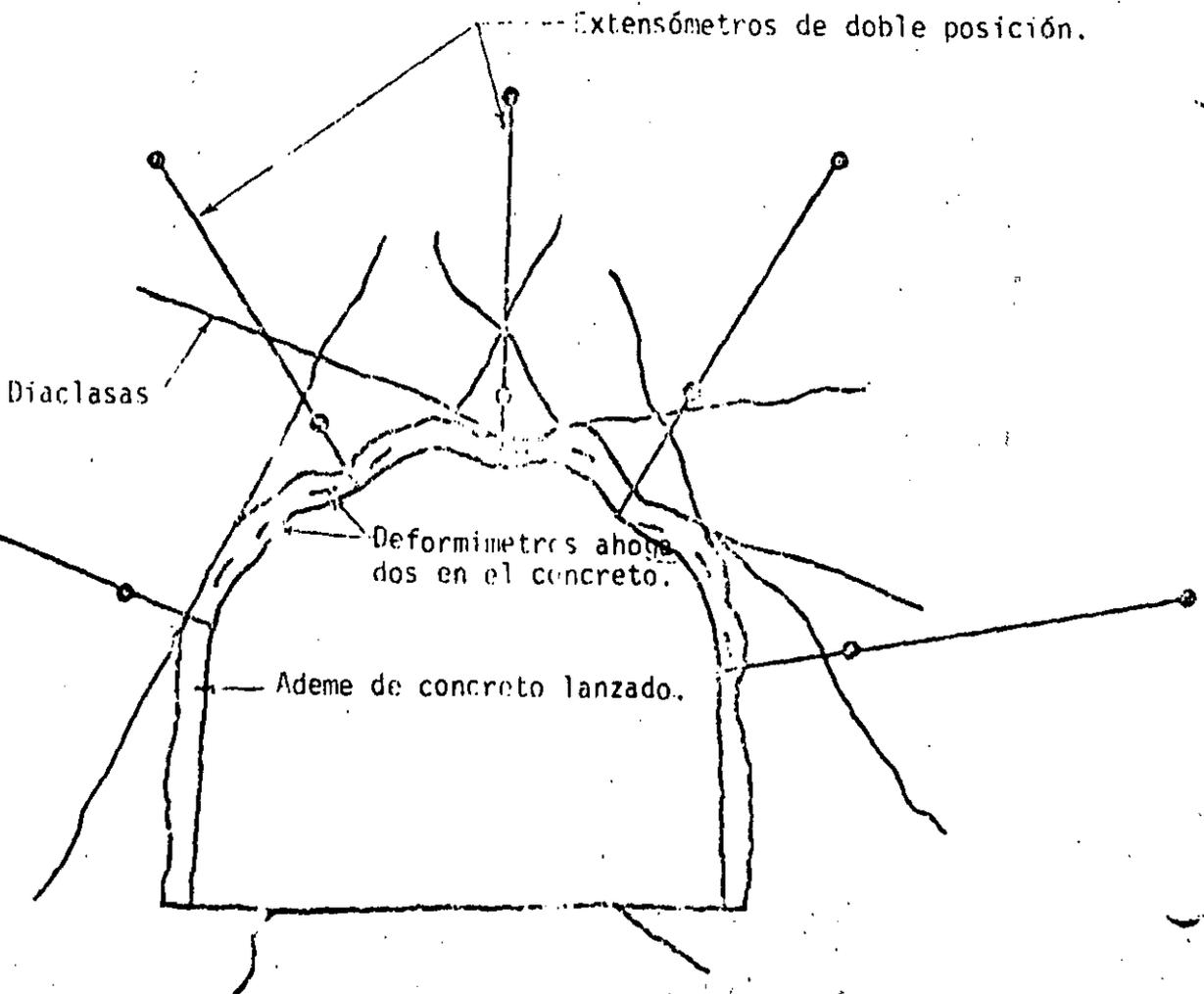


Fig. 17B. Instrumentación para un túnel ademado con concreto lanzado.

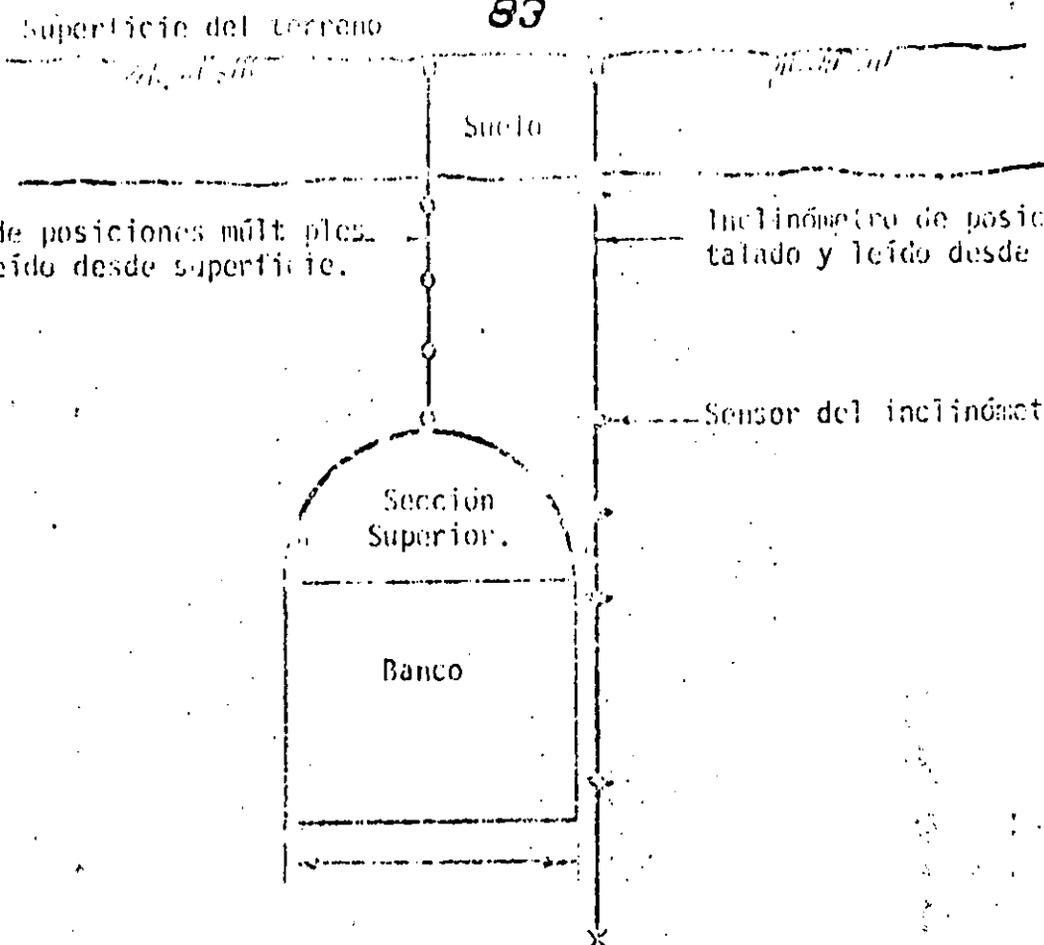
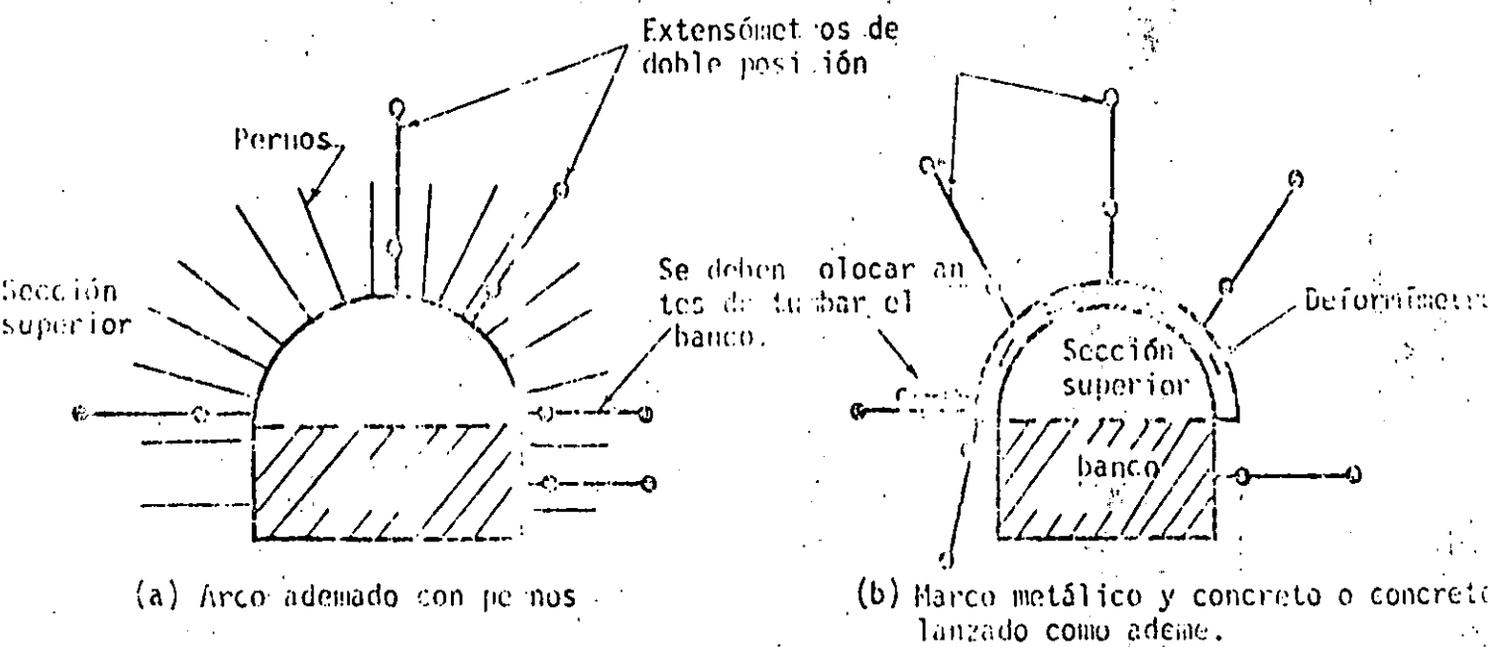


Fig. 18A. Instrumentación para un túnel somero en roca, con paredes altas.



(a) Arco adomado con pernos

(b) Marco metálico y concreto o concreto lanzado como ademe.

Fig. 18B. Instrumentación para medir el comportamiento de una excavación en sección superior y banco.

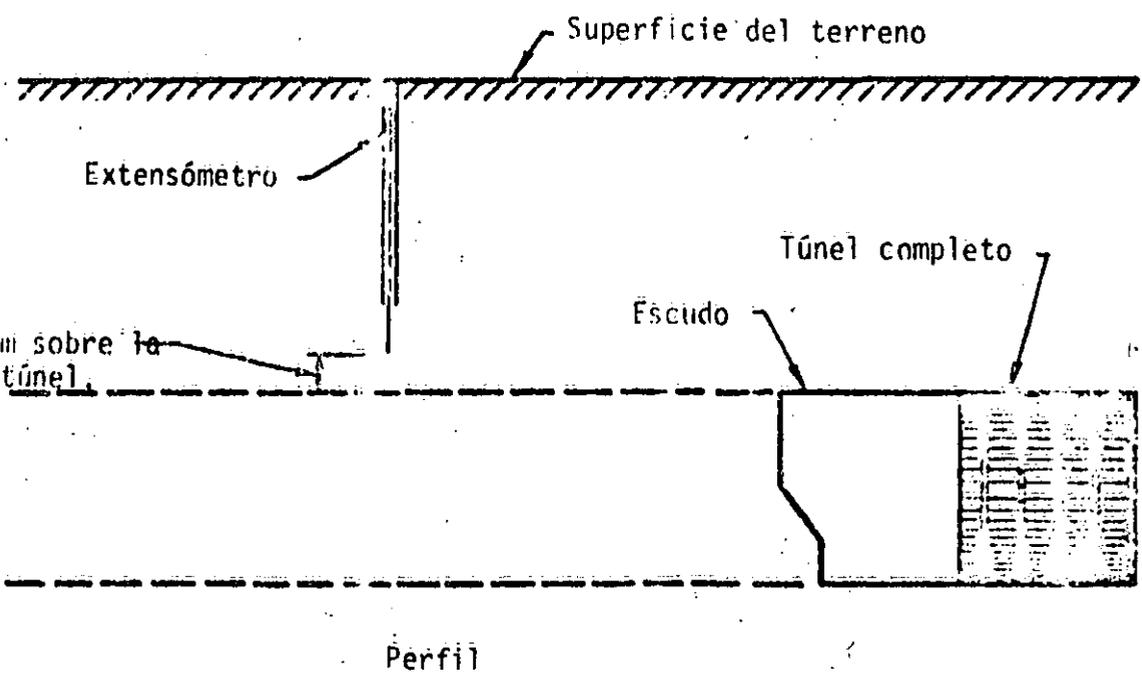
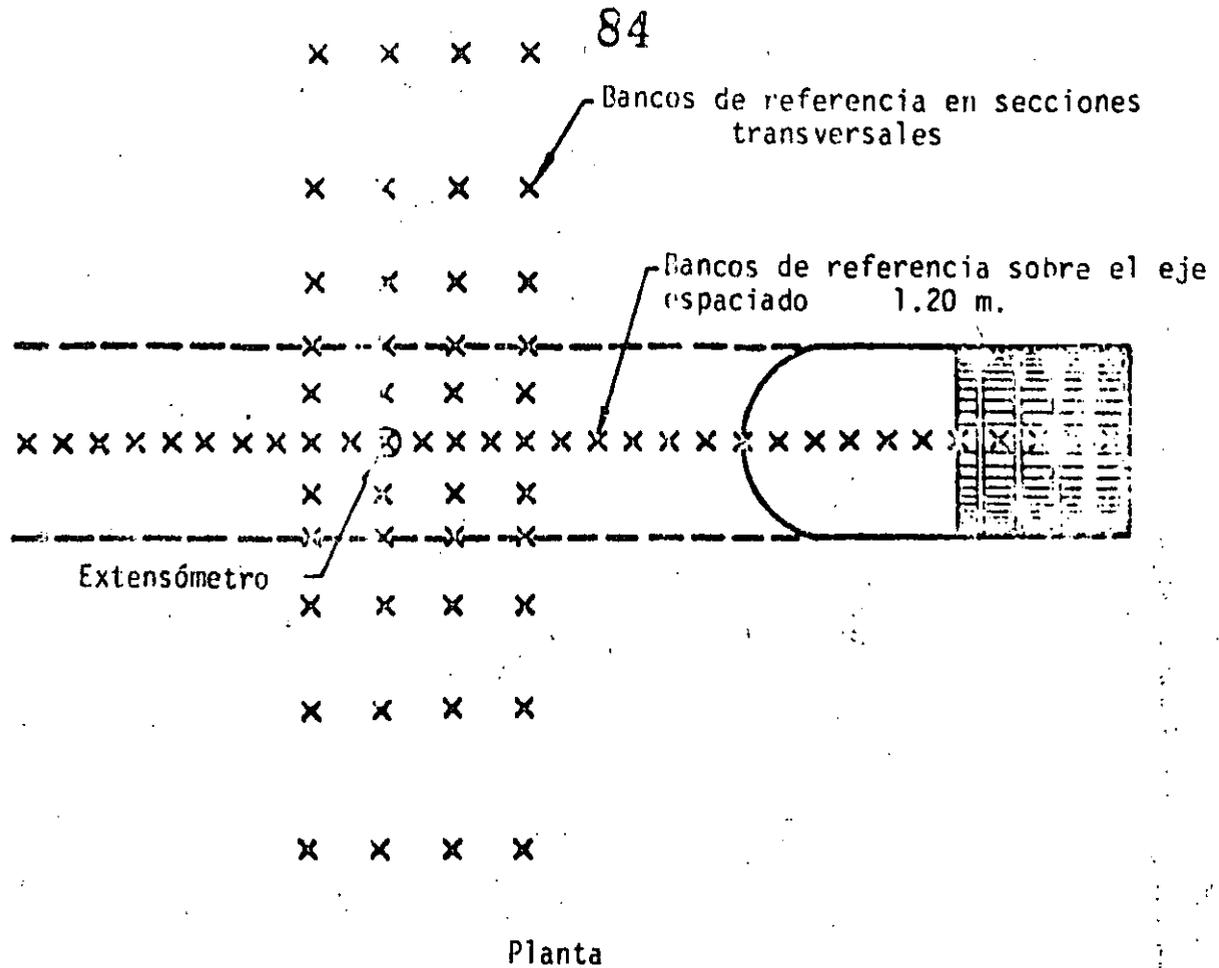


Fig. 19. Instrumentación sencilla para detectar el origen de la pérdida de suelo, en un túnel excavado con escudo.

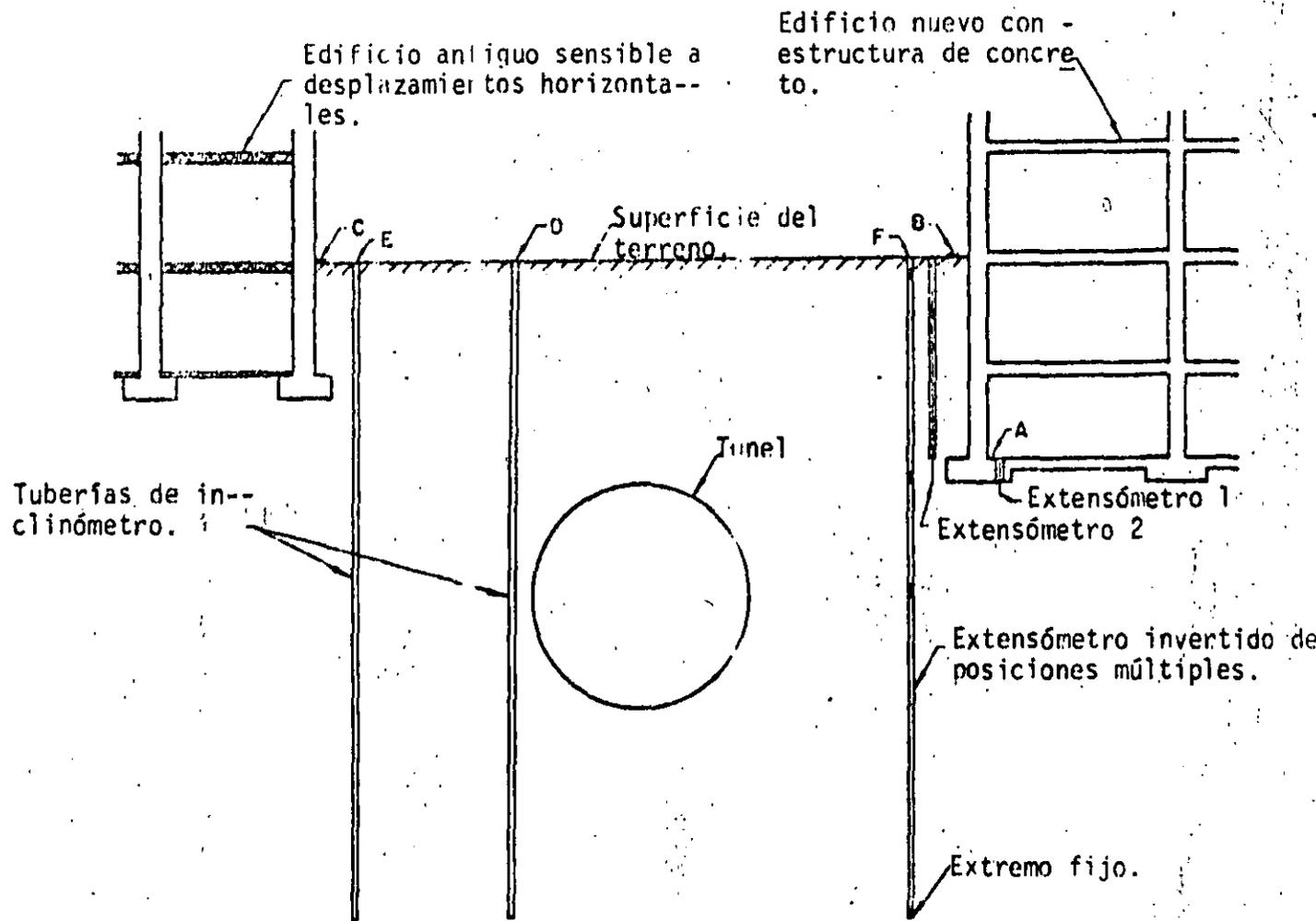


Fig. 20. Instrumentación para túneles en suelo que puedan afectar estructuras vecinas. (Cording, 1975)

BIBLIOGRAFIA.

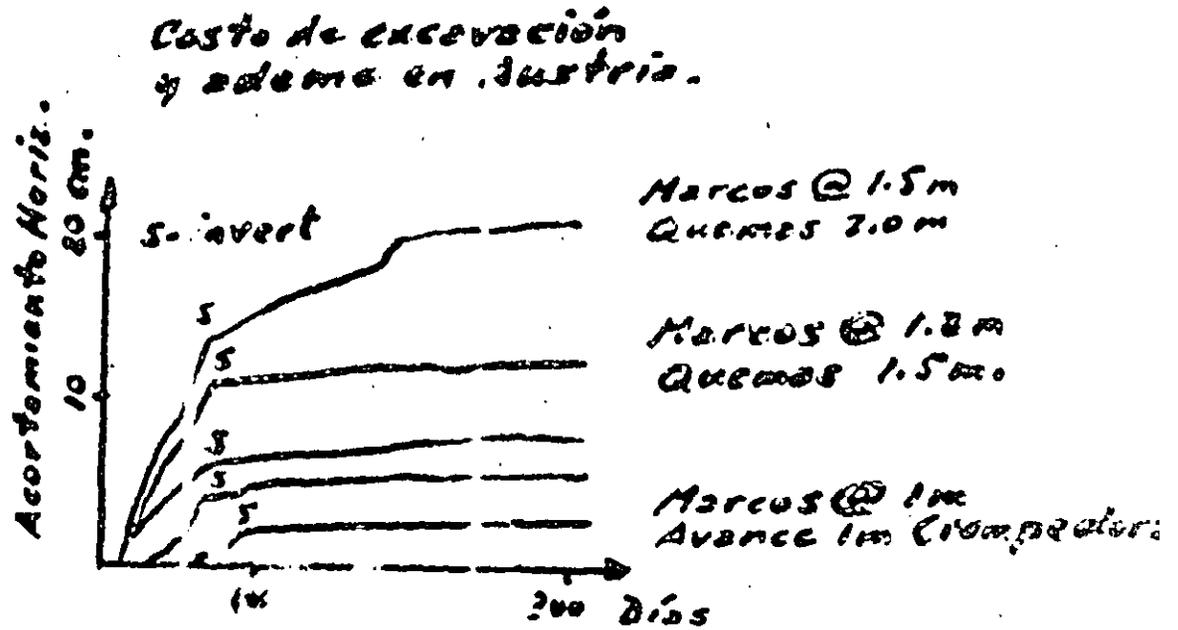
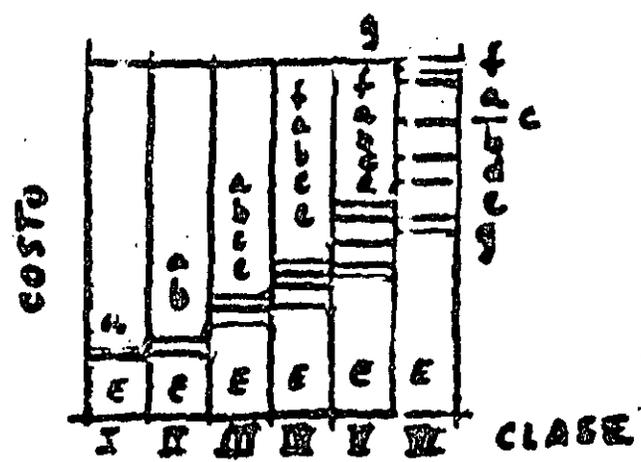
- "Methods for Geotechnical Observations and Instrumentation in Tunneling".
E.J. Cording et al. Department of Civil Engineering. University of Illinois
at Urbana-Champaign, Urbana Illinois.
The National Science Foundation Dic. 1975.
- "Tunneling in Rock".
Ernest E. Wahlstrom
Elsevier, 1973.
- "Design Methods in Rock Mechanics"
Sixteenth Symposium on Rock Mechanics. ASCE, 1977.
Session 3 Underground Openings-Tunnels.
- "Exploration for Rock Engineering"
Proceedings of the Johannesburg Symposium November 1976. Published in 1977
by A.A. Balkema Rotterdam.
- Memorias del Primer Simposio Nacional sobre Túneles.
Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.
Madrid, España 1975.
- Tunnel Cost Model: Professional Papers by F. Moavenzadeh et al.
School of Engineering.
Massachusetts Institute of Technology Cambridge, MA 02139, 1974.
- Memoria de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal, D.D.F. 1976.
Memoria Técnica de las Obras de Drenaje Profundo del Distrito Federal. Túnel,
S.A. de C.V., 1977.

Campo de Aplicación de Sistemas de Ademe Mod. nos. Lauffer

	Clase de terreno y soporte empleado	Tiempo puente y claro máximo	Concreto Lanzado	Anclas	Soportes de ahogados en el
A	Firme	20 años 4.0 m	No se requiere	No se requieren	No se requiere
B	Se afloja con el tiempo. (protección en clave).	6 meses 4.0 m	Capa de 2 a 3cm sólo en clave	Separación de 1.5 a 2.0m con malla y sólo en la clave.	Antiecon. ∞ ∞
C	Ligeramente desmenuzable (ademe en clave).	1 semana 3.0 m	Capa de 3 a 5cm sólo en clave.	Separación de 1.0 a 1.5m sólo en clave aplicando malla o capa adicional de 2cm	Antiecon
D	Desmenuzable (soportes ligeros)	5 horas 1.5 m	Capa de 5 a 7cm sobre malla principalmente en clave	Separación de 0.7 a 1.0m, malla y concreto lanzado en capa de 3cm adicional	Ocasional, en la misma que B
ii	Considerablemente desmenuzable (soportes pasados)	20 minutos 0.8 m	Capa de 7 a 15cm sobre malla.	Sólo después de aplicar en clave soportes temporales. Separación de 0.5 a 1.2m. Concreto lanzado de 3 a 5cm.	Dovelas de acero de los marcos de acero.
iii	Se produce inmediata pérdida de firmeza (blastocarto)	2 minutos 0.4 m	Capa de 15 a 20cm sobre malla soportada por marcos de acero (2 veces).	No debe adoptarse.	Dovelas de acero de marcos y tornapunta. cación subse de concreto igual a
iv	Se produce inmediata pérdida de firmeza (blastocarto)	10 seg.	No debe.	No debe.	igual a

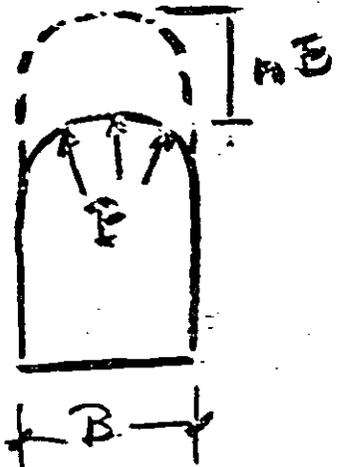
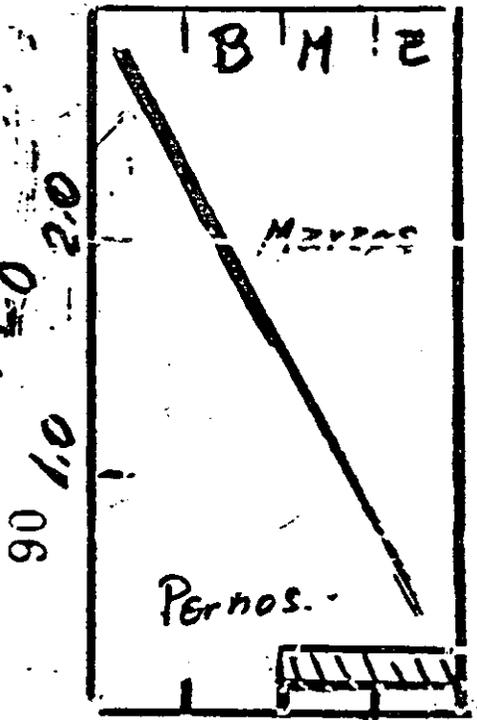
Tipo de Roca. Por sus caract. rísticas mecánicas	Tipo de Roca según requisitos de soporte	Índice
<p>Roca sólida</p> <p>Roca fracturada</p> <p>Roca friable</p> <p>Roca que carga o empuja</p>	Roca sólida	1
	Roca fracturada	2
	Roca poco friable	3
	Roca friable que empuja un poco	4
	Muy friable o que empuja.	5
	Roca que empuja fuerte.	6
	Roca que fluye o se expande	7

- a - anclas
- b - c.l.
- c - malla.
- d - tabloteo.
- e - marcos
- f - invert
- g - soporte frente.



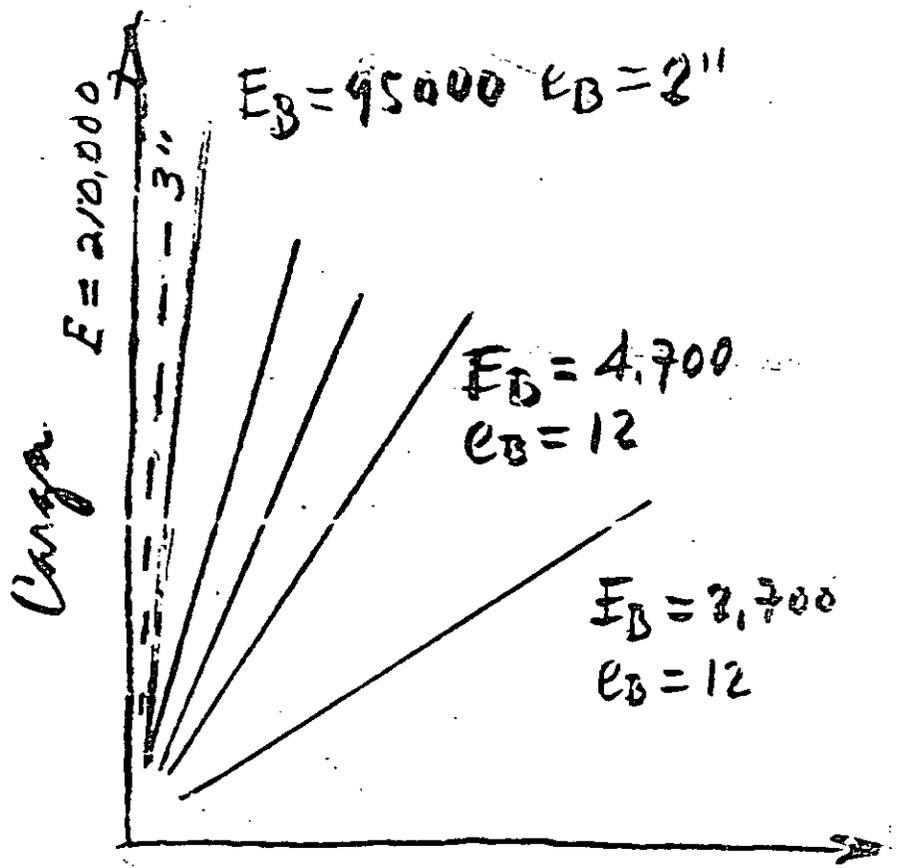
Ademe: marcos y c.l. Misma roca.
Radio túnel 3.45m.

P/E



25 50 75 100
R.O.D. %

Cavernas.



Def.
 Diam. túnel 5.0 m
 Espac. retaque 17 mm
 E_B Módulo Elast. retaque en K/c^2 e_B = espesor " Marcos 6" x 4" retaque " 19 aros 25 $K/m @ 1/1$

formaciones del sostenimiento con las del terreno y, por otro, las presiones que actúan sobre el sostenimiento con las reacciones del mismo contra el terreno.

La relación fuerza-deformación de la cavidad puede deducirse de la forma siguiente.

Realicemos el experimento mental representado en la figura 6. Tenemos un plano infinito trazado en el terreno, atravesado por la galería y sometido a las presiones naturales P_{nat} preexistentes en el terreno. Supongamos que al comienzo la cavidad esté llena de un líquido a presión contenida por una membrana y que dicha presión corresponda al estado natural de las solicitaciones. Es evidente que respecto a la situación inicial no se producirá ninguna deformación del terreno ni, a fortiori, del contorno de la cavidad (Punto A).

Reduzcamos ahora progresivamente la presión del líquido. Comenzará un movimiento de convergencia de los bordes de la excavación hacia el interior, el cual irá aumentando.

En un primer instante esta deformación habrá seguido las leyes de la elasticidad y estará representada por tanto por un tramo recto A-B en el gráfico de la

izquierda. A partir de un cierto momento se producirán en torno a la cavidad fenómenos de rotura y de plasticidad, de forma que el aumento de la deformación se producirá de forma no proporcional a la disminución de la presión interna de estabilización (tramo B-C). La curva se inclinará bastante rápidamente hacia la izquierda.

Pueden presentarse dos casos: el primero es el representado en la figura, para el cual las deformaciones crecen sin límite al disminuir la presión interna hasta el hundimiento de la cavidad. Se trata por tanto de una cavidad que no es estable por sí misma. La otra posibilidad, no representada en la figura, es aquella según la cual la curva corta al eje de ordenadas en un punto caracterizado por deformaciones de valor finito. En este caso la cavidad sería estable incluso sin sostenimiento.

Evidentemente, si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico, la línea característica sería una recta que se prolongaría hasta cortar el eje vertical. En el caso contrario, es decir en presencia de deformaciones plásticas, se tendrá una curva como la de la figura 6.

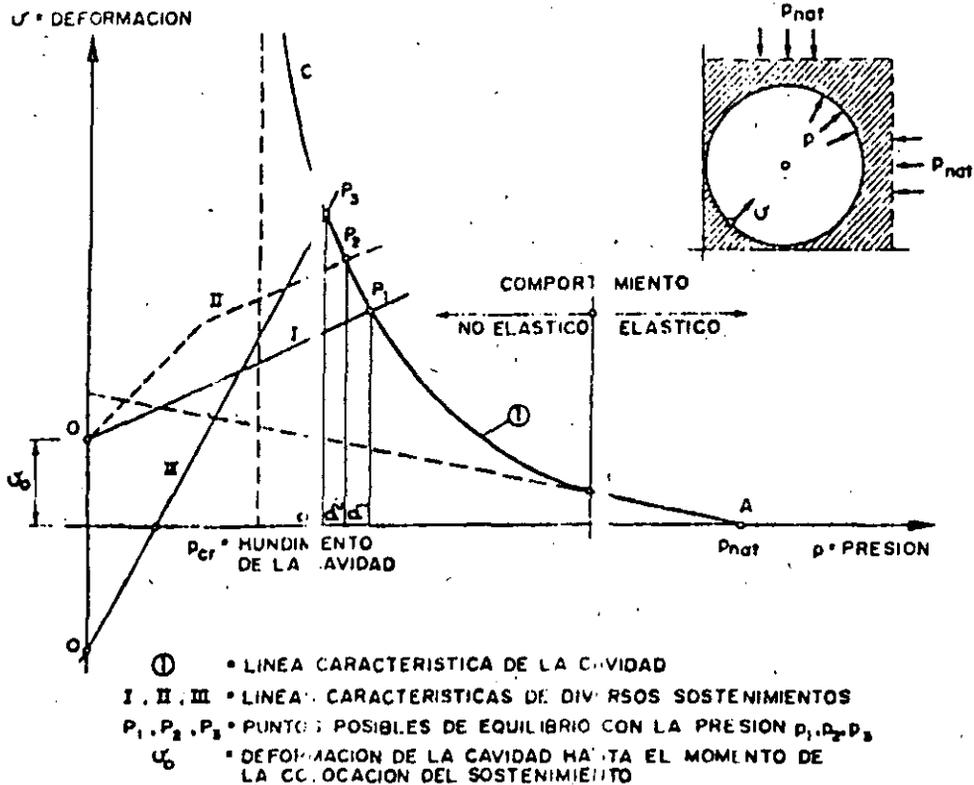


FIG. 6. — MECANICA ESTADICA DEL CONTORNO DE DIVERSOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO

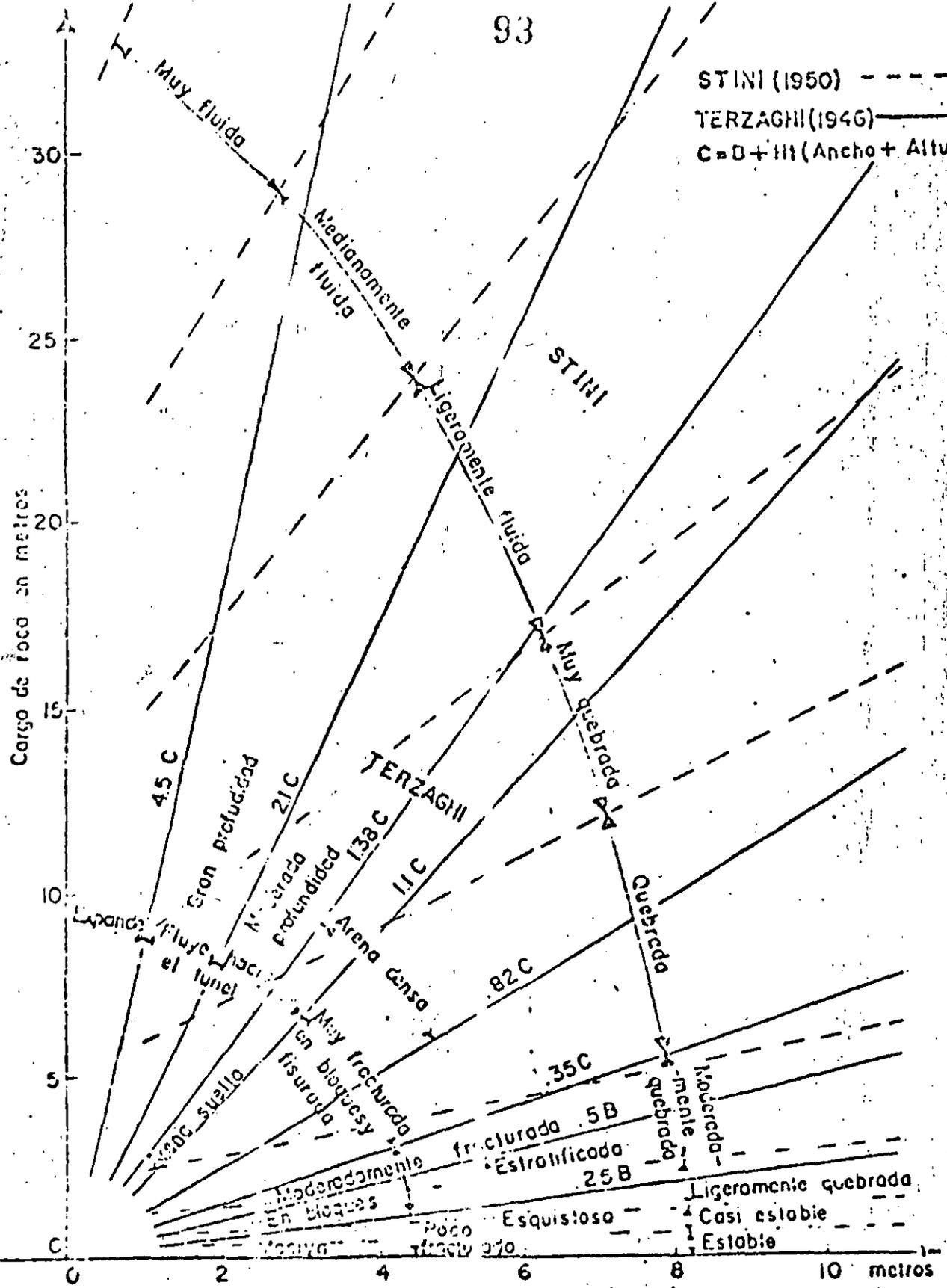
Espaciamiento de ...

Clasificación de la roca.	Carga de roca estimada. 92	Espaciamiento normalmente usado.
Roca íntegra e intacta	0	No se requiere
Roca masiva y moderadamente disgregada.	0 - 0.25B	No se requiere en partes; depende de la carga de roca. Separación de 1.85m oac. donde se requiera.
Estratificada esquistosa.	0 - 0.5B	Idem.
Moderadamente fragmentada en bloques	0.25 - 0.35(B + H _t)	1.85m para las cargas más ligeras y 1.20m para las más pesadas.
Totalmente quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _t)	0.62m.
Terreno que fluye	> 1.10(B + H _t)	0.62m ó menos.
Roca competente húmeda.	Variable entre las anteriores excepto la totalmente quebrada.	La correspondiente a la correcta clasificación arriba dada.
Roca húmeda quebrada o no consolidada.	1.10(B + H _t) ó mayor	0.62m ó menos.

El espaciamiento es el usualmente empleado

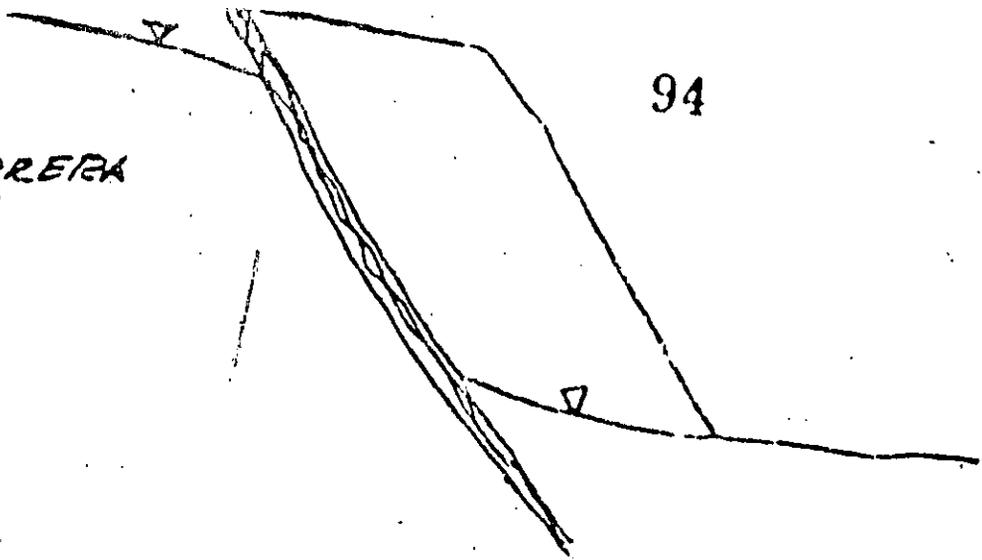
Extremadamente quebrado
Fluye o media profundidad
Muy fluida e grandes profundidades
Muy quebrado

STINI (1950) - - - - -
TERZAGHI (1946) ————
C = D + H (Ancho + Altura)

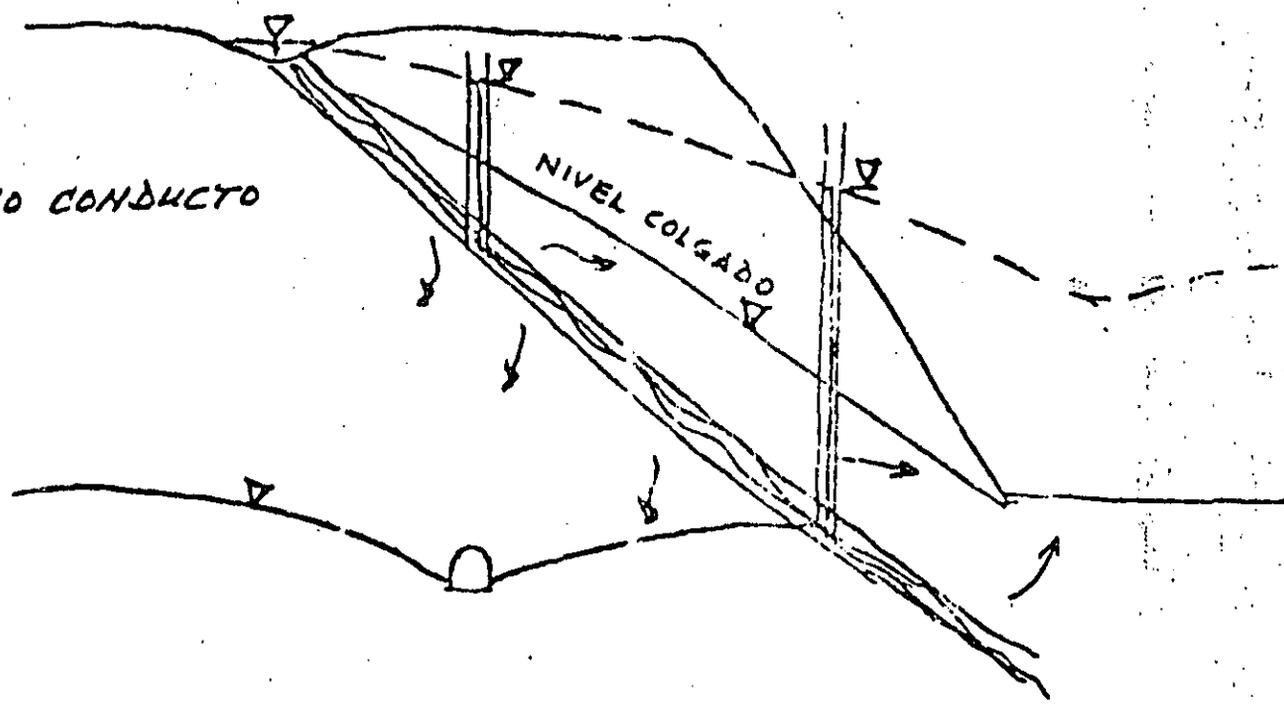


Túnel de Sección de herradura o Cuadrada de ancho "B"

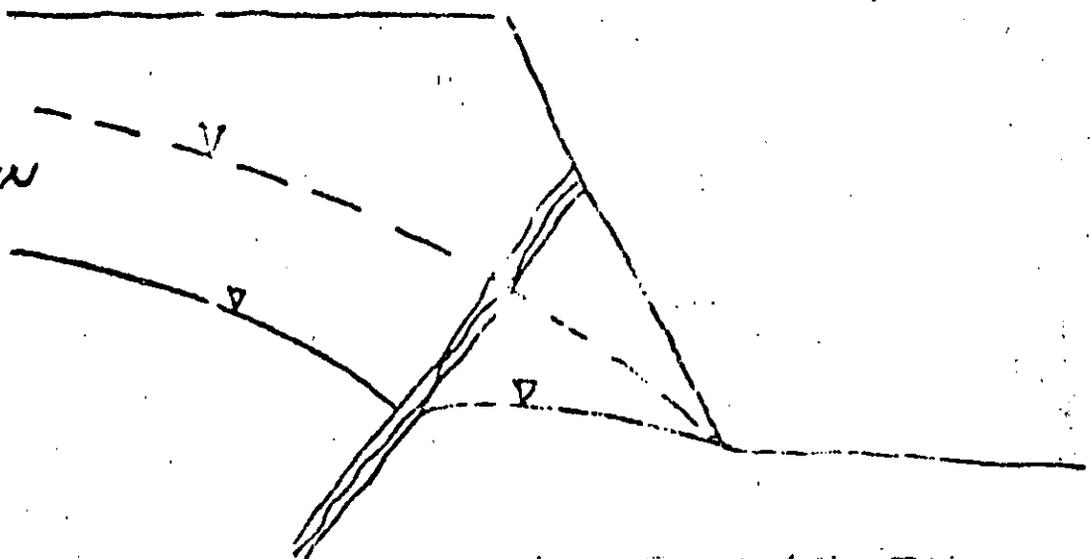
A) COMO BARRERA



B) COMO CONDUCTO



C) COMO DREN



DIFERENTES EFECTOS DE FALLAS EN

Permeab. y resist.
promedios de la
roca encajonante.

95

Roca no fracturada
(encajonante)
Roca fracturada
Superficies estriadas
Material molido
(y descompuesto).
Brecha de falla

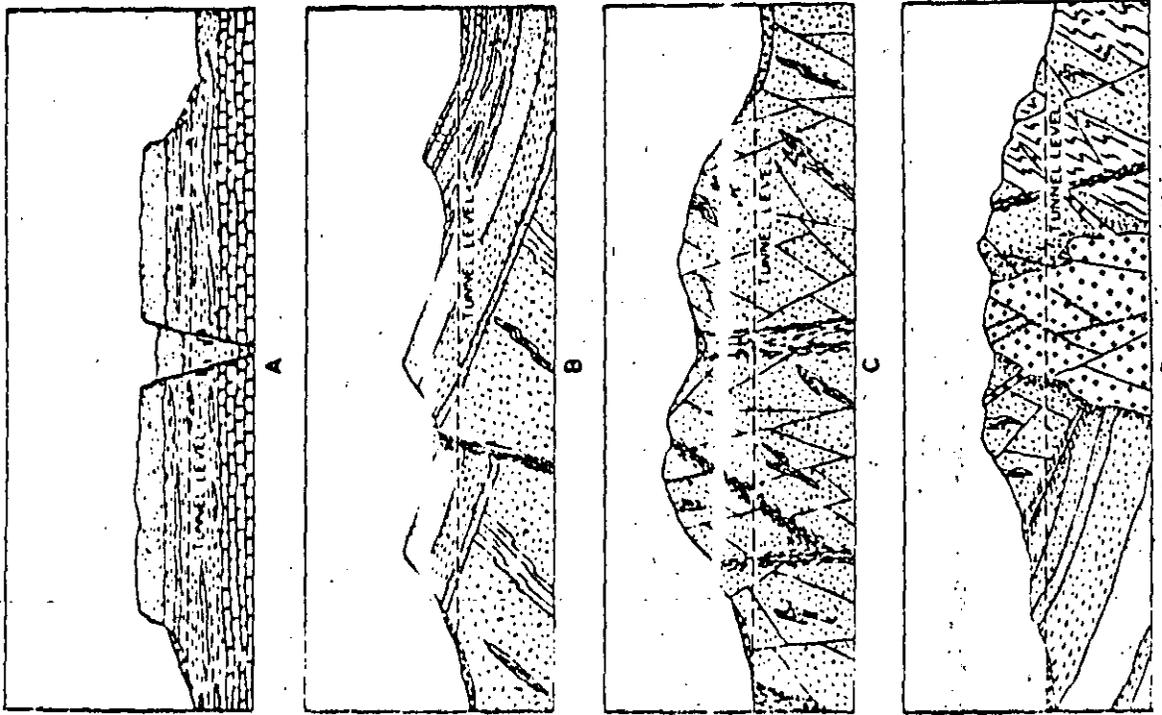
A) Zona de alta
permeabilidad
B) zona de bajas per-
meab. y resistencia

C) Baja a alta perm.
y baja a media
resistencia.

Material molido
Sup. estr.
Roca fract.

B)
A)

SECCION TIPICA DE UNA FALLA COMPUESTA.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

EXCAVACION
TERCERA PARTE

ING. RAUL BORJA NAVARRETE

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO
JUNIO 1985.

Administración para la Construcción de un Túnel.

En la realización de cualquier tipo de obra juega un papel muy importante la administración.

La Administración consiste en crear y conservar un ambiente adecuado para que un grupo de personas pueda trabajar eficientemente en el logro de objetivos comunes.

Para lograr estos objetivos debemos seguir 4 pasos fundamentales, como son:

La Planeación.

La Organización.

La Integración.

El Control.

Planeación.

La planeación involucra el establecimiento de objetivos así como de estrategias, recursos, políticas, procedimientos y programas para alcanzarlos.

Organización.

La organización establece la estructura de funciones para alcanzar las metas.

Integración.

La integración dota y mantiene con personal, las posiciones que provee la organización.

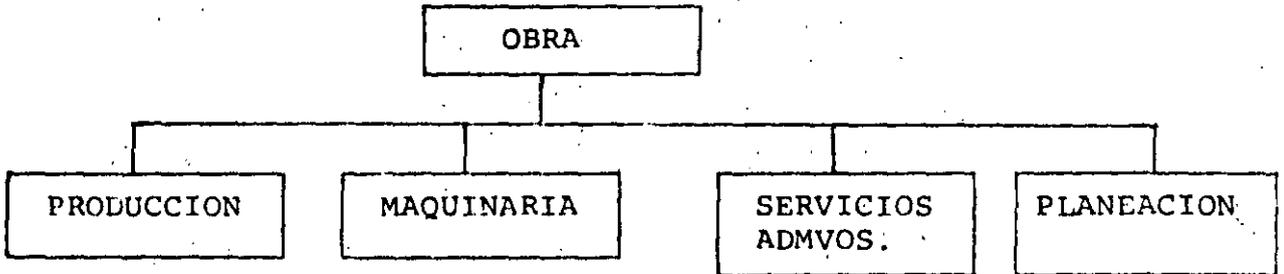
Control

El control es la medición del cumplimiento efectivo comparándolo con lo planeado para poder tomar decisiones correctivas (~~de~~ ~~cor~~ ~~rectivas~~).

De esta manera la primer función que se realiza, es la planeación para valorizar los recursos, de acuerdo con la obra por ejecutar, dentro de un plazo determinado. Es decir, siguiendo el ejemplo explicado a ustedes por el Ing. J.C. Aceves tenemos primeramente -- que establecer:

- a) Número de frentes para la realización de la obra.
- b) Valorización de los recursos de mano de obra, materiales y maquinaria.
- c) Programación de la obra.

Una vez establecida la planeación inicial, se procede a la evaluación de estos recursos. Para esto, partiremos de este esquema sencillo de organización, es decir la estructura de funciones:



Dentro del primer cuadro del organigrama tenemos la producción de la obra, que se encargará de la realización de la obra misma

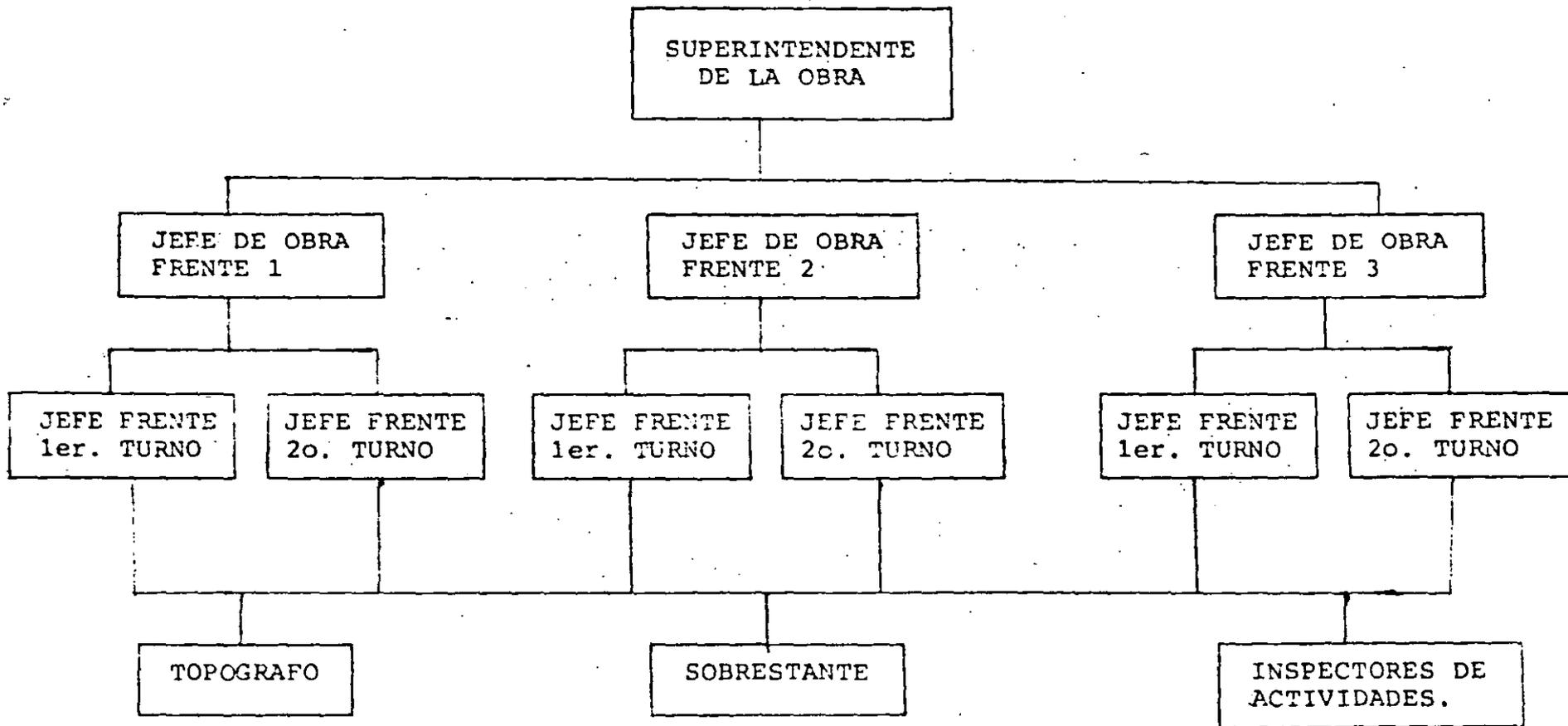
El segundo cuadro que es Maquinaria, se encargará de suministrar y mantener en buenas condiciones de funcionamiento, el equipo.

El tercer cuadro que corresponde a los Servicios Administrativos, proveera a la producción de todos los recursos humanos y materiales que demande.

El último cuadro, que le llamaremos Planeación y control, se dedicará a la medición del cumplimiento efectivo y a la comprobación con lo inicialmente planeado.

Producción de la Obra.

En el ejemplo que vimos del túnel, se predeterminarán 3 frentes de trabajo, con un cierto equipo de excavación, por lo que la producción quedará dividida en 3, por lo que el Organigrama que daría así.



De la misma manera, que en el organigrama anterior, en cada frente se determina, el número de personas que en cada frente ó sección interviene; normalmente a cada obra o frente se le asigna su plantilla de personal, por turno, que para este caso particular, quedaría así:

Frente 1 (por turno)

1/2 Jefe de obra
 1 Jefe de frente
 1 Sobrestante
 1 Cabo
 4 Perforistas
 6 Ayudantes de perforistas
 6 Peones
 0.5 Inspector de actividades

Así mismo para cada actividad se tendrá una plantilla de personal y así tendríamos:

Plantilla Personal de Perforación			
"	"	"	Rezaga
"	"	"	Topografía
"	"	"	Vía
"	"	"	Ventilación
"	"	"	Agua para barrenación
"	"	"	para Iluminación del túnel

Estas plantillas una vez valorizadas, y sumadas en cada frente, -- nos permiten determinar el costo de la mano de obra.

Por otra parte en cada frente se deberá valorizar el equipo necesario para los trabajos, previamente determinado, de acuerdo al programa y a las condiciones especiales de cada frente; así tendremos:

4 Perforadoras
 1 Rezagadora
 4 Locomotoras
 3 Compresores de 600 pcm.
 40 Vagonetas
 1 Plataforma de perforación de 4 brazos.
 1 lote de equipo menor (para apoyo)

El costo equipo, es determinado por medio de su renta mensual y rendimiento.

A continuación, se determina el costo de los materiales necesarios para la perforación, ya sea por metro lineal de túnel ó metro cúbico excavado y así tendríamos:

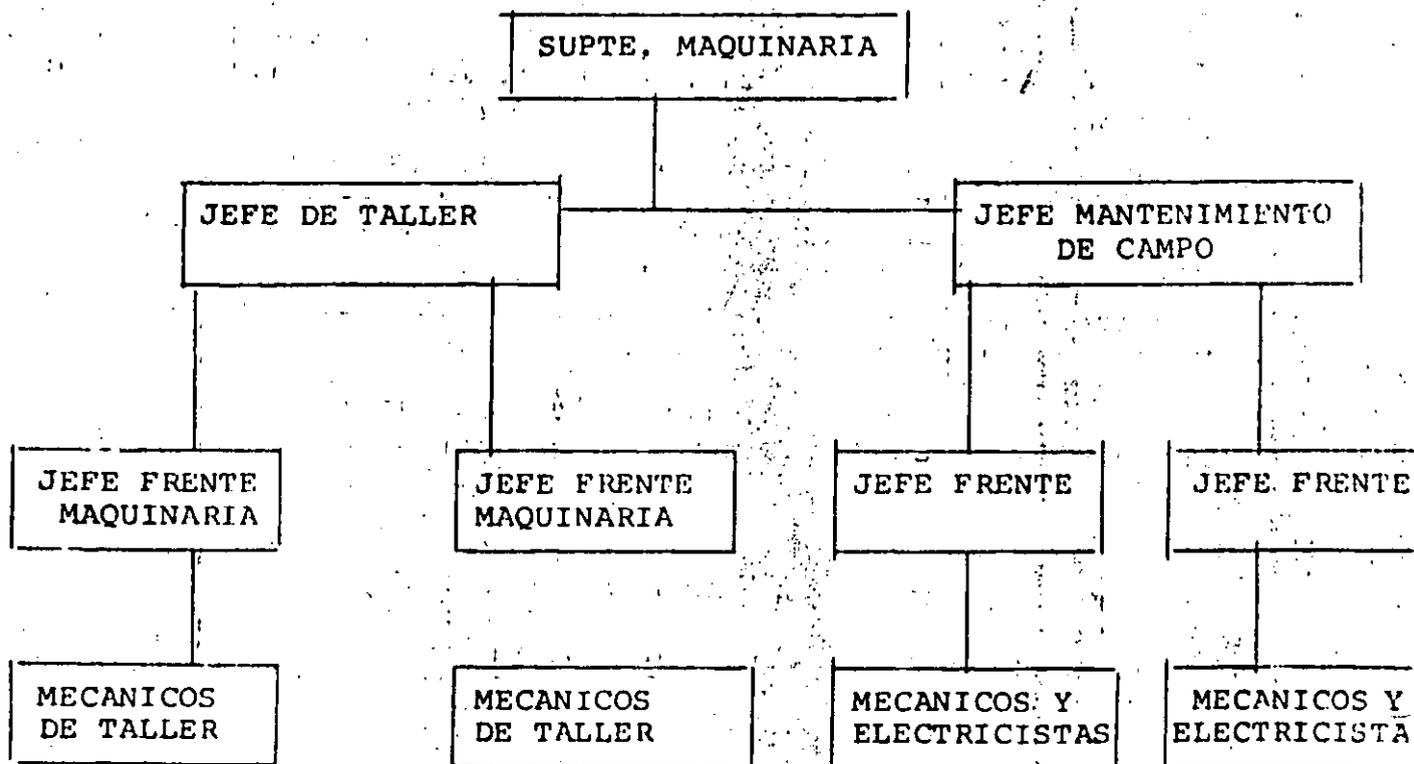
Dinamita
 Acero de barrenación
 Estopines
 Tubo para ventilación
 Tubo para agua.
 Lámparas.

También deberán evaluarse los costos necesarios para actividades secundarias, pero no por eso ~~menos~~ importantes, como son:

Fletes y Acarreos
 y Gastos por amortizar.

Una vez obtenidos los costos de Mano de Obra, Maquinaria, Materiales, Fletes y Gastos por Amortizar y con los avances de excavación programados, estamos ya en posibilidad de elaborar nuestro programa ó presupuesto, como se indica en la siguiente tabla (anexo 2).

En lo que a Maquinaria se refiere, esta sección, como se dijo antes suministrará el equipo y lo mantendrá en condiciones mecánicas para poder trabajar. El organigrama para esta sección, quedaría así:



EJEMPLOM E M O R A N D U M

DE: ING. JEFE DE LUMBRERA.

A : ING. SUPERINTENDENTE DE CONSTRUCCION.

FECHA: Octubre 18 de 1971.

A continuación te informo de los resultados obtenidos en el frente 17-15 de excavación, correspondiente a la semana del 11 al 16 de Octubre de 1971:

Avance obtenido = 36.40 m. (cadenam. 1 + 136.40).

El ciclo promedio fué:

Barrenación:	3.08 hrs.
Carga y tronada:	0.88 hrs.
Ventilación:	0.43 "
Rezaga:	3.50 "
Ademe:	2.85 "
	<u>10.74 hrs.</u>

Resultados promedio/ciclo:

No. de barrenos:	75
Long. barrenación:	2.74 m.
Rendim/perforadora:	17.06 m/hr.
No. Estopines:	75
Consumo Explosivos:	114.16 Kg.
Consumo Explosivos:	0.800 Kg/m ³ .
Volúmen Rezagado (abundado):	197.28 m ³ .
Rendim. Rezagadora:	56.06 m ³ /hr.
Avance Real:	2.60 m.
Total de Demoras:	2787 hrs.
% Tiempo Perdido:	19.35 "
% Tiempo aprovechado:	80.65 "

Las demoras principales fueron:

Cambio de vagonetas.	8.46 hrs.
Descompostura de perforadoras.	4.06 hrs.
Descarrilamiento de vagonetas.	3.30 hrs.
Descompostura malacate de manteo.	2.67 hrs.
Descompostura de locomotoras.	2.60 hrs.
Arreglo de vía.	2.25 hrs.
Descompostura gato volteador vagonetas.	1.33 hrs.

De la relación de demoras, se observa que el tiempo perdido en cambio de vagonetas, se debe a que el cambio californiano está retirado del frente y se moverá hoy mismo para reducir al mínimo esta demora.

Los descarrilamientos se debían a un tramo de riel que se cambió el jueves 14, con lo que se solucionó este problema.

Es necesario dar una mayor vigilancia al mantenimiento de la maquinaria (perforadoras, malacate, locomotoras, etc), pues estas demoras no deben ocurrir. Como medida inmediata, ayer domingo dejé al personal de mantenimiento para revisión del equipo.

El frente continúa con material bastante bueno, para seguir dando barrenaciones de 3.20 m. Los días miércoles a viernes pasado se hicieron barrenaciones de 2.40 m., pues había una falla en el frente, por lo que, se consideró tener mayor cuidado y no meter tanto explosivos.

Todos los detalles de los ciclos los encontrarás en la concentración anexa.

A t e n t a m e n t e

Ing. Jefe de Lumbreira.

12
A P E N D I C E

13

- 1 -

EJEMPLO

13

MANO DE OBRA NECESARIA Y VALORIZACION

FRENTE NO. 3

BARRENACION, CARGA Y DISPARO

Longitud del Frente No. 3 = 3,050 mts.

Jumbo de barrenación con cuatro brazos

Avance por turno 2.90 mts.

Son necesarios $\frac{3,050}{2.90} = 1,052$ turnos para ejecutar la obra

PERSONAL NECESARIO POR TURNO DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	199.00
1 Cabo	\$211.00	211.00
4 Perforistas	\$179.00	716.00
6 Ayudantes de Perf.	\$151.00	906.00
6 Peones	\$138.00	828.00
0.5 Checador de Act.	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	272.50
	T O T A L	3,223.00

Mano de obra por 2.90 mts. de avance = 3,223.00

Mano de obra por 3,050 mts. de avance = 3,390,596.00

REZAGA

Rendimiento de la Rezagadora = 25 m³ - banco/hr.

Duración de la rezaga por ciclo = 5 hrs.

Avance por ciclo 2.90 mts.

Rezaga diaria = En un día se rezagan 5.80 mts. de excavación

Capacidad de las vagonetas Granby = 4.5 m³.

Con 10 vagonetas por locomotora se mueven en cada corrida
45 m³ de material suelto.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m³

Abundamiento y sobreexcavación = 55%

Material por rezagar en cada voladura = 107.3 x 1.55 = 166.32 m³
Suelos

Capacidad de la rezagadora = 25 m³/hora = 38.75 m³ suelos/hora

En el frente existen dos cambios laterales, el que está en operación, está a 50 mts. del frente de trabajo, el restante está a la espera de su colocación.

Se tienen en el trayecto cambios fijos a 700 mts. de distancia.

El tiempo de descarga de los trenes es muy pequeño.

Se propone utilizar 4 locomotoras y 40 vagonetas para la rezaga.

PERSONAL NECESARIO PARA LA REZAGA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$199.00
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
1 Op. de Rezagadora	\$180.00	\$180.00
1 Ayudante de Op. de Rez.	\$151.00	\$151.00
4 Operadores de Locom.	\$160.00	\$640.00
4 Ayudantes de Op. de Locom.	\$151.00	\$604.00
0.5 Checador de Actividades	\$161.00	\$ 80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	\$272.50
	TOTAL	\$ 2,338.00

Para avanzar 2.90 mts. se gasta de mano de obra en la rezaga

\$2,338.00

PERSONAL NECESARIO PARA TOPO- GRAFIA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Topógrafo	\$414.00	\$414.00
1 Aux. de Topógrafo	\$184.00	\$184.00
1 Cadenero	\$198.00	\$198.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$934.00

Para un avance de 2.90 mts. se tiene un gasto de mano de obra de topografía de \$934.00

Para los 2,030 mts. de longitud del frente se tendrán \$982,568.00

PERSONAL NECESARIO PARA MANTENIMIENTO
DE VIA E INSTALACION DE CAMBIOS

LATERALES

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
4 Ricleros	\$166.00	\$640.00
4 Peones	\$138.00	\$552.00
	TOTAL	\$ 1,403.00

Para los 3,050 mts. del frente \$1'475,956.00

PERSONAL NECESARIO PARA VENTILACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Soldador	\$199.00	\$199.00
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
2 Ayudantes	\$151.00	\$302.00
	TOTAL	\$710.00

Para los 3,050 mts. del frente \$746,920.00

PERSONAL NECESARIO PARA AGUA DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Bombero	\$160.00	\$160.00
1 Tubero	\$160.00	\$160.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$458.00

Para los 3,050 mts. del frente \$481,816.00

PERSONAL NECESARIO PARA ILUMINACION DEL TUNEL

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
1 Ayudante	\$151.00	\$151.00
2 Peones	\$138.00	\$276.00
	TOTAL	\$636.00

Para los 3,050 mts. del frente : \$669,072.00

Resumen de Mano de Obra necesaria para el frente 3.

Barrenación Carga y Disparo.	\$3,390.596.00
Rezaga	2,459.576.00
Topografía	982,568.00

Vía	\$1'475,956.00
Ventilación	746.920.00
Bombeo	481,816.00
Iluminación	<u>669,072.00</u>
	\$ 10'206,504.00

Por metro lineal de excavación \$3,346.39

MANO DE OBRA NECESARIA Y VALORIZADA

FRENTE 1 Y 2

Estos frentes trabajan en forma de péndulo y se programa que tendrán un avance de 1.5 voladuras por turno.

La longitud de estos frentes es de 2,750 mts.

Avance en los dos frentes por día $2.90 \times 1.5 = 4.35$ mts.

Para excavar 2,750 mts. es necesario trabajar $\frac{2,750}{4.35} = 633$ días
es decir 1,266 turnos.

PERSONAL NECESARIO POR TURNO DE BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$ 199.00
1 Cabo	\$211.00	\$ 211.00
3 Perforistas	\$179.00	\$ 537.00

Categoría	Sueldo Unitario	Total
4 Ayudantes de Perf.	\$151.00	\$604.00
4 Peones	\$138.00	\$552.00
0.5 Checador de Act.	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	\$272.50
	TOTAL	\$2,456.00

Mano de Obra por turno : \$ 2,456.00

Mano de Obra total necesaria : \$ 3'109,296.00

REZAGA. -

Rendimiento del cargador 22 m³/hr.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m³

Abundamiento y sobreexcavación 55%

Material por rezagar en cada voladura = 107.3 x 1.55 = 166.32 m³
suelos

El cargador descarga en dumptrors de 18 ton.

Se supone un peso específico del material de 1.6 ton/m³

Con este dato se tiene el volumen que se carga en cada dumptror:

$$\frac{18}{1.6} = 11.25 \text{ m}^3$$

Para rezagar los 166.32 m³ se necesitan $\frac{166.32}{11.25} = 15$ ciclos del cargador.

Distancia máxima de acarreo : 1,450 mts.

Se proponen 6 dumpyors al estar a la máxima distancia.

PERSONAL NECESARIO PARA LA REZAGA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
0.5 Sobrestante	\$388.00	\$199.00
1 Cabo	\$211.00	\$211.00
1 Operador de Cargador	\$180.00	\$180.00
1 Ayudante de Op. de Carg.	\$151.00	\$151.00
6 Operadores de Dumptor	\$180.00	1,080.00
6 Aytes. de Op. de Dumptor	\$151.00	906.00
0.5 Checador de Actividades	\$161.00	80.50
0.5 Jefe de Frente	\$545.00	272.50
	TOTAL	\$3,080.00

Mano de obra por turno = \$3,080.00

Mano de obra total necesaria = \$3'899,280.00

PERSONAL NECESARIO PARA TOPOGRAFIA

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Topógrafo	\$414.00	\$414.00
1 Aux. de Topógrafo	\$184.00	\$184.00
1 Cadenero	\$198.00	\$198.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$934.00

Mano de Obra por turno : \$934.00

Mano de Obra Total necesaria : \$1.182,444.00

PERSONAL NECESARIO PARA VENTILACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Soldador	\$199.00	\$199.00
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
2 Ayudantes	\$151.00	\$302.00
	TOTAL	\$710.00

Mano de Obra por turno : \$710.00

Mano de Obra Total necesaria : \$898,860.00

PERSONAL NECESARIO PARA EL SUMINISTRO DE AGUA DE
BARRENACION

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Bombero	\$160.00	\$160.00
1 Tubero	\$160.00	\$160.00
1 Peón	\$138.00	\$138.00
	TOTAL	\$458.00

Mano de Obra por turno : \$458.00

Mano de Obra Total necesaria: \$579,828.00

22

PERSONAL NECESARIO PARA ILUMINACION DEL TUNEL

Categoría	Sueldo Unitario	Total
1 Electricista	\$209.00	\$209.00
1 Ayudante	\$151.00	\$151.00
2 Peones	\$138.00	\$276.00
	TOTAL	\$636.00

Mano de Obra por turno : \$636.00

Mano de Obra Total necesaria : \$805,176.00

RESUMEN DE LA MANO DE OBRA REQUERIDA EN LOS FRENTES

UNO Y DOS

Barrenación	3'109,296.00
Rezaga	3'899,280.00
Topografía	1'182,444.00
Ventilación	898,860.00
Bombeo	579,828.00
Iluminación	805,176.00
	<u>10'474,884.00</u>

Por metro lineal de excavación : $\frac{10,474,884.}{2,750} = \underline{\underline{3,809.04}}$

EQUIPO NECESARIO Y VALORIZACION FRENTE NO. 3

4 Perforadoras Atlas Copco BBC 100 B

Requerimiento unitario de aire : 266 PCM

Requerimiento total de aire : $4 \times 266 = 1,064$ PCM

Factor de eficiencia 70%

$$\text{Suministro necesario de aire : } \frac{1,064}{0.70} = \underline{1,520 \text{ PCM}}$$

1 Rezagadora Atlas Copco LM 250 H

Requerimiento de aire 425 PCM

Factor de eficiencia; 70%

$$\text{Suministro necesario de aire : } \frac{425}{0.70} = \underline{607.14 \text{ PCM}}$$

Para abastecer los 1,520 PCM, se proponen 3 compresores de 600 PCM.

4 Locomotoras

40 Vagonetas

1 Jumbo de barrenación de 4 brazos.

VALORIZACION.

Avance por mes : 120 mts.

Perforadoras:

Renta \$20,000. /mes

Por cuatro perforadoras : \$80,000. /mes

$$\text{Costo por metro de excavación : } \frac{80,000.}{120} = 666.67$$

Rezagadora:

Renta \$57,000.00/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{5,700}{120} = 475.00$

Locomotora:

Renta \$39,050/mes.

Por cuatro locomotoras : 156,200. /mes

Costo por metro de excavación : $\frac{156,200.}{120} = 1,301.66$

Compresores:

Renta \$38,800. /mes

Por tres compresores : \$116,400. /mes

Costo por metro de excavación : $\frac{116,400.}{120} = 970.00$

Vagonetas:

Renta \$4,500.00/mes

Por cuarenta vagonetas \$180,000. /mes

Costo por metro de excavación : $\frac{180,000.}{120} = 1,500.00$

Jumbo de Barración de Cuatro Brazos:

Renta \$112,000. /mes

Costo por metro lineal de excavación : $\frac{112,000.}{120} = 933.33$

RESUMEN DEL COSTO DE LA MAQUINARIA POR METRO LINEAL.
DE EXCAVACION

Perforadoras	666.67
Rezagadoras	475.00
Locomotoras	1,301.66
Compresores	970.00
Vagonetas	1,500.00
Jumbo de Barrenación	933.33
T O T A L	<u>5,846.66</u>

EQUIPO NECESARIO Y VALORIZACION FRENTE UNO Y DOS

3 Perforadoras Atlas Copco BBC 100 B

Requerimiento unitario de aire 266 PCM

Requerimiento total de aire : 798 PCM

Factor de eficiencia : 70%

Suministro de aire: $\frac{798}{0.70} = 1,140$ PCM

Para abastecer los 1,140 PCM se proponen 2 compresores de 600 PCM.

1 Cargador CAT . 930 L

6 Dumptors

1 Jumbo de barrenación de tres brazos

VALORIZACION. -

Avance por mes : 160 mts.

Perforadoras:

Renta \$20,000./mes

Por tres perforadoras \$60,000./mes

Costo por metro de excavación : $\frac{60,000.}{160} = 375.00$

Cargador Cat 930

Renta \$87,000/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{87,000.}{160} = 543.75$

Compresores:

Renta : \$38,800./mes

Por dos compresores \$77,600/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{77,600.}{160} = 485.00$

Dumptors:

Renta : \$56,000./mes

Por seis dumptors : \$336,000/mes

Costo por metro de excavación : $\frac{336,000.}{160} = 2,100.00$

Jumbo de Barrenación de Tres Brazos:

Renta: \$ 139,000./mes

Costo por metro de excavación : $\frac{139,000.}{160} = 868.75$

RESUMEN DEL COSTO DE MAQUINARIA POR METRO LINIAL DE EXCAVACION

Perforadoras	375.00
Cargador	543.75
Compresores	485.00
Dumptors	2,100.00
Jumbo de Barrenación	<u>868.75</u>
TOTAL	4,372.50

EQUIPOS DE APOYO

VENTILACION. -

Cada 400 mts. se colocará un ventilador de 2 x 20 H.P. y la ventilación se hará por medio de un tubo de ventilación Ventiflex de 1.20 m. de diámetro.

FRENTE NO. 3

Ventiladores necesarios : $\frac{3,050}{400} = 7$

Renta mensual : 2,890/mes

AGUA DE BARRENACION . -

Una bomba de 20 H.P = 14,920 watts = 14.92 KVA

RESUMEN DE REQUERIMIENTOS DE ENERGIA
ELECTRICA EN LOS FRENTES

Iluminación	71,425 KVA/km
Ventilación	74,600 KVA/km
	<hr/>
	146,025 KVA/km
Agua de Barrenación	14,920
	<hr/>
	160,945

Factor de eficiencia : 80%

Requerimiento 160,945 + $\frac{160,945}{0.80} = 362$ KVA

FRENTES NOS. 1 Y 2

Ventilación	108.38
Agua de Barrenación	28.88
Suministro de energía eléctrica	138.19
Parte proporcional de drenaje.	9.43
	<hr/>
	284.88

RESUMEN TOTAL DE EQUIPO

FRENTE NO. 3

Básico	5,846.66
Apoyo	<u>398.40</u>
Total	6,245.06

FRENTES NOS. 1 Y 2

Básico	4,372.50
Apoyo	<u>284.88</u>
	4,657.38

MATERIALES NECESARIOS

DINAMITA. -

Cantidad de Obra por ejecutar : = 5,800. mts.

Volumen por metro lineal de excavación 37 m³

Volumen total de excavación: 214,600. m³

Con avance de 2.90 mts. por voladura se requieren 2,000 voladuras

Alternativa No. 1 (Broca de 1 7/8")

Coefficiente de carga : 1.64 kg/m³

FRENTE NO. 1 Y 2

Renta mensual de la bomba \$4,620.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{4,620.}{160} = 28.88$

TRANSFORMADORES NECESARIOS. -

FRENTE NO. 3

Con un transformador cada kilómetro se necesitan 3 transformadores de 40 KVA.

Renta mensual de un transformador de 400 KVA = 7,370 /mes

Por tres transformadores 7,370 x 3 = 22,110/mes

Por metro lineal de excavación : $\frac{22,110.}{120} = 184.25$

FRENTES NOS. 1 Y 2

Se necesitan para estos frentes $\frac{2,750}{1,000} = 2.75 = 3$ transformadores de 400 KVA.

Renta mensual de un transformador de 400 KVA = 7,370/mes

Por tres transformadores : 7,370 x 3 = 22,110/mes

Por metro lineal de excavación : $\frac{22,110}{160} = 138.19$

RESUMEN DEL EQUIPO DE APOYO

FRENTE NO. 3

Ventilación : 168.58

Dinamita necesaria : $214,600 \times 1.64 = \underline{351,944 \text{ kgs.}}$

Alternativa No. 2 (Broca de 37 mm)

Coefficiente de carga 1.29 kg/m^3

Dinamita necesaria : $214,600 \times 1.29 = \underline{276,834 \text{ kgs.}}$

ACERO DE BARRENACION

Alternativa NO. 1 (Broca de 1 7/8")

Coefficiente de barrenación : 1.85 m/m^3

Barrenación necesaria : $1.85 \times 214,600 = 397,010 \text{ metros}$

Alternativa No. 2 (Broca de 37 mm)

Coefficiente de barrenación : 2.12 m/m^3

Barrenación necesaria : $2.12 \times 214,600 = 454,952 \text{ metros}$

ESTOPINES. -

Alternativa No. 1

Modelo	Cantidad
Instantaneo	2,000
MS 100	2,000
MS 150	2,000
MS 200	2,000
MS 250	2,000

Modelo	Cantidad
MS 300	2,000
AC 1	8,000
AC 2	8,000
AC 3	8,000
AC 4	8,000
AC 5	12,000
AC 6	16,000
AC 7	16,000
AC 8	6,000
AC 9	30,000
TOTAL	<u>124,000</u>

Alternativa No. 2

Modelo	Cantidad
Instántaneo	2,000
MS 50	2,000
MS 100	2,000
MS 150	2,000
MS 200	2,000
MS 250	2,000
MS 300	8,000

Modelo	Cantidad
AC 1	8,000
AC 2	8,000
AC 3	8,000
AC 4	10,000
AC 5	12,000
AC 6	12,000
AC 7	20,000
AC 8	10,000
AC 9	34,000
	<hr/>
	142,000

VALORIZACION DE MATERIALES

ALTERNATIVA NO. 1

Dinamita necesaria: 351,944 kgs.

Precio por kilo ; \$30.00

Importe total \$ 10,558.320.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{10,558,320}{5,800} = 1,820.40$

Barrenación Necesaria: 397,010 mts.

Vida útil del acero de barrenación : 200 mts.

Barras necesarias : $\frac{397,010}{200} = 1,985$

Precio por barra : \$8000.00

Importe Total : 8,000 x 1,985 = \$15,880,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{15,880,000}{5,800} = \underline{2,737.93}$

ESTOPINES NECESARIOS : 124,000

Precio por pieza: \$15.00

Importe Total : 124,000 x 15 = 1'860,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{1,860,000}{5,800} = \underline{320.69}$

RESUMEN DE COSTO DE MATERIALES ALTERNATIVA NO. 1

POR METRO LINEAL

Dinamita	1,820.40
Acero de Barrenación	2,737.93
Estopines	<u>320.69</u>
TOTAL	4,879.02

ALTERNATIVA NO. 2

Dinamita Necesaria : 276,834 kgs.

Precio por kilo : \$30.00

Importe Total \$8'305,020.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{8'305,020.}{5,800} = \underline{1,431.90}$

Barrenación Necesaria : 454, 952 mts.

Vida útil del acero de barrenación: 150 mts.

Barras necesarias : $\frac{454,952}{150} = 3,033$

Precio por barra : \$2,500.00

Importe Total : 2,500 x 3,033 = 7'582,500.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{7'582,500}{5,800} = 1,307.33$

Estopines Necesarios : 142,000

Precio por pieza : \$15.00

Importe Total 142,000 x 15 ; 2'130,000.00

Por metro lineal de excavación : $\frac{2'130,000}{5,800} = \underline{367.24}$

RESUMEN DE COSTO DE MATERIALES ALTERNATIVA NO. 2
POR METRO LINEAL FRENTES UNO Y DOS

Dinamita	1,431.90
Acero de Barrenación	1,307.33
Estopines	367.24
Tubo de Ventilación	550.00
Tubo de Agua	95.99
Lámparas	64.30
	<hr/>
	3,816.76

MATERIALES DE APOYO

TUBO DE VENTILACION:

Frente No. 3

Longitud del Frente: 3,050 mts.

Precio del tubo de ventilación : \$550/ml

Importe Total : \$1'677,500.00

Frentes Nos. 1 y 2

Longitud : 2,750 mts.

Precio del tubo de ventilación \$550/ml

Importe Total : 1'512,500.00

TUBERIA PARA AGUA DE BARRENACION DE 2" Ø

Frente No. 3

Longitud del Frente: 3,050 mts.

Precio del tubo de 2" Ø : \$95.99/ ml.

Importe Total: \$292,769.50

Frentes Nos. 1 y 2

Longitud: 2,750

Precio del tubo de 2" Ø : \$95.99/ml

Importe Total : \$263,972.50

ILUMINACION. -

Precio de una lámpara reflector de 500 watts : \$450.00

Frente No. 3

Lámparas necesarias : $\frac{3,050}{7} = 436$

Importe Total : 436 x 450 = 196,200.00

Importe por metro lineal de excavación : $\frac{196,200}{3,050} = 64.33$

Frentes Nos. 1 y 2

Lámparas necesarias : $\frac{2,750}{7} = 393$

Importe Total : 393 x 450 = 176,850.00

Importe por metro lineal de excavación :

$\frac{176,850}{2,750} = 64.30$

FRENTE. NO. 3

VIA. -

El frente No. 3 tiene sistema de rezaga en equipo sobre vfa, por lo que se detendrán rieles de 60 lbs. en tramos de 9.15 mts.

Longitud del Frente : 3,050 mts.

$$\text{Tramos necesarios : } \frac{3,050}{9.15} = 334$$

$$\text{Rieles necesarios : } 334 \times 2 = 668$$

VALORIZACION. -

$$\text{Precio de un riel : } \$2,536.50$$

$$\text{Importe Total : } 2,536.50 \times 668 = 1'694,382.00$$

$$\text{Precio por metro lineal : } \frac{1'694.382}{3,050} = 555.54$$

MATERIALES PARA EL FRENTE NO. 3
POR METRO LINEAL

ALTERNATIVA NO. 2

Dinamita	1,431.90
Acero de Barrenación	1,307.33
Estopines	367.24
Vía	555.54
Tubo de Ventilación	550.00
Tubo de Agua	95.99
Lámparas	64.33
	<hr/>
	4,372.33

ELABORACION PROFORMA

AVANCES PROGRAMADOS :

F - 1 , F - 2 : 80 m/mes

F - 3 : 80 m/mes 3 meses

120 m/mes 23.5 meses

VALORIZACIONES

FRENTE NO. 3

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
3	267,711.20	499,604.80	349,786.40
4	267,711.20	499,604.80	349,786.40
5	267,711.20	499,604.80	349,786.40
6	401,566.80	749,407.20	524,679.60
7	401,566.80	749,407.20	524,679.60
8	401,566.80	749,407.20	524,679.60
9	401,566.80	749,407.20	524,679.60
10	401,566.80	749,407.20	524,679.60
11	401,566.80	749,407.20	524,679.60
12	401,566.80	749,407.20	524,679.60
13	401,566.80	749,407.20	524,679.60
14	401,566.80	749,407.20	524,679.60
15	401,566.80	749,407.20	524,679.60
16	401,566.80	749,407.20	524,679.60
17	401,566.80	749,407.20	524,679.60
18	401,566.80	749,407.20	524,679.60
19	401,566.80	749,407.20	524,679.60
20	401,566.80	749,407.20	524,679.60
21	401,566.80	749,407.20	524,679.60
22	401,566.80	749,407.20	524,679.60
23	401,566.80	749,407.20	524,679.60
24	401,566.80	749,407.20	524,679.60
25	401,566.80	749,407.20	524,679.60
26	401,566.80	749,407.20	524,679.60
27	401,566.80	749,407.20	524,679.60
28	401,566.80	749,407.20	524,679.60
29	401,566.80	749,407.20	524,679.60
30	200,783.40	374,703.60	262,389.80

✓ 40

FRENTE NO. 1

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
13	304,723.20	372,590.40	305,340.80
14	304,723.20	372,590.40	305,340.80
15	304,723.20	372,590.40	305,340.80
16	304,723.20	372,590.40	305,340.80
17	304,723.20	372,590.40	305,340.80
18	304,723.20	372,590.40	305,340.80
19	304,723.20	372,590.40	305,340.80
20	304,723.20	372,590.40	305,340.80
21	304,723.20	372,590.40	305,340.80
22	304,723.20	372,590.40	305,340.80
23	304,723.20	372,590.40	305,340.80
24	304,723.20	372,590.40	305,340.80
25	304,723.20	372,590.40	305,340.80
26	304,723.20	372,590.40	305,340.80
27	304,723.20	372,590.40	305,340.80
28	304,723.20	372,590.40	305,340.80
29	152,361.60	186,295.20	152,670.40

#

FRENTE NO. 2

Mes	Mano de Obra	Maquinaria	Materiales Alternativa 2
13	304,723.20	372,590.40	305,340.80
14	304,723.20	372,590.40	305,340.80
15	304,723.20	372,590.40	305,340.80
16	304,723.20	372,590.40	305,340.80
17	304,723.20	372,590.40	305,340.80
18	304,723.20	372,590.40	305,340.80
19	304,723.20	372,590.40	305,340.80
20	304,723.20	372,590.40	305,340.80
21	304,723.20	372,590.40	305,340.80
22	304,723.20	372,590.40	305,340.80
23	304,723.20	372,590.40	305,340.80
24	304,723.20	372,590.40	305,340.80
25	304,723.20	372,590.40	305,340.80
26	304,723.20	372,590.40	305,340.80
27	304,723.20	372,590.40	305,340.80
28	304,723.20	372,590.40	305,340.80
29	304,723.20	372,590.40	305,340.80
30	304,723.20	372,590.40	305,340.80

Con los datos obtenidos anteriormente estamos en posibilidad de elaborar nuestro proforma; para esto se vacían mes con mes en una forma que podrá ser como lo que se muestra en el anexo 2. Esta información nos indica el costo de obra esperado.

Analizamos posteriormente la obra por ejecutar ó sea, como en el caso del ejemplo avanzaremos 80 m/mes en los frentes 1 y 2 y en el frente 3, 80 m/mes en los primeros 3 meses y 120m/mes en los 23.5 meses resultantes de la obra, multiplicando por el precio ó precios unitarios obtendremos el importe de la obra por ejecutar. (Anexo 3)

Comparando el costo con la obra por ejecutar sabremos los resultados a esperarse, así como las necesidades de financiamiento a lo largo de la obra. (Anexo 4)

Los proformas deben de ser elaborados de una manera sistemática, ya sea trimestralmente o cada seis meses para que se corrijan y perfeccionen.

Con el proforma podremos tener la planeación administrativa de la obra y empezar a trabajar. Otra de las funciones que nos va a desarrollar el proforma es la de control, como veremos más adelante.

R E F E R E N C I A

FRENTE 1

CONCEPTO EXCAVACION

Responsible.:

Concepto	Mes 13		Mes 14		Mes 15		Mes 16	
	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real
Mano de Obra	305		305		305		305	
Materiales	373		373		373		373	
Maquinaria	305		305		305		305	
Fletes	50		50		50		50	
Gast. x Amortizar	20		20		20		20	
Sum. Costo Directo	1033		1033		1033		1033	
Gast. Grals. Obra	60		60		60		60	
Total Cost. Obra	1093		1093		1093		1093	

P R O F O R M A

FRENTE 2

E X C A V A C I O

Responsable :

Concepto	Mes 13 Proforma	Real	Mes 14 Proforma	Real	Mes 15 Proforma	Real	Mes 16 Proforma	Real
Mano de Obra	305		305		305		305	
Materiales	305		305		305		305	
Maquinaria	373		373		373		373	
Fletes	50		50		50		50	
Gastos x Amortizar	20		20		20		20	
Suma Costo Directo	1053		1053		1053		1053	
Gastos Grals. Obra	60		60		60		60	
Total Costo Obra	1113		1113		1113		1113	

FRENTE 3

EXCAVACION

Responsable :

Concepto	Mes 13 Proforma Real	Mes 14 Proforma Real	Mes 15 Proforma Real	Mes 16 Proforma Real
Mano de Obra	402	402	402	402
Materiales	525	525	525	525
Maquinaria	749	749	749	749
Fletes	100	100	100	100
Gastos x Amortizar	50	50	50	50
Suma Costo Directo	1820	1820	1820	1820
Gastos Grals. Obra	150	150	150	150
Total Costo Obra	1976	1976	1976	1976

P R O F O R M A
OBRA POR EJECUTAR

Concepto	Fte.	Longitud total	P. U. por ml	Rendimiento	Mes 13	Mes 14	Mes 15	Mes 16
Excavación	1	1,310	20,000	80	1'600,000	1'600,000	1'600,000	1'600,000
Excavación	2	1,440	20,000	80	1'600,000	1'600,000	1'600,000	1'600,000
Excavación	3	3,050	20,000	120	2'400,000	2'400,000	2'400,000	2'400,000
TOTAL		5,800			5'600,000	5'600,000	5'600,000	5'600,000

ANEXO 3

P R O F O R M A

RESUMEN

M E S	Obra por Ejecutar		Costo Directo		Gastos Grals. Obra		Resultado en Obra --	
	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real	Proforma	Real
13	5'600		4'182		270		1'148	
14	5'600		4'182		270		1'148	
15	5'600		4'182		270		1'148	
16	5'600		4'182		270		1'148	



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

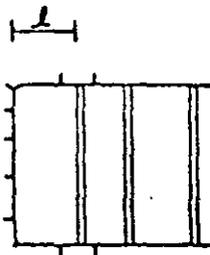
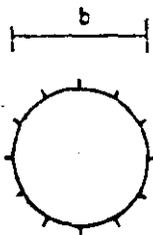
CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO .

A N E X O

ING. JUAN J. SCHMITTER

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

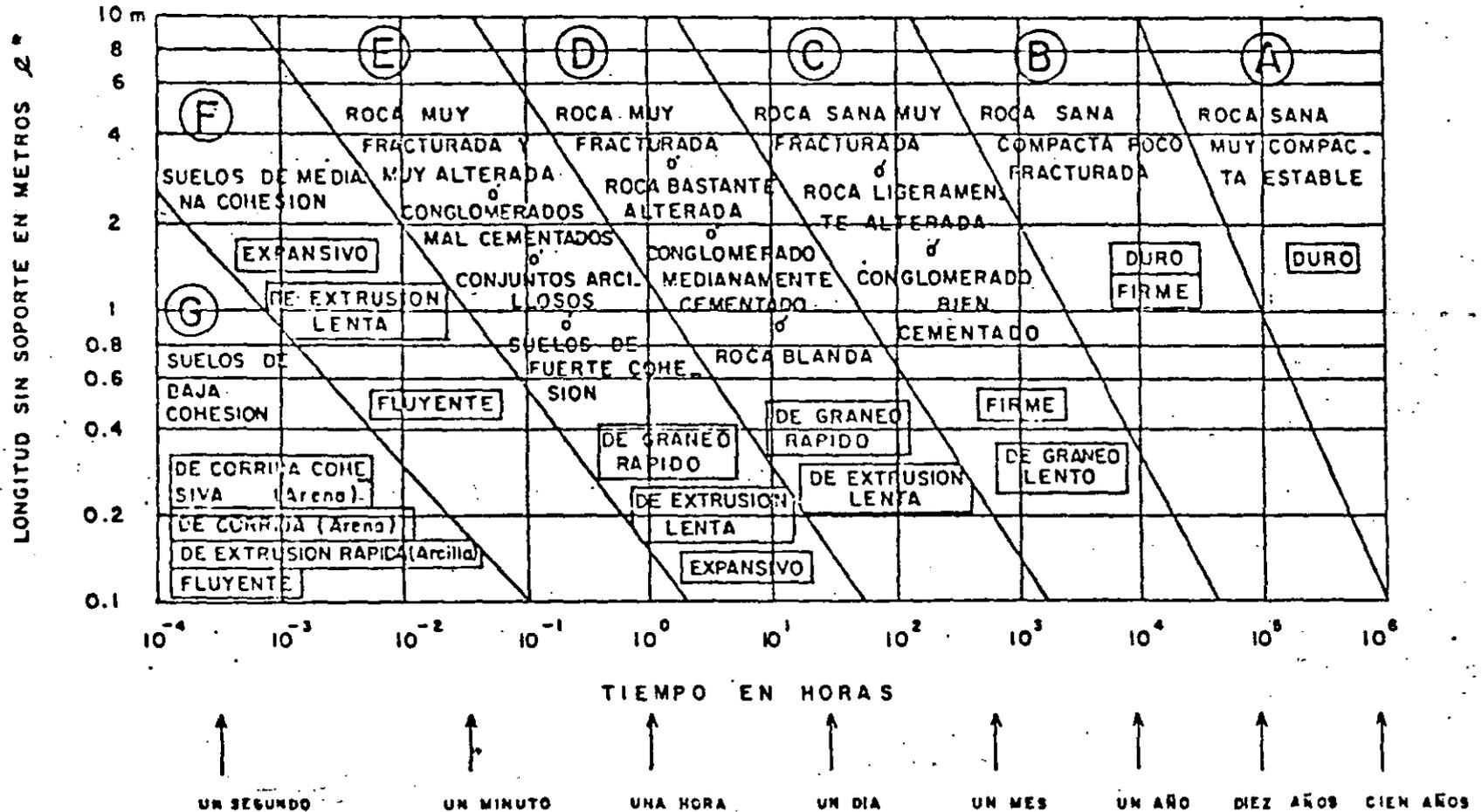


SI $l < b$ | $l = l^*$

SI $l > b$ | $b = l^*$

CLASIFICACION DEL

TUNELERO:



CLASIFICACION DE LAS ROCAS PARA FINES DE TUNELEO (SEGUN LAUFFER)

EXCAVACION

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	D	E	F	F	G	G	G	F	G	
	CLASIFICACION DEL TUNELERO		DURO	FIRME	CRANEO LENTO	CRANEO RAPIDO	EXTRUSION LENTA	EXPAN. SIVO	CORRIDA CORRECTIVA	CORRIDA	EXTRUSION RAPIDA	FUENTES	1	2	3	4	5
EXCAVACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
EXPLOSIVOS	A x	A x	C														
TOPO MECANICO (TBM)	C x	B x	C x														
HERRAMIENTA NEUMATICA	x	x	C x	C x	C x	C x											
FRESADORA (RASCADORA)		x	C x	B x	C												
PICO Y PALA		x	x	x	x	x	B x	C	C								
BRAZO RETROEXCAVADOR		x	C x	C x	B x	C x											
ESTRELLA CORTADORA			x	x	B	C											
ESCUDO + CHIFLONES DE AGUA						x	x		x	x							
DISCO CORTADOR (PELAPAPAS)						x	x	C x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
ESCUDO + REJILLAS							x		C x	C x							
ESCUDO + GUILLOTINAS												C	B x	C x			

0.822)
0.622)

ESTABILIZACION DEL FRENTE

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	DE	F	E	F	G	G	G	F	G
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPANSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA RAPIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10						
ESTABILIZACION DEL FRENTE																
POR RESISTENCIA PROPIA DEL MATERIAL EXCAVADO	A x	A x	C x													
ESCUDO CON NAVAJAS PERIMETRALES				x	x				x							
ESCUDO CON GATOS FRONTALES				x	x	B x			B y							
ESCUDO CON LODO Y AIRE A PRESION				x	x	x	x		x			C x	B	B	B x	
ESCUDO CON LODO A PRESION				x	x	x	x		x	x		x	A	A	A x	
ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO *												B x	C	C		x
CONGELACION *							x		x	x		C	C	B x	C x	
INYECCION *						C x			x	x		C x	C x		x	x
ESCUDO PRESIONANDO AL MATERIAL EXCAVADO						x	x		C x			x	C x		x	y
ESCUDO Y AIRE COMPRIMIDO									x	x		E	E	E	E	C x
ELECTROSMOSIS *									x	C x		C		C		x

ESTABILIZACION DE LAS PAREDES

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	DE	F	E	F	G	G	G	F	G
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPAN. SIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FIRME 10						
ESTABILIZACION DE LAS PAREDES POR RESISTENCIA PROPIA DEL MATERIAL EXCAVADO	A x	A x		x												
ANCLAJE	C	B x	A x	C												
CONCRETO LANZADO			x	A x	D				E x	C						
MARCOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA			C x	A x	D				C x	C x						
ANILLOS METALICOS Y POLLINES DE MADERA (CON ESCUDO)				x	C				C x	C x		x	x			
DOVELAS (CONCRETO ó METALICAS) (CON ó SIN ESCUDO)				x	x				C x	C x		C x	C x	C x	C x	C x

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	E	F	E	F	G	G	G	F	G
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRU- SION LENTA 5	EXPAN- SIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRU- SION RAPIDA 9	FLUYENTE 10						
REVESTIMIENTO DEFINITIVO																
DEJANDO EL MATERIAL NATURAL	A x	C														
ANCLANDO	B x	A x	C x													
CONCRETO LANZADO	x	B x	A x	B x	B							x	x			
DOVELAS (CONCRETO o METALICAS)	x	x	x	x	C x	B x	B x	C x	C x	x	x	x	x	x	x	x
CONCRETO COLADO CON CIMBRA	C x	C x	C x	B x	B x	A x	A x	A x	A x	A x	A x	A x	A x	A x	A x	A x



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO

EXCAVACION EN ROCA METODO CONVENCIONAL PARTE II

ING. JULIO CESAR ACEVES SERRANO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

CONSTRUCCION DE TUNELES.

TEMARIO (JULIO C. ACEVES) PARTE II.

Aplicación a través de un ejemplo.

1).- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

- a).- Descripción del Proyecto.
- b).- Tiempo de ejecución para excavación.
- c).- Precio por M3 (indicativo).

2).- PLANEACION PARA SU EJECUCION.

- a).- Modificación del perfil.
- b).- Frentes de ataque.
- c).- Elaboración del Programa.
- d).- Proyecto de diagramas de barrenación y sistemas de iniciación.
- e).- Planteamiento del procedimiento de construcción y ciclo de trabajo.

3).- PLANEACION DE RECURSOS PARA ESTE EJEMPLO.

- a).- Mano de obra.
- b).- Materiales.
- c).- Equipo.

4).- SISTEMAS DE CONTROL.

TUNEL S A	79-05-24	1 (4)
INTERCEPTORES PROFUNDOS		
MEXICO D F	Sam/	1 Anexo

3

Construcción de Túneles. Parte II

1. Planteamiento del problema.

1.1 Descripción del Proyecto

Para el ejemplo se usa un túnel de presión de 5800 m de largo y una sección de herradura de 37 m² de área. El desnivel sobre la entrada y la salida del túnel es 58 m. El túnel es recto en planta.

1.2 Tiempo de ejecución para excavación.

La excavación se va a terminar en 36 meses.

1.3 Precio por m³ (indicativo)

Se supone que un precio normal "de venta" sería de \$1000.00/m³.

2. Planeación para su ejecución.

2.1 Modificación del perfil

Para cumplir con el programa se necesita un mínimo de dos frentes. Desde la entrada se puede atacar el frente únicamente por una lumbrera, pero unos 1500 m desde la entrada hay un valle que permite el arreglo de un túnel de trabajo.

Con este túnel se obtiene 3 frentes de trabajo.

El mayor problema en las excavaciones de túneles en roca dura es la filtración de agua y consecuente-mente el drenaje. Por eso se busca siempre una solución para que se pueda trabajar siempre aguas arriba con una inclinación mínima de 2%, que es el límite de auto-drenaje con cuneta suficientemente grande y bien mantenida.

En la figura se muestra una manera de obtener un perfil adecuado.

Para evitar que se forme un colchón de aire en el "peak", se hace un barrenos o pozo de aireación.

2.2 Frentes de Ataque

Con el túnel de trabajo propuesto se obtiene 1 frente desde la salida y 2 frentes desde el túnel de trabajo. Se propone hacer la excavación alternada en los dos frentes (péndulo).

TUNEL S A
 INTERCEPTORES PROFUNDOS
 MEXICO D F

79-05-24
 Sam/

2 (4)

2.3 Elaboración del Programa

Se ha calculado con las siguientes capacidades:

Instalaciones y Tajo, 2 meses.

Salida, 3 meses de entrenamiento con un avance promedio de 80 m/mes. Después 120 m/mes.

Túnel de trabajo (excavación en 10% de inclinación hacia abajo), 50 m/mes.

Los frentes desde el túnel de trabajo, excavación en péndulo 80 m/mes y frente.

Ver programa anexo.

2.4 Proyecto de Diagramas de barrenación y sistemas de iniciación

2.5 Cálculo de Ventilación

Se usa únicamente inyección de aire.

2.5.1. Salida

2.5.1.1. Requerimientos de aire.

2.5.1.1.1 Personal

Se calcula con 1.5 m³/min y persona. Se supone que la plantilla completa en el frente es de 15 personas.

Requerimientos de aire 15 X 1.5 = 22.5 m³/min.

2.5.1.1.2 Voladuras

Se carga con 175.5 kg de explosivo en este frente.

t = tiempo de ventilación = 30 min

Q = 175.5 kg

Requerimientos de aire $36 \frac{Q}{t} = 36 \frac{175.5}{30} = 210 \text{ m}^3/\text{min}$

2.5.1.1.3. Maquinaria de diesel

Se calcula con 4 locomotoras con la potencia de 75 HP cada una.

Se necesita 2.5 m³/min de aire fresco por HP.

TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

79-05-24

3 (4)

Sam

Requerimientos de aire = $4 \times 75 \times 2.5 = 750 \text{ m}^3/\text{min}$.

2.5.1.1.4 Requerimientos dimensionantes.

Se dimensiona la ventilación para el equipo de diesel y el personal o para los pasos de la voladura. En este caso predomina el equipo de diesel y el personal con $22.5 + 750 = 772.5 \text{ m}^3/\text{min}$ comparado con $210 \text{ m}^3/\text{min}$ para las voladuras.

Una importante observación es que con locomotoras eléctricas se hace un ahorro considerable tanto en instalación como gasto de energía eléctrica.

Por la altura sobre el mar se aplica el factor 1.55.

Requerimiento dimensionado = $772.5 / 1.55 = 1200 \text{ m}^3/\text{min}$

2.5.1.2 Diámetro del tubo de ventilación

Para evitar turbulencia excesiva y pérdidas altas por fugas y fricción se limita la velocidad del aire en el tubo a 20 m/s .

para $v = 20 \text{ m/s}$.

$$d \approx 0.25 \sqrt[3]{q} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$d = 0.25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1200}{60}} = 1.12 \text{ m}$$

Se escoge el diámetro 1.20 m y ventiladores de $2 \times 25 \text{ HP}$ cada uno.

2.5.1.3 Cálculo

Peso volumétrico del aire = $\rho = 1.2 \text{ kg/m}^3$.

Eficiencia de los ventiladores $\eta = 80\%$.

Requerimientos de aire fresco $C = 1200 \text{ m}^3/\text{min} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

Pérdida por fricción = $P \text{ mm}$ de columna de agua

$$\text{Fórmula de cálculo} = \frac{C \times P \times \rho}{75 \times \eta} = \frac{C \times P}{50} \text{ HP}$$

$$\frac{C \times P}{50} = 50 \text{ HP} \quad \frac{P \times 20}{50} = 50$$

$$P = 125 \text{ mm H}_2\text{O}$$

Pérdida de fricción por metro de tubo = $0.25 \text{ mm H}_2\text{O}$

6 TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

79-05-24

Sam

(Según nomograma, ver anexo longitud efectiva entre ventiladores)

$$= \frac{125}{0.25} = 500 \text{ m}$$

La distancia de 500 m entre los ventiladores implica un tubo prácticamente sin fugas.

Reducción por fugas 10% por 1000 m de tubo.

Longitud práctica entre ventiladores

$$= 0.9 \times 500 = 450 \text{ m}$$

TUNEL S A
INTERCEPTORES PROFUNDOS
MEXICO D F

78-11-13

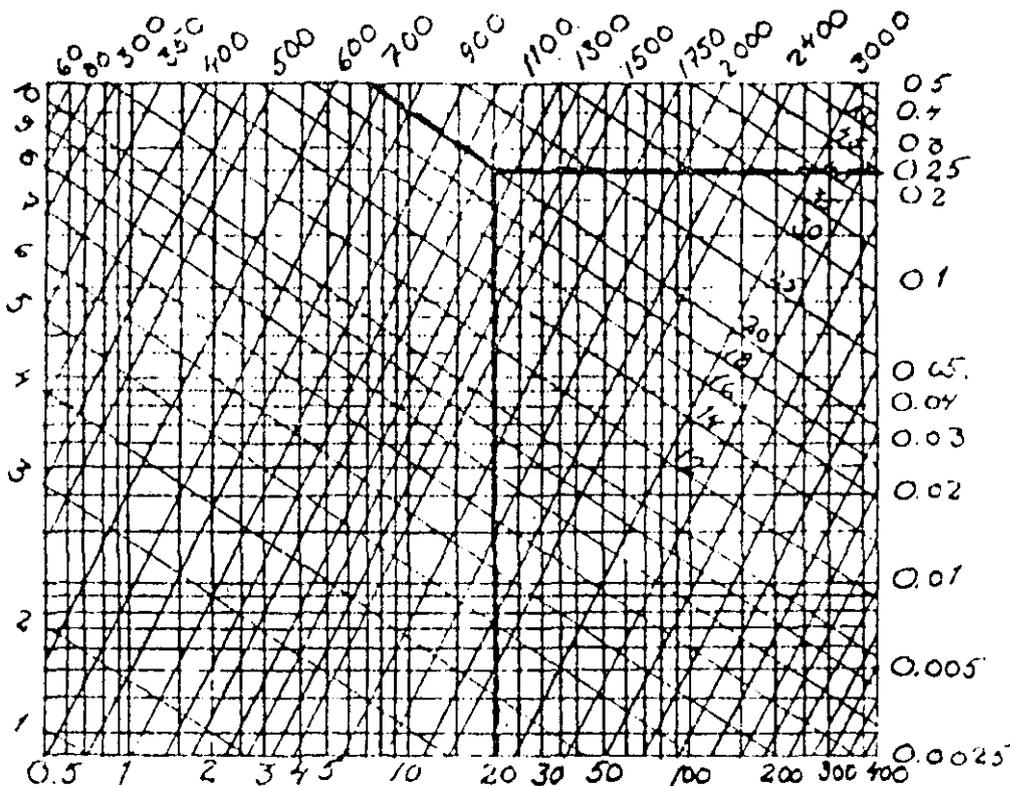
Sam/MS

7

NOMOGRAMA PARA TUBERIA DE VENTILACION

Diámetro del tubo, mm

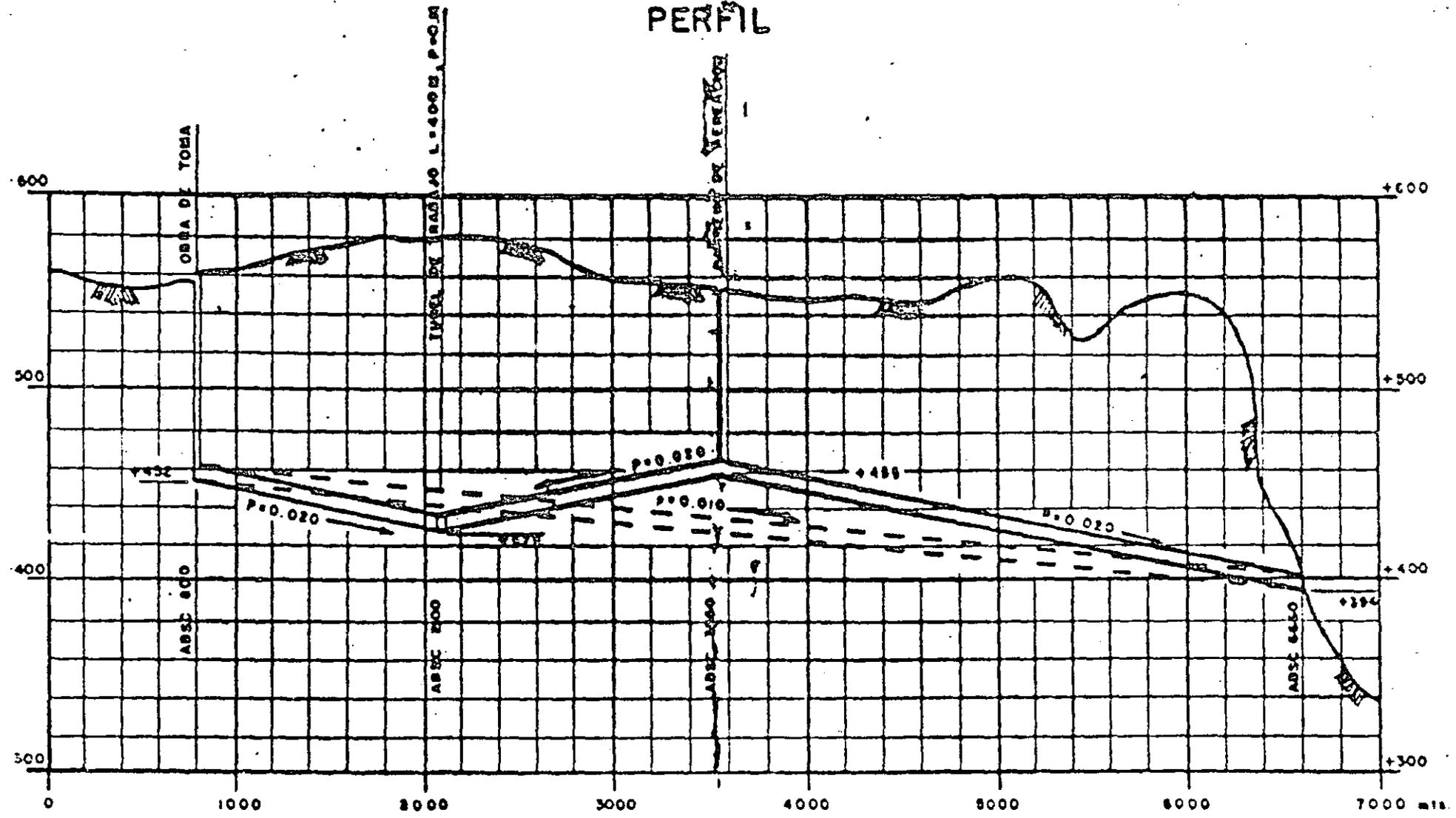
Velocidad del aire, m/s



Pérdida de fricción por metro de tubo,
mm de columna de agua

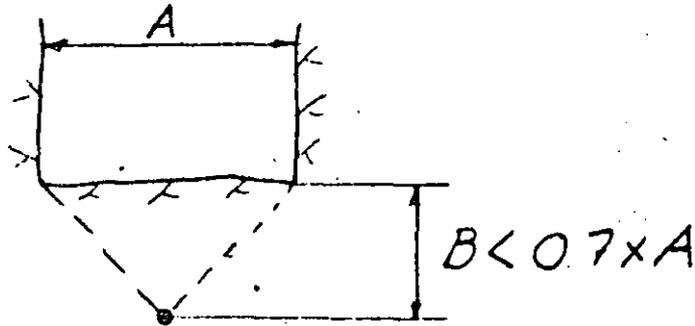
Capacidad de ventilación, m³/s

PERFIL



Bordo máximo = $0,7 \times A$, donde

A = Apertura libre (ver figura abajo)



Concentración de carga retacada

(Gelatina Extra 40 %) = 1,25 kg/litro

Desviación de la barrenación:

0,40 m en el piso y 0,20 m en techo y paredes

1.2 Diagrama de barrenación

Como en voladuras de banco hay que contar con cierta sub-barrenación para obtener el avance real. Pero en túneles lo más importante para el avance es la exactitud de la barrenación. Según una larga estadística se puede calcular con un avance de 90 % de la profundidad de la barrenación con un trabajo bien hecho.

Como un detalle práctico se puede mencionar que no es suficiente controlar los fuques sino también que se meta la barrena hasta el fondo. Existe todavía la mala costumbre de retirar la barrena cuando todavía queda 10 a 15 cm de barrenar. En un túnel de 3 km de largo se pierde en esta manera entre 100 y 150 m de avance.

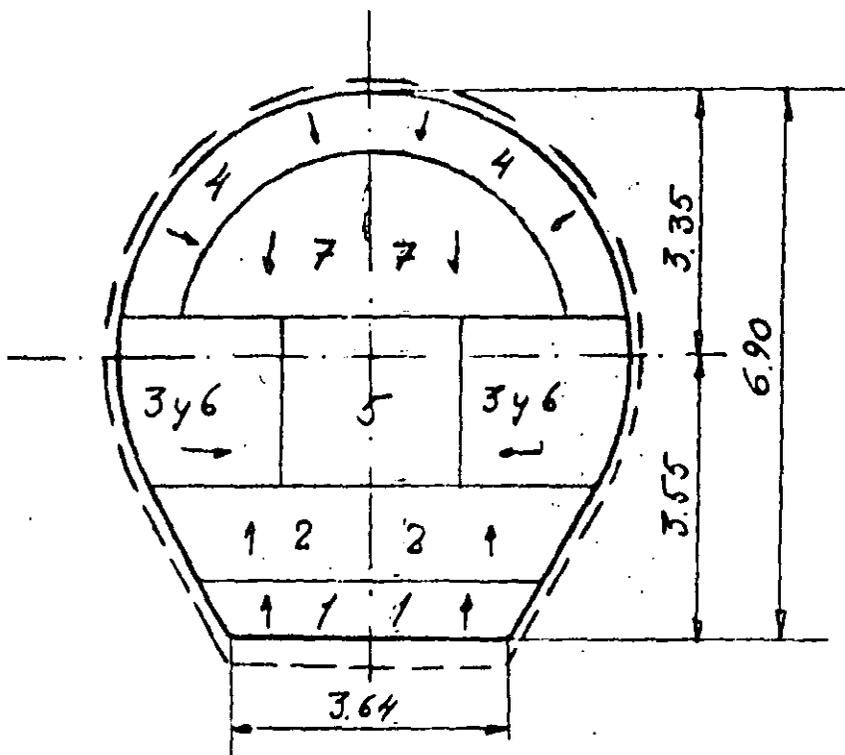
Otra mala costumbre es de tratar de rectificar un frente un poco doblado con barrenos más cortos en el centro. Con esto se pierde avance y un frente ligeramente doblado tiene además varias ventajas en cuanto a salida de los barrenos, estabilidad del frente, etc.

Avance estimado por voladura

$$= 0,9 \times 3,20$$

$$= 2,90 \text{ m}$$

1.2.1 Secuencia del cálculo



- Clave:
- 1 Barrenos de piso
 - 2 Barrenos con salida hacia arriba
 - 3 Barrenos de pared
 - 4 Barrenos de techo
 - 5 Cuña con ayudantes
 - 6 Barrenos con salida horizontal
 - 7 Barrenos con salida hacia abajo

Nota importante:

La secuencia mostrada es el orden de hacer el cálculo y no se debe confundir con la secuencia de iniciación.

1.3 Barrenación con acero integral

Con barrenación de 3,20 m la broca tiene el diámetro de 37 mm.

1.3.1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

Para los barrenos con salida hacia arriba u horizontal se requiere la siguiente carga en el fondo:

$$\text{Carga específica } 1,0 + (\phi - 25) \times 0,02 \text{ kg/m}^3$$

donde ϕ es el diámetro actual del barreno

En este caso sale una carga específica de

$$1 + (37 - 25) \times 0,02 = 1,24 \text{ kg/m}^3$$

La carga de fondo tiene una altura de una tercera parte del barreno y el taco es igual a $0,5 \times$ bordo para barrenos con salida hacia arriba. Para los barrenos de piso se reduce el taco a $0,2 \times$ bordo.

Otra condición es que el bordo no puede ser mayor que

$$\frac{L - 0,40}{2}$$

donde L es la profundidad de la barrenación

El espaciamiento es normalmente

$$1,1 \times \text{el bordo}$$

Con esta condición se asegura que haya espacio para la carga de fondo y el taco. Se puede compararse con la voladura de bancos bajos donde el bordo no puede ser mayor que la mitad de la altura del banco.

Es muy importante que se haga el cálculo con las medidas que existen en el fondo de la barrenación. Ver la línea punteada en el anexo q, que indica donde caen los barrenos perimetrales con la desviación necesaria para dar espacio a la perforadora.

Se hace constar que esta desviación es independiente de la profundidad de la barrenación, porque depende únicamente del tamaño de la perforadora.

De la tabla se saca los datos abajo:

Diámetro de barrenación	Profundidad de barrenación	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo	Carga de columna	Taco	
mm	m	m	m	kg	kg	kg/m	m
37	3,20	1,00	1,10	1,50	1,80	0,95	0,20

Ancho del túnel en el piso = 3,64 m

Con 4 espacios sale el espaciamiento

$$\frac{3,64}{4} = 0,91 \text{ m}$$

Bordo = 1,10 m, que significa que la siguiente hilera

se mete $1,10 - 0,40 = 0,70$ m arriba del piso

1.3.2 Barrenos con salida hacia arriba

Normalmente se mete la cuña directamente sobre el bordo de los barrenos de piso. Pero con la sección de herradura es más conveniente subir la cuña a otro bordo.

Con la cuña más arriba se obtiene la ventaja que haya más distancia hasta las paredes, que permite oscilar con la cuña más al centro.

Datos para barrenos con salida hacia arriba:

Diámetro de barrenación	Profundidad de barrenación	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo	Carga de columna	Taco	
mm	m	m	m	kg	kg	kg/m	m
37	3,20	1,00	1,10	1,50	1,15	0,70	0,50

Ancho del túnel en esta hilera = 5,00 m

Con 5 espacios sale el espaciamiento

$$\frac{5,00}{5} = 1,00 \text{ m}$$

Bordo teórica 1,00 m. Se pone el bordo 0,95 m para obtener una distribución más uniforme de los barrenos.

1.3.3 Barrenos de pared

Según Gustafsson estos barrenos deben tener una carga y distribución diferente de los barrenos con salida horizontal, pero la experiencia indica que es muy difícil supervisar un trabajo con especificaciones complicadas. Por eso se recomienda calcular estos barrenos como barrenos con salida horizontal.

Datos ver 1.3.2

$$\text{Area por barreno} = 1,00 \times 1,10 = 1,10 \text{ m}^2$$

Para obtener un diagrama sencillo se mantiene la distancia entre hileros horizontales constante en 0,95 m.

Para los barrenos con salida horizontal esta se convierte en espaciamento y el bordo puede llegar a

$$\frac{1,10}{0,95} = 1,15 \text{ m}$$

1.3.4 Barrenos de techo

En este ejemplo se va a usar postcorte (smooth-blasting) para los barrenos perimetrales.

Datos:

Bordo	Espaciamento	Conc. de carga Gel E 40 %	Conc. de carga Duramex G 75 %
m	m	kg/m	kg/m
0,80	0,60	0,18	0,25

El cartucho de Duramex G 7/8" x 8" pesa 0,08 kg y con espacios de 10 cm entre los cartuchos se obtiene la concentración

$$\frac{0,08}{0,20 + 0,10} = 0,27 \text{ kg/m}$$

Con cargas prefabricadas, tipo Gurit, hay un desacoplado radial (relación entre área del barreno y área de la carga).

Con cargas hechas en casa hay además un desacoplado entre los cartuchos, y se puede permitir una carga un poco arriba la teórica.

Las cargas perimetrales tienen que prepararse con primacord y es además recomendable conectar los barrenos con una antena de primacord.

Se repita que las tres condiciones para un postcorte son:

- Distribución adecuada de los barrenos
- Baja concentración de carga
- Iniciación simultánea

(Se puede permitir una dispersión de unos MS y los altos números de los Acúdet tienen una dispersión de varios 100 MS.)

Son la suposición que los barrenos son picados 0,20 m hacia fuera se marcan la línea de los ayudantes arriba en 0,60 m del perímetro.

1.3.5 La cuña y sus ayudantes

La plantilla de la cuña se muestra en el anexo 2.

Teóricamente la concentración de carga debe variar con el bordo, pero esto es muy difícil efectuar en el frente, especialmente como no hay cargas prefabricadas.

En toda la cuña se carga con G E 40 % 7/8" x 8" sin retaque.

Esto da una concentración de carga de

$$5 \times 0,125 = 0,625 \text{ kg/m}$$

que puede usarse hasta bordos de 0,50 m.

1.3.6 Barrenos con salida horizontal

Ver 1.3.2

1.3.7 Barrenos con salida hacia abajo

Datos:

Bordo	Espacia- miento	Carga de fondo	Carga de columna	
m	m	kg	kg	kg/m
1,00	1,20	1,50	1,15	0,70

Estos barrenos se distribuyen uniformemente en el espacio que queda.

1.3.8 El diagrama de barrenación

Ahora se puede marcar los barrenos según los datos obtenidos, ver anexo 3.

También se muestra la secuencia de ignición. Es importante siempre usar todo el rango de intervalos desde el INSTANTANEO hasta número 9 del Acudet. La razón de esto es que la roca abundada necesita tiempo para salir hacia el frente para no estorbar la salida de los barrenos siguientes.

En voladuras de banco el principio es totalmente diferente, porque allá se aprovecha el espenjamiento y la interacción para mejorar la fragmentación.

1.3.9 Tabla de carga

En el anexo 4 se presenta el resumen de los datos de carga.

1.4 Barrenación con acero de extensión

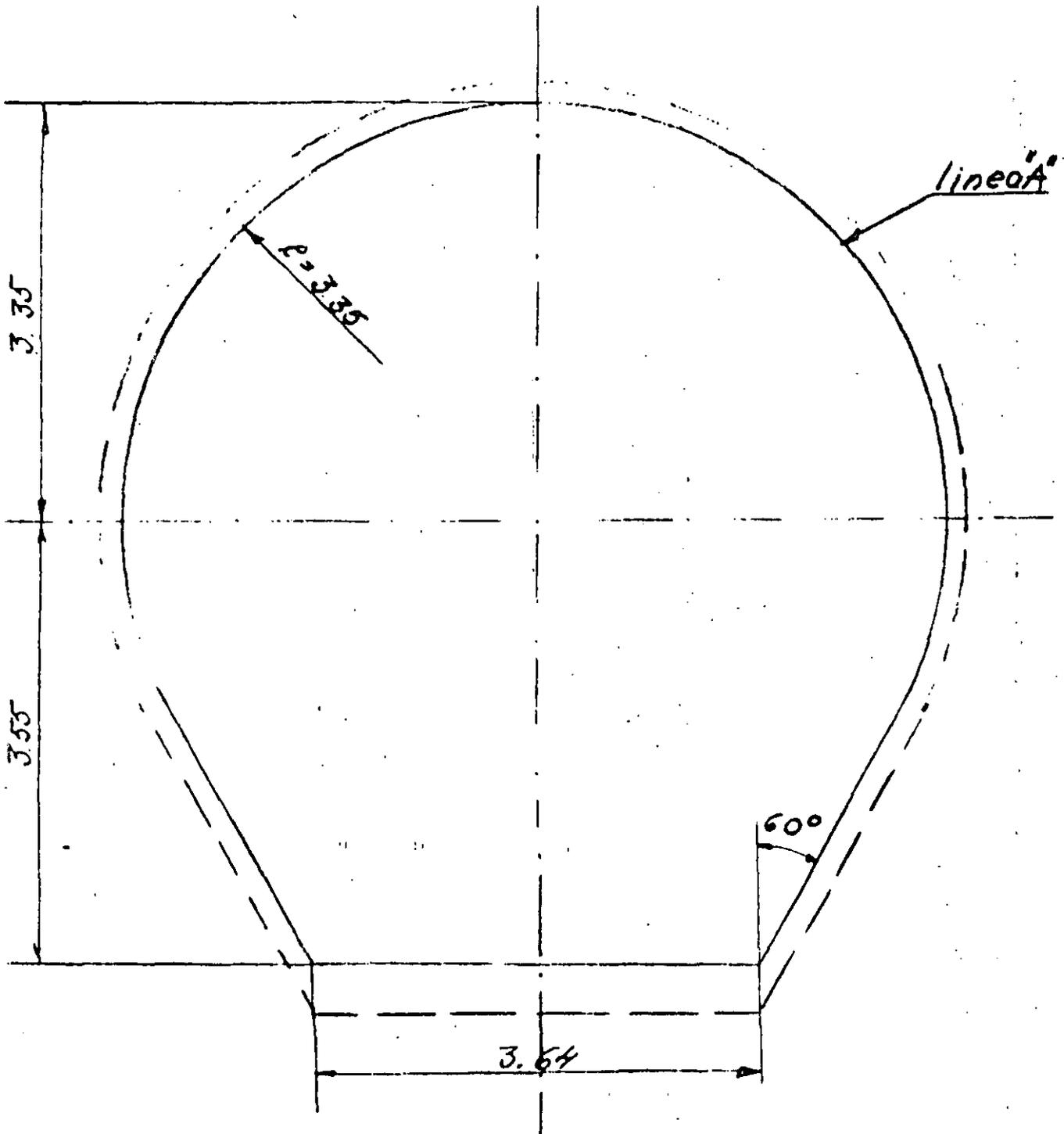
Se puede trabajar con diámetros de 45 a 51 mm.

En este ejemplo se usa la barrenación de 48 mm.

1.4.1 Resultado

El cálculo es idéntico y por falta de tiempo no se repite aquí.

El resultado se muestra en los anexos 5, 6 y 7.



Sección del túnel

Barrenación con broca de 37 mm (serie 12)

Tabla de carga

Datos:

Ancho = 6,70 m Altura = 6,90 m Area = 37,0 m² (línea A)Barrenación = 3,20 m, ϕ = 37 mm (serie 12)

Avance estimado por voladura = 0,90 x 3,20 = 2,90 m

Volumen por voladura = 2,90 x 37,0 = 107,3 m³

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramex G

Pesos: Gelatina Extra 40 %, 1 1/8" x 8" = 0,200 kg/cart

Gelatina Extra 40 %, 7/8" x 8" = 0,125 kg/cart

Duramex G, 7/8" x 8" = 0,080 kg/cart

Tipo de barrenos	Estopin no.	Número de barrenos	Carga por barreno			kg	Carga total kg
			con retaque cart	sin retaque cart	≅ cart		
			G E 40 % 7/8"				
Cuña	INST	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 50	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 100	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 150	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 200	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 250	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuña	MS 300	4	1	13	14	1,75	7,00
Cuña	Ac 1	4	1	13	14	1,75	7,00
Ayudantes	Ac 2	4	3	12	15	1,88	7,52
			G E 40 % 1 1/8"				
Ayudantes	Ac 3	4	7	8	15	3,00	12,00
Ayudantes	Ac 4	5	7	8	15	3,00	15,00
Ayudantes	Ac 5	6	7	8	15	3,00	18,00
Ayudantes	Ac 6	6	7	8	15	3,00	18,00
Ayudantes y pared	Ac 7	10	7	8	15	3,00	30,00
Ayudantes	Ac 8	2	7	8	15	3,00	6,00
Piso	Ac 8	3	10	6	16	3,20	9,60
Piso	Ac 9	2	10	6	16	3,20	6,40
Techo	Ac 9	15				0,92 x)	13,80
Total		71					138,8

x) cargas preparadas de Duramex G 7/8" x 8"

$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{138,82}{107,3} = 1,29 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{71 \times 3,20}{107,3} = 2,12 \text{ m/m}^3$$

Barrenación con broca de 1 7/8" (48 mm)

Tabla de carga

Datos:

Ancho = 6,70 m Altura = 6,90 m Area = 37,0 m² (línea A)Barrenación = 3,20, ϕ = 1 7/8" (48 mm)

Avance estimado por voladura = 0,90 x 3,20 = 2,90 m

Volumen por voladura = 2,90 x 37,0 = 107,3 m³

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramex G

Pesos: Gelatina Extra 40 %, 1 1/8" x 8" = 0,200 kg/cart

Gelatina Extra 40 %, 7/8" x 8" = 0,125 kg/cart

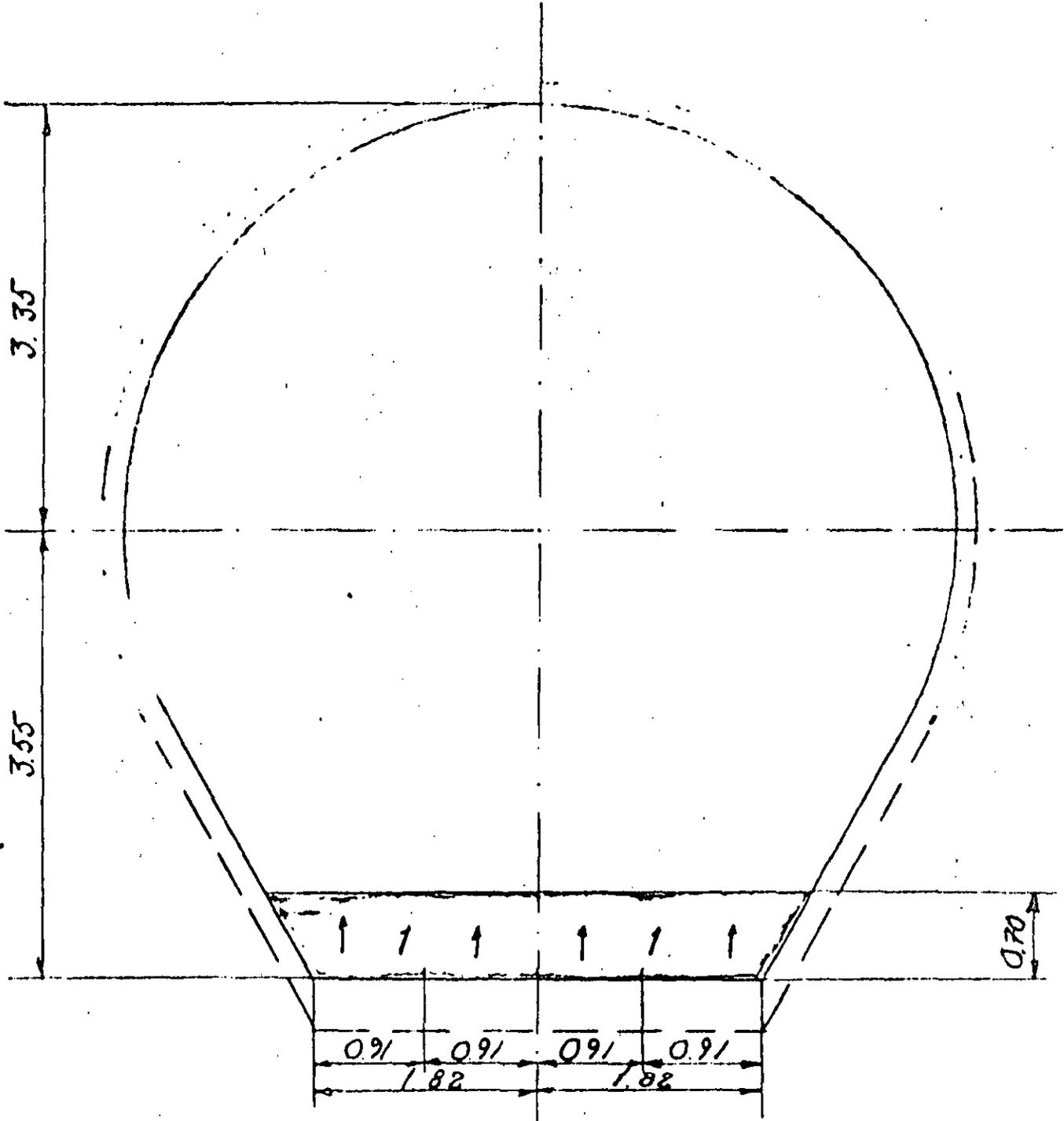
Duramex G, 7/8" x 8" = 0,080 kg/cart

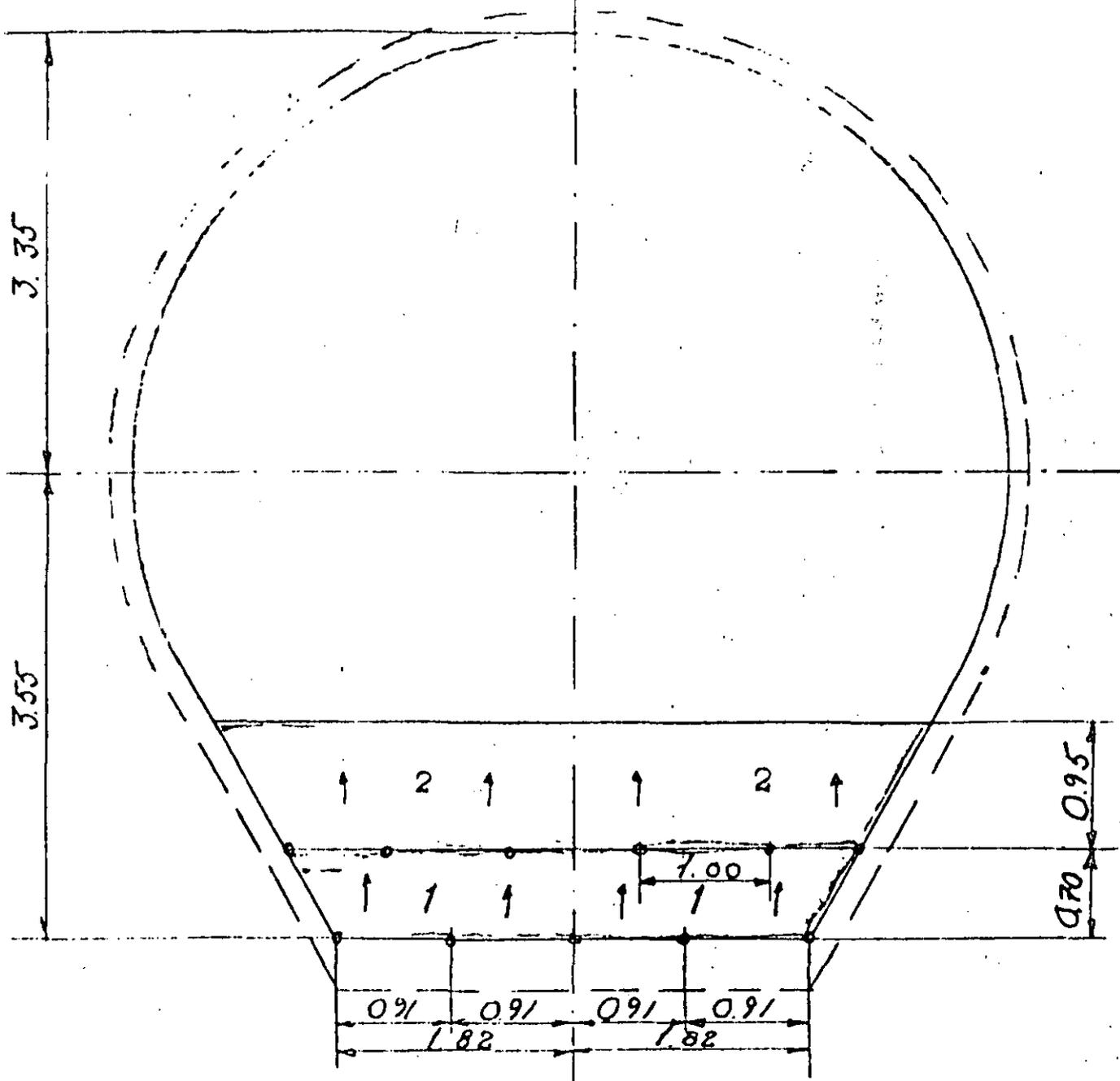
Tipo de barrenos	Estopin no.	Número de barrenos	Carga por barreno				Carga total kg
			con retaque cart	sin retaque cart	≅ cart	kg	
			G E 40 %	7/8"			
Cuna	INST	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 100	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 150	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 200	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 250	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	MS 300	1	1	13	14	1,75	1,75
Cuna	Ac 1	4	1	13	14	1,75	7,00
Cuna	Ac 2	4	4	12	16	2,00	8,00
			G E 40 %	1 1/8"			
Ayudantes	Ac 3	4	12	7	19	3,80	15,20
Ayudantes	Ac 4	4	12	7	19	3,80	15,20
Ayudantes	Ac 5	6	12	7	19	3,80	22,80
Ayudantes	Ac 6	8	12	7	19	3,80	30,40
Ayudantes							
y pared	Ac 7	8	12	7	19	3,80	30,40
Piso	Ac 8	3	16	6	22	4,40	13,20
Piso	Ac 9	2	16	6	22	4,40	8,80
Techo	Ac 9	13				1,08 x)	14,04
Total		62					175,54

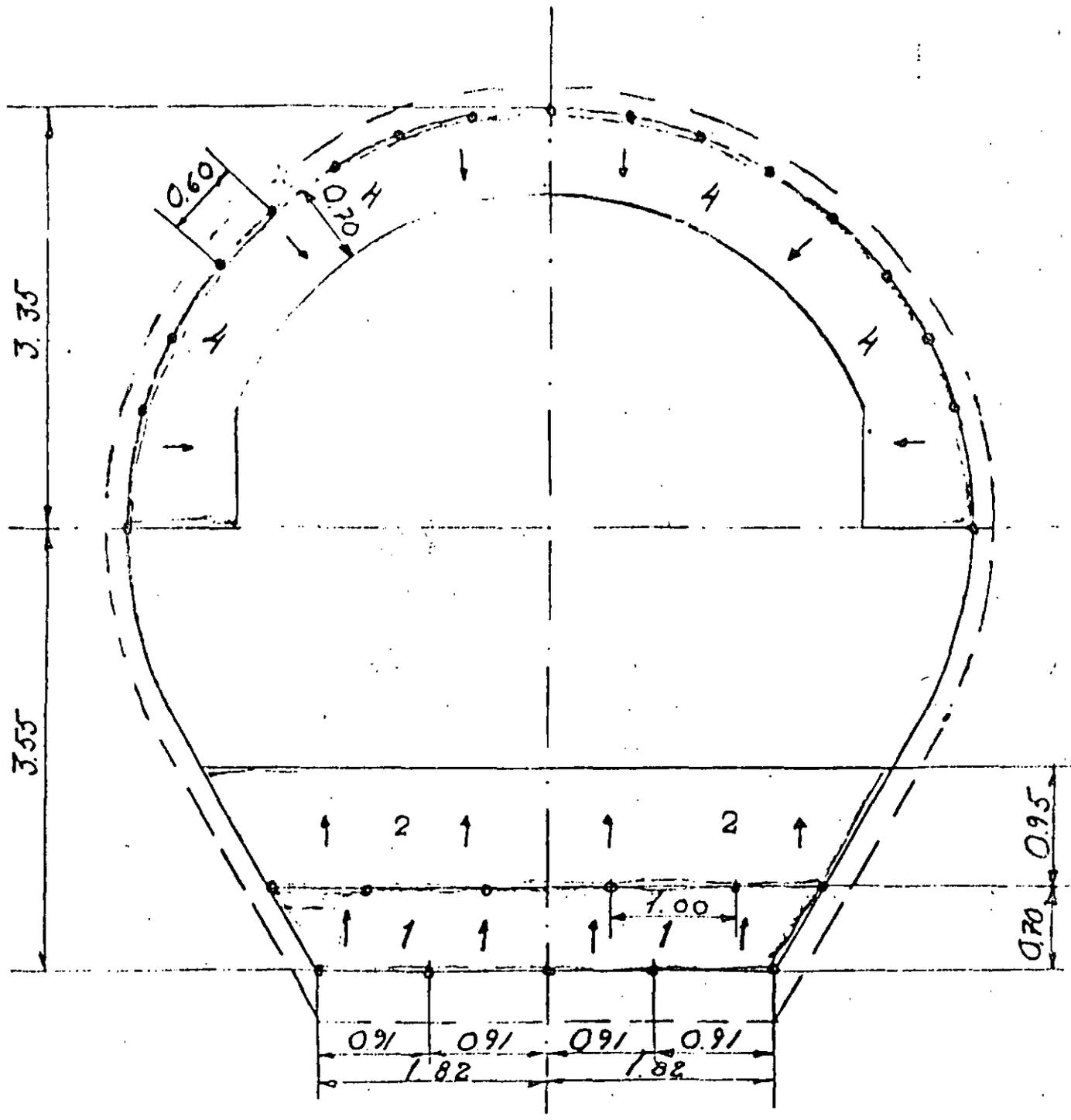
x) cargas preparadas de Duramex G 7/8" x 8"

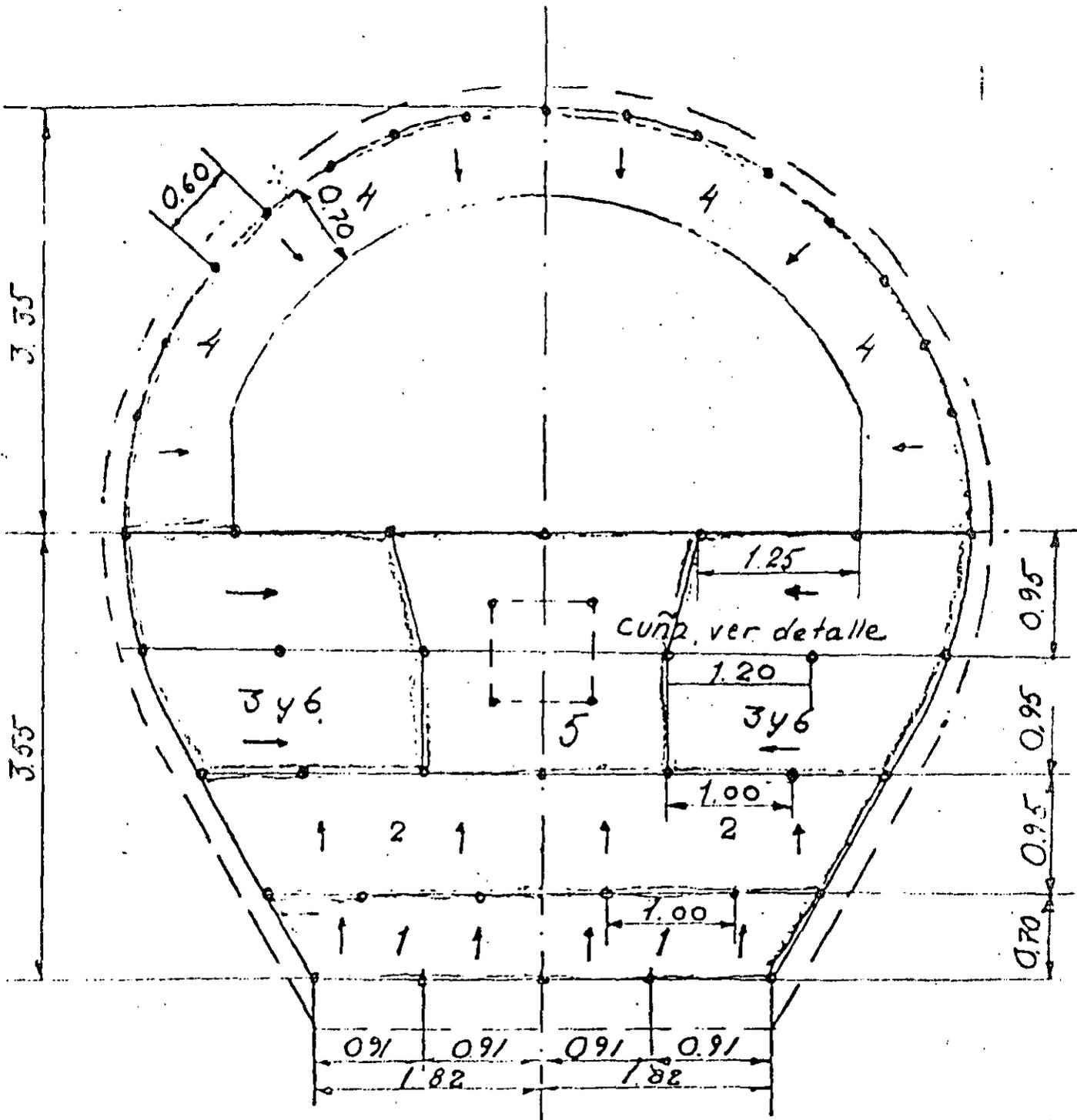
$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{175,54}{107,3} = 1,64 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{62 \times 3,20}{107,3} = 1,85 \text{ m/m}^3$$

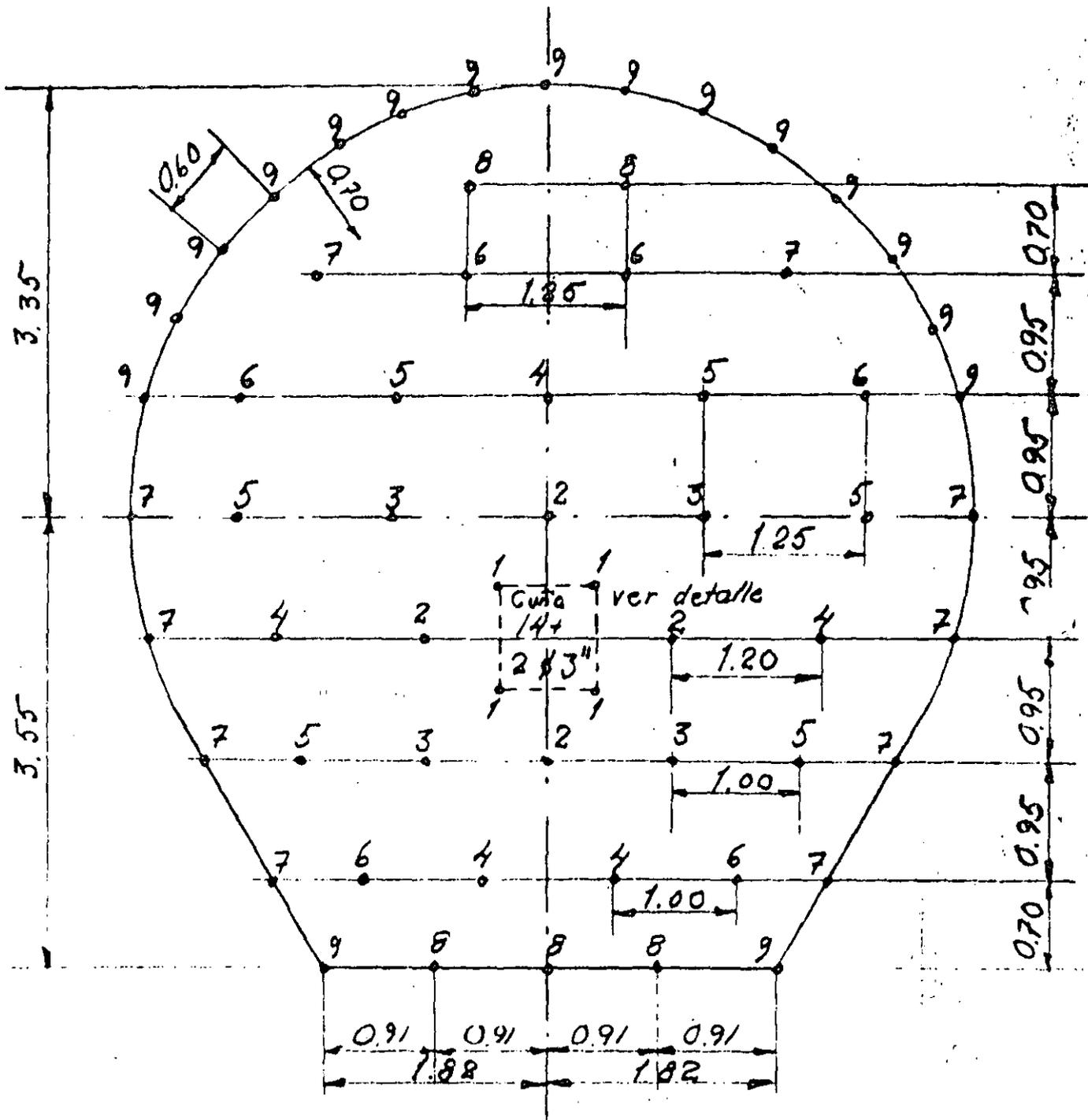








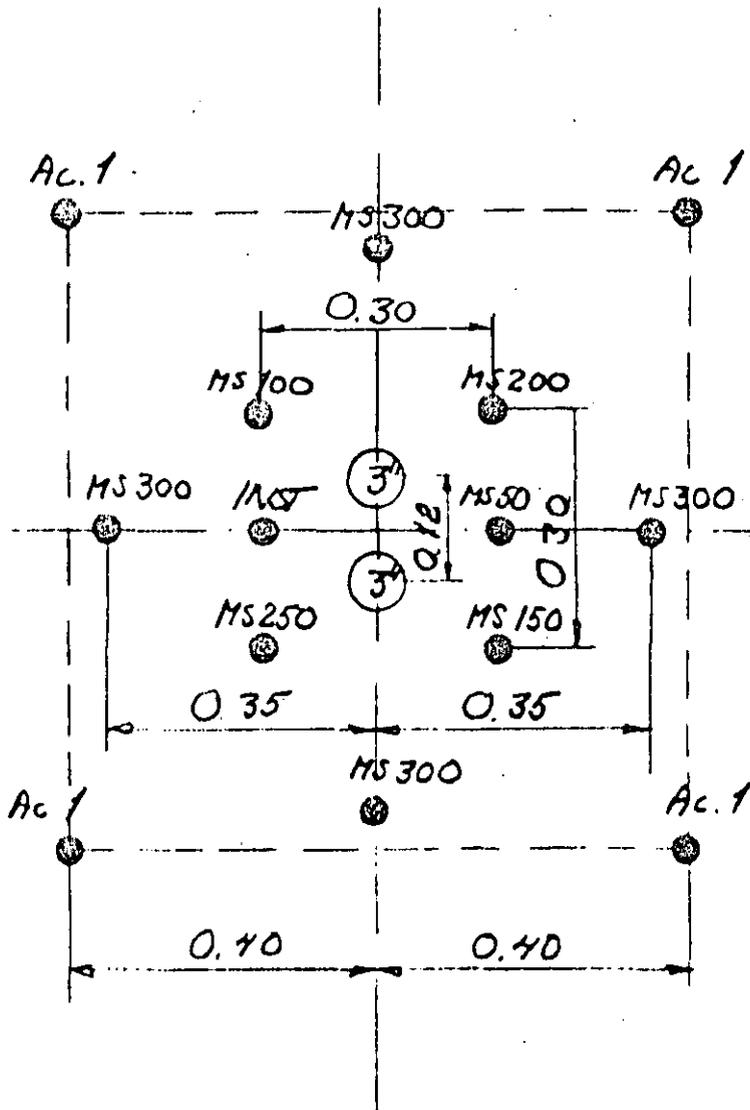
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 37 mm (SERIE 12)

NUMERO DE BARRENOS: 71 + 2 VACIOS

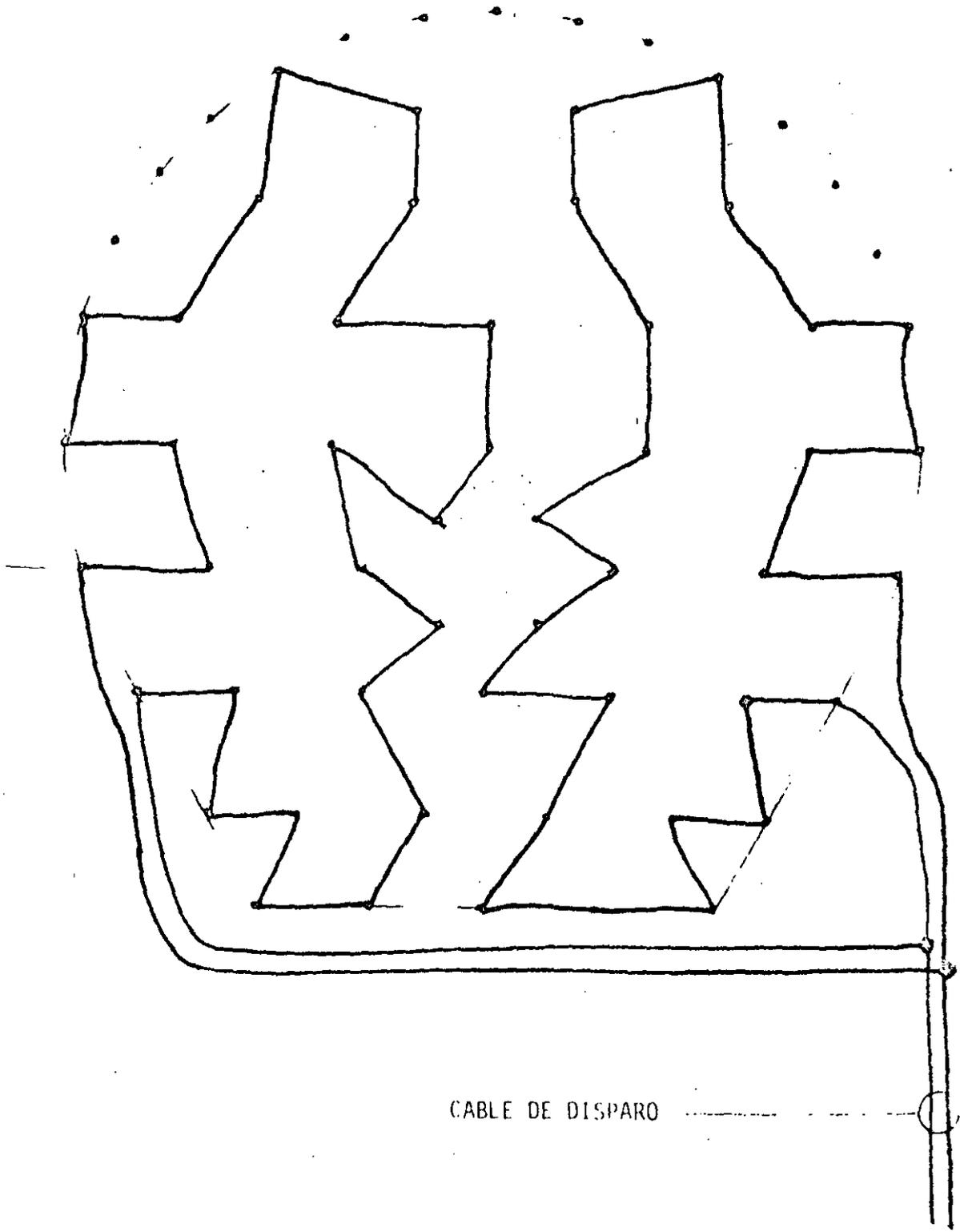
DETALLE DE LA CUÑA PARALELA
CON 2 BARRENOS VACIOS DE 3"



ESTOPINES: INST, MS y ACUDET MARK V

BARRENACION: 3/ mm (SERIE 12)

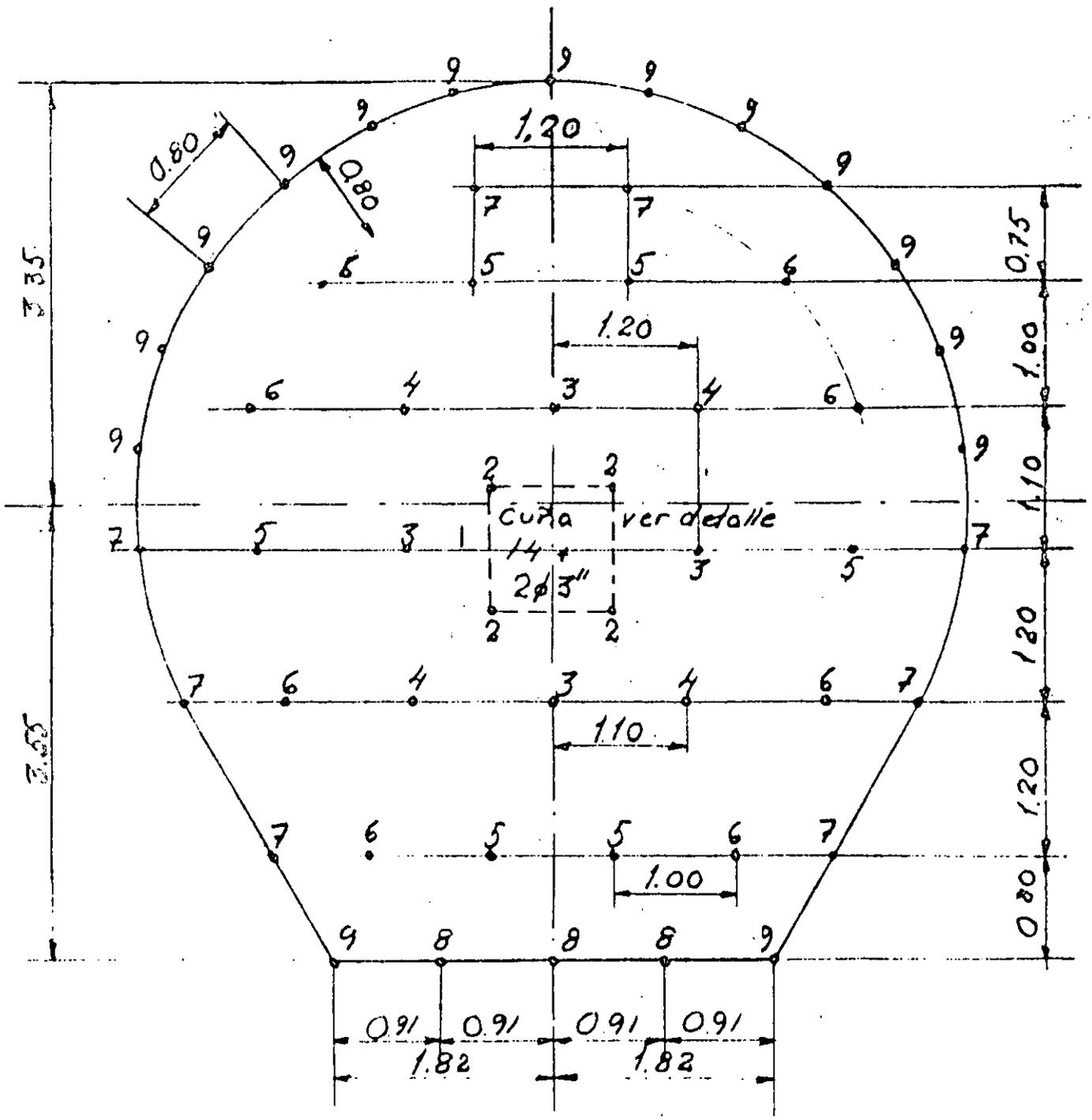
CONEXION DE LOS ESTOPINES



CABLE DE DISPARO

AL EXPLOSOR

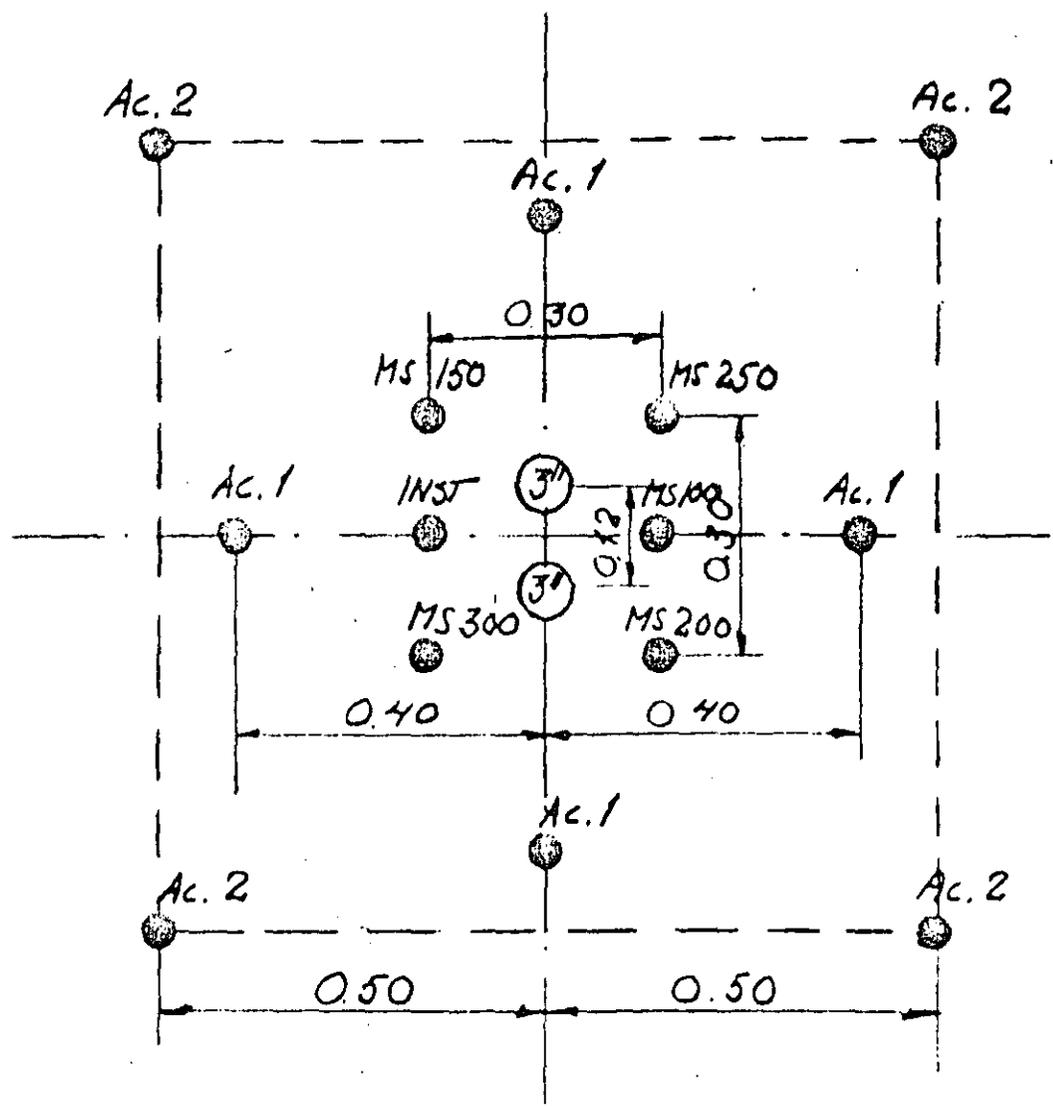
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 1 7/8" (48 mm)

NUMERO DE BARRENOS: 62 + 2 VACIOS

DETALIE DE LA CUÑA PARALELA
CON 2 BARRENOS VACIOS DE 3"



ESTOPINES: INST, MS y ACUDET MARK V

BARRENACION: 1 7/8" (48 mm)

La Salida.-
Equipo Sobre Vía
Ciclo de Trabajo

Datos.

Volumen de roca en banco por
voladura = 107.3 m³.

Avance por voladura = 2.90 m en promedio.

Avance programado por mes = 120 m.

Avance por día = $\frac{120}{25} = 4.8$ m en promedio

Avance por día = 1.20 X 4.8 \approx 5.80 m peak

Significa una voladura de 2.90 por turno de 10 horas.

Equipo

Jumbo de barrenación con 4 brazos, diámetro de barrenación 1 7/8"
Rezagadora con bote de 0.6 m³ (ejemplo: Atlas Copco LM 250 H.)

Locomotoras de 10 ton con motor de 75 HP.

Vagonetas Granby de 4.5 m³.

Distancia entre rieles 900 mm.

La vía desplazada a un lado y 2 cambios laterales (car passers),

Cambios fijos a 700 m de distancia

Cálculo

Barrenación

La voladura tiene 62 barrenos más 2 de 3". Cada barreno de 3" corresponde a 3 barrenos de 1 7/8". Entonces hay 62+2X3= 68 barrenos.

Barrenos por brazo = $\frac{68}{4} = 17$

Tiempo por barreno = 9 min.

Tiempo de barrenación 17 X 9 = 153 min

Topografía 15 "

Meter y sacar Jumbo 30 "

Carga $\frac{175.5}{6} + \frac{62 \times 0.5}{6} = 35$ "

Conexión y disparo 15 "

Ventilación 30 "

278 "

Tiempo reserva, 22 min.

Tiempo por voladura $278 + 22 = 300 \text{ min} = 5 \text{ horas}$

Rezaga

Volumen a rezagar por voladura = 107.3 m^3 .

Capacidad de la rezagadora = $25 \text{ m}^3/\text{h}$ en banco

Tiempo de rezaga = $\frac{107.3}{25} \times 60 = 258 \text{ min.}$

Meter y sacar rezagadora = 15 "

Tiempo reserva = 17

Total 300 min

Tiempo del ciclo total $5 + 5 = 10 \text{ h.}$

Para obtener la capacidad necesaria se tiene que contar con tiempo efectivo, es decir, que el cambio de turno se haga en el frente.

Túnel de Trabajo.

Equipo sobre llantas.

Ciclo de trabajo.

Datos.

Volumen de roca en banco por voladura = 107.3

Avance por voladura = 2.90 en promedio

Avance programado por mes = $2 \times 80 \text{ m}$

Avance por día y frente $\frac{80}{25} = 3.2 \text{ m}$ en promedio

Avance por día y frente = $1.30 \times 3.20 = 4.20 \text{ m peak}$
(más imprevistos con sistema de péndulo)

Significa = $\frac{4.20}{2.90} = 1.5$ voladuras de 2.90 por día.

Equipo

Jumbo de barrenación con 3 brazos, diámetro de barrenación 37 mm (serie 12)

Cargador sobre neumáticos con bote de 1.7 m^3 (ej. CAT 930).

Dumptorers de 18 ton (ej.: Kockums 412 T con doble manejo)

Cálculo

Barrenación

La voladura tiene 71 barrenos más 2 de 3". Con estas máquinas

cada barreno de 3" corresponde a 5 barrenos de 37 mm

Entonces hay $71 + 2 \times 5 = 81$ barrenos

Barrenos por brazo = $\frac{81}{3} = 27$

Tiempo por barreno = 6 min

Tiempo de barrenación = $27 \times 6 = 162$ min

Topografía 20 "

Meter y sacar jumbo 30 "

Carga $\frac{138.2}{4} + \frac{71 \times 0.5}{4} = 43$ "

Conexión y disparo 20 "

Total 275 "

Disturbios 25 "

Tiempo por voladura 300 " = 5 h

Tiempo de ventilación 30 " = 0.5 h

Tiempo

Rezaga

Volumen a rezagas por voladura = 107.3 m^3

Capacidad del cargador $22 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tiempo de rezaga = $\frac{107.3}{22} \times 60 = 293$ min

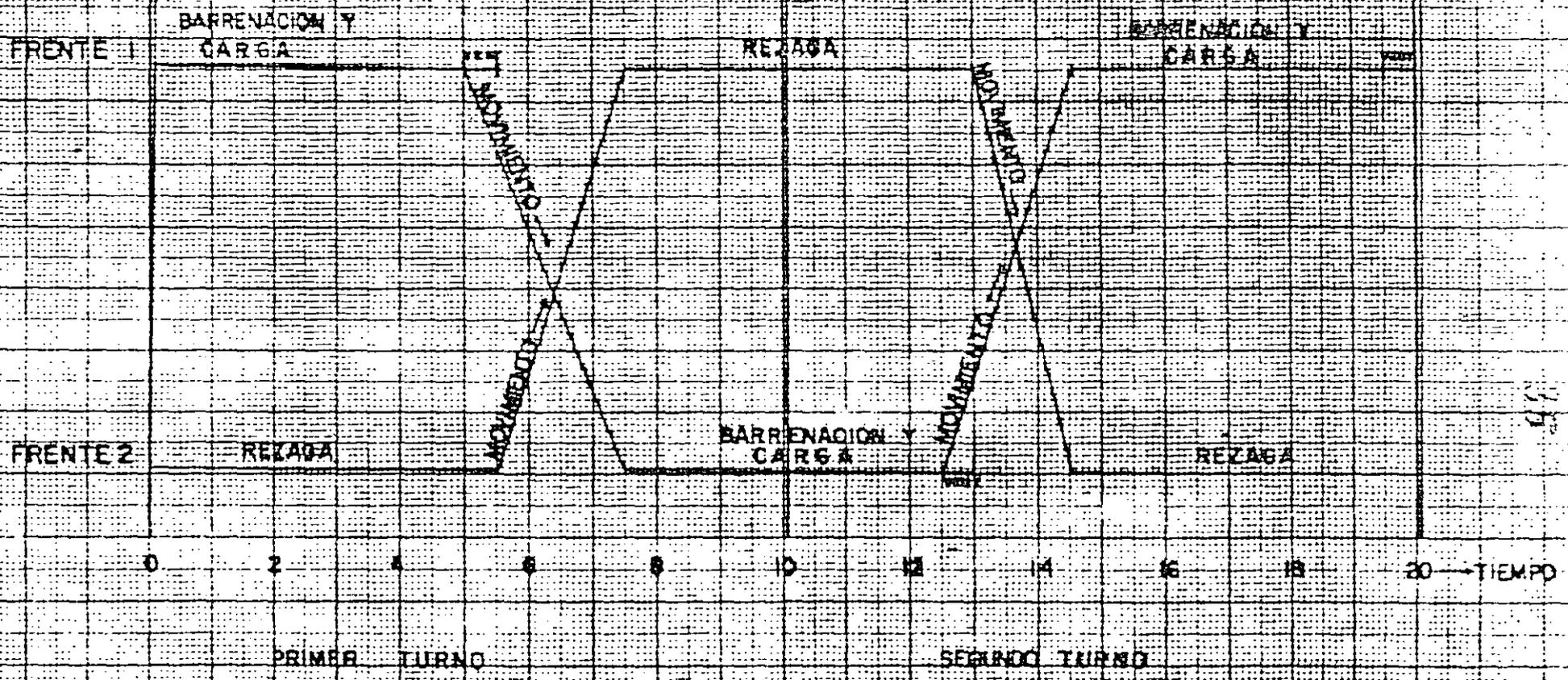
Meter y sacar cargador 10 "

Tiempo reserva 27 "

330 min = 5.5 h

EXCAVACION DE TUNELES CON SISTEMA DE FRENTE

AVANCE : 1.5 VOLADURA DE 2.50 MTS. POR FRENTERONDA



47



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

B I B L I O G R A F I A

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO
JUNIO 1985.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

THE ART OF TUNNELING. K. Szechy. Editorial Akademiai Kiado, 1970.

ESTIMATION OF SUPPORT REQUIREMENTS FOR UNDERGROUND EXCAVATIONS. - N. Barton, R. Lien and J. Lunde. Proceedings of the 16th. Symposium on Rock Mechanics. Minneapolis, Minnesota, September -- 1975.

THEORY OF ELASTICITY. S. Timoshenko and J. N. Goodier. Mc. Graw -- Hill.

FUNDAMENTALS OF ROCK MECHANICS. J.C. Jaeger. and N.G. Wood, Editorial Campman and Hall, Ltd.

LA MECANICA DE ROCAS EN MEXICO. Simposio de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A. C. Marzo 1982.

LA MECHANIQUE DES ROCHES. Editor Marc Panet. Association Amicale des Ingenieurs Anciens elevees de L'Ecole Nationale des ponts e - Chaussees.

PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONGRESSES OF THE INTERNATIONAL SO CIETY FOR ROCK MECHANICS.

First. Lisboa.
Second Beograd, 1970
Third Denver, Colorado 1974.
Fourth Montreaux, Suisse, 1979.

PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONGRESSES OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY.

First.
Second Sao Paulo, Brazil, 1972.
Third Madrid, España, 1978.

USE OF THE LONG-TERM STRENGTH CONCEPT IN THE DETERMINATION OF GRO- UND PRESSURE ON TUNNEL LININGS.

Proceed of the 3rd. INTERNATIONAL CONGRESSES of the ISRM. Denver 1974.

MECANICA DE ROCAS EN LA INGENIERIA PRACTICA. Stagg and Zienkiewicz. Editorial Blume

SMOOTH BLASTING. Nitro Nobel, Editado por Alfred Nobel's First -- Company.

EXPLORACION Y MUESTREO EN ROCA, Simposio de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, Octubre 1978.

ROCK SLOPE ENGINEERING I. Hoek and J.W. Bray. The Institution of Mining and Metallurgy London, 1977.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S.A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

EXCAVACIONES EN ROCA

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

GENERALIDADES.

En la construcción de túneles, sin el uso de explosivos, se usan generalmente 3 tipos de máquinas perforadoras, para diámetros que varían desde 3.00 a 9.00 m.

Una denominada ESCUDO, se usa generalmente en suelos blandos con poca cohesión, tiene una cabeza giratoria con elementos de corte reemplazables que efectúan el arranque del material. La cabeza es empujada por medio de gatos hidráulicos hacia el frente y el cuerpo de la máquina se encuentra protegido por un cilindro metálico que desliza contra las paredes de la excavación a medida que ésta se realiza.

Debido a la naturaleza de los terrenos en que los escudos son usados, es casi siempre necesario el ir soportando el túnel a medida que la perforación progresa. La forma más usual de soporte provisional o ademe es por medio de dovelas, generalmente de concreto, que van siendo colocadas formando anillos sucesivos a muy poca distancia de la parte posterior del cilindro metálico de protección. Los gastos de empuje longitudinal se apoyan en dichos anillos.

Un segundo tipo, corresponde a las máquinas con pluma y cortador en su extremo; éstas se verán al final. Por ahora nos ocupamos del 3er. tipo, la tunelera llamada TOPO.

TOPO MECANICO 6 MOLE.

Cuando el material por atacar consiste en una roca competente y buena capacidad para autosoportarse, máquinas perforadoras de agarre lateral son usadas. Las paredes de la excavación deben tener la capacidad de carga necesaria para soportar el empuje de los gatos de agarre que permiten el empuje longitudinal sobre la cabeza giratoria de la perforadora.

A este tipo de máquinas se les conoce con el nombre genérico de TOPOS (Mole en inglés).

Un topo consiste básicamente en lo siguiente:

Un cuerpo metálico muy robusto que se atraca contra las paredes de la excavación por medio de gatos hidráulicos; una cabeza giratoria con un número variable de cortadores troncocónicos, que también giran sobre su propio eje; un sistema de gatos que producen una presión de los cortadores de la cabeza giratoria sobre la frente que está atacando.

El giro de la cabeza se efectúa por medio de motores, eléctricos o hidráulicos, que accionan sobre una corona ligada a la cabeza por medio de una flecha.

En la mayor parte de los topos los motores se encuentran en la parte posterior, desplazándose junto con la cabeza al accionar los gatos de empuje, ya que la flecha pasa a través del cuerpo; en cada empuje el avance es de 55 a 60 cms.

El esquema No. 1 nos ilustra lo que se resumió antes.

Los cortadores que se encuentran en la cabeza presionan contra la frente girando su eje y produciendo un corte en la misma. La roca se rompe cuando el esfuerzo producido por el filo de un cortador excede al de ruptura de la misma.

Los cortadores pueden tener 1, 2 y hasta 7 pistas cortantes por lo que en la frente se tienen una serie de circunferencias de corte separados 2, 3, 5 ó más cms. - El producto -

del corte, en este caso la rezaga, está constituida por lajas y, dependiendo del tipo de roca, de un gran porcentaje de finos. Los cortadores perimetrales están protegidos por unos raspadores que están colocados delante de ellos e impiden una acumulación de material suelto, principalmente en el piso del tunel. La cabeza tiene unos cangilones que recogen la rezaga y la depositan en una banda transportadora, que se encuentra en la parte superior del topo, que la conduce hasta la zona de carga a las vagonetas o camiones, detrás del topo.

Una pantalla aísla la cabeza giratoria del cuerpo del topo para evitar, en lo posible el polvo. Agua es rociada sobre la frente con el fin también de bajar la cantidad de polvo.

Actualmente existen varias empresas dedicadas a la fabricación de topos.

En Estados Unidos de Norteamérica se tienen:

Robbins, Wughes, Jarva, Caldwell, Lawrence

En Europa:

Atlas Copco, Demag, Krupp, Wirth.

ELEMENTOS AUXILIARES.

El topo está provisto en su parte superior de una banda transportadora de rezaga que es cargada por medio de los cangilones de la cabeza y descarga en la tolva donde arranca otra banda transportadora, que puede aproximadamente ser de 100 m. de longitud, colocada sobre una estructura metálica formada por marcos transversales unidos entre sí. La estructura está provista de ruedas y va sobre rieles separados aproximadamente 2.00 m. (Anexo No. 2). La altura de los marcos es de 2.10 m. de manera que las vago-

netas extractoras de rezaga, que pueden ser de una capacidad de 10 m^3 en vía de 24" se colocan en número de 4 ó 5 dentro de la estructura y son cargadas a medida que van saliendo. Este sistema de carga de rezaga es bastante eficiente y puede utilizarse, y se utiliza, en un sistema convencional, en donde el topo es substituído por un Jumbo de barrenación - haciéndose la carga a la banda por medio de una rezagadora EIMCO o similar.

Aproximadamente a 10 m. de la parte posterior del topo se dispone de una estructura con brazos hidráulicos con el propósito de colocar el revestimiento del túnel, que puede estar formado por anillos de concreto reforzado, de 20 cms. de espesor y 1.25 m. de long., compuestos por 5 segmentos. En esta forma es posible llevar el revestimiento del túnel a 20 m. aprox. de la frente.

Toda la estructura que soporta la banda transportadora larga, así como el Jumbo erector de dovelas, transformadores, soldadoras, etc. es arrastrada por el topo - cuando este es colocado en posición de atacar (véase diagrama anexo 1). La energía eléctrica es conducida en 4160 volts hasta un transformador, que viaja con el topo, que la baja a 440 para alimentar los motores del mismo y otro que la baja a 110 para la iluminación - del remolque con la banda, y el uso de herramientas eléctricas.

Además de los motores que hacen girar la cabeza, se tienen motores para las bombas del sistema hidráulico que accionan los gatos de empuje y atraque, motores reductores de las bandas, y motor de la bomba de agua.

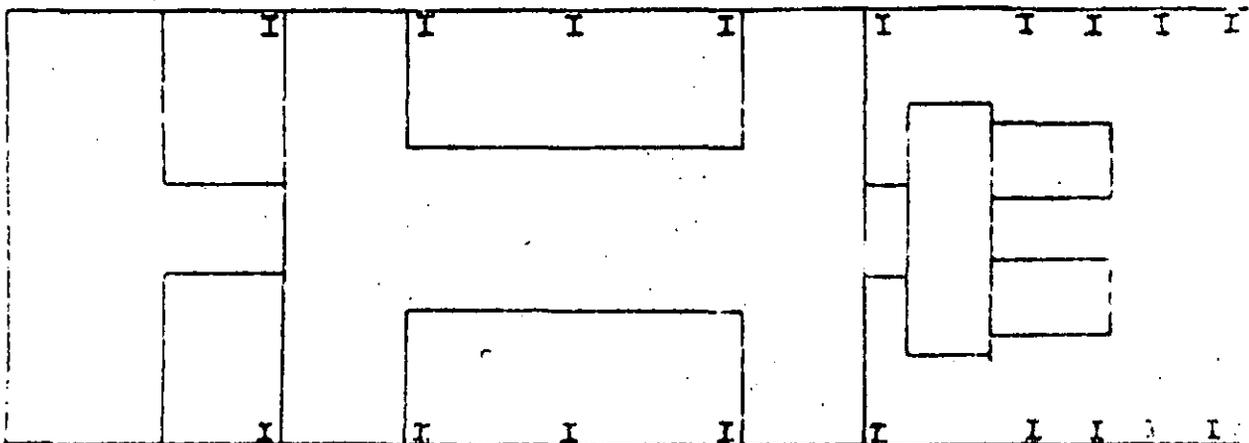
El operador del topo lo coloca en posición por medio de los gatos de atraque y ataca haciendo girar la cabeza y empujándola contra la frente. El par de torsión debido al corte lo controla con el amperímetro de los motores de giro. El empuje -

con un manómetro en el que se indican la fuerza o la presión.

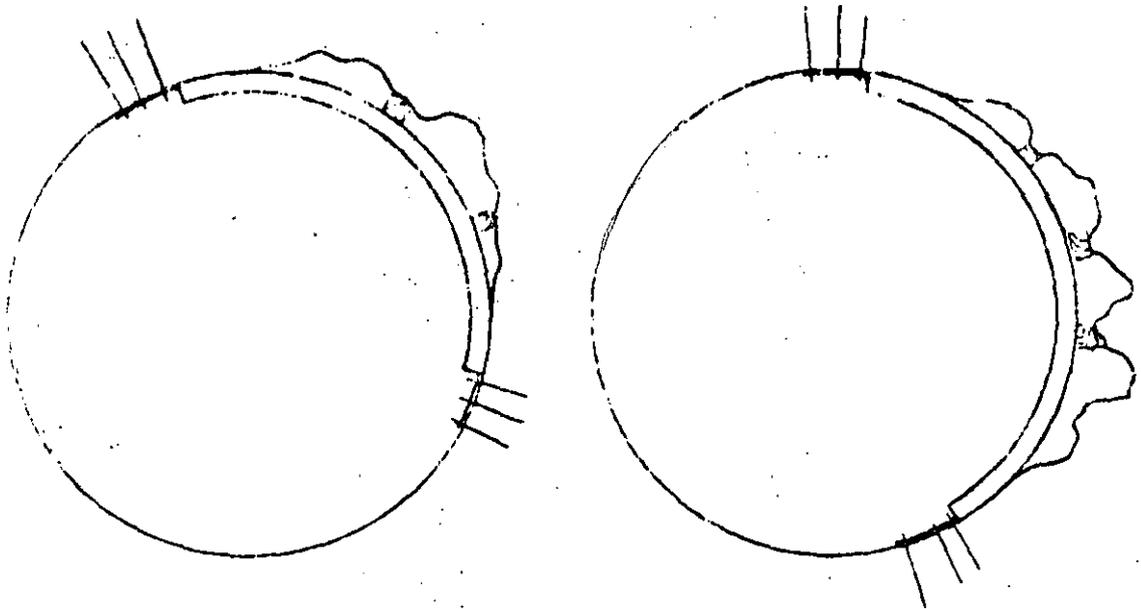
El alineamiento de la máquina se debe llevar por medio de un rayo Laser y es necesario tener operadores cuidadosos ya que al salirse de línea la máquina hay que describir curvas grandes para no trastornar la operación de la banda transportadora larga. Además el topo tiene tendencia a desviarse hacia un lado preferente dependiendo del sentido de la rotación de la cabeza.

El polvo es extraído de la frente hasta un ciclón el cual es conectado a la tubería de succión que llega hasta el topo. El volumen de aire movido es de 25.000 -- P.C.M. aproximadamente.

En el caso de presentarse alguna falla en el terreno pueden colocarse anillos circulares, casi siempre son suficientes perfiles I de 10 cm. (4"); deben ir en 4 segmentos para ser atornillados entre sí y puedan ser colocados unos en la zona ocupada por el topo, dejando espacio para el apoyo de las patas de atraque y colocando posteriormente anillos intermedios, si esto es necesario.



En muchas ocasiones es necesario colocar solamente parte del anillo, anclando sus extremos en la roca sana



En terrenos fracturados que producen piedras grandes, mayores por ejemplo de 25 cm., estas pueden atorarse rompiendo los cangilones o bien la tolva de la banda transportadora del topo.

Para minimizar los daños al sistema de rezaga es conveniente el poner una rejilla protectora que gire junto con la cabeza y que permita el paso de tamaños de roca que pueda asimilar el sistema de rezaga. Los cortadores sobresalen de esa rejilla más o menos 3 cms. Además es conveniente que por el sistema de rezaga pueda el mayor tamaño posible de roca.

En terrenos muy fracturados se ha ensayado una combinación de Escudo y Topo, al parecer con buenos resultados.

CORTADORES.

Se puede considerar a los cortadores como los elementos más importantes de la máquina

En general hay 2 tipos de cortadores *

- 1.- Con anillos lisos con endurecimiento superficial
- 2.- Con anillos insertos de carburo tungsteno.

En ambos casos el cuerpo del cortador es de acero forjado con dureza Rockwell 45 C y gira, sobre baleros, en una flecha sostenida en sus extremos por una sillera fija con la cabeza giratoria del topo (anexo No. 4.) El cortador es tronco cónico y su diámetro es variable (aprox. 25 cms.)

* Omitiendo los topos Atlas Copco y otros que tienen 3 ó 4 cabezas giratorias con insertos fijos pero reemplazables.

Los cortadores están colocados de modo que sus filos describan circunferencias concéntricas con la menor separación entre ellas (aprox. 2.5 cms.) Uno de los cortadores de forma especial queda en el centro.

En el caso del cortador con anillos estos pueden estar forjados de una pieza con el cuerpo del cortador ó bien pueden ser colocados en éste a presión y con puntos de soldadura. El número de anillos en un cortador puede variar de 1 a 5 ó mas pero en cualquier caso su sección es triangular y el filo cortante es endurecido superficialmente hasta alcanzar una dureza de 62 Rockwell C.

Estos cortadores de anillo o disco se ven y operan como un cortador de vidrio, el empuje del cortador contra la cara de la roca hace saltar esquirlas a ambos lados. Se usan principalmente en rocas suaves ó en circunferencias interiores de rocas medias ó du-

Los cortadores con inserto de carburo tungsteno pueden a su vez ser de dos tipos:

Dentados, con insertos grandes, con forma parecida a los antes descritos ó con botones pequeños de carburo tungsteno. Estos cortadores causan la fractura creando esfuerzos concentrados muy altos en la punta del diente ó del botón. Los insertos se hacen en cuerpos forjados, troncónicos, de dureza 45 R.C. y las hileras de dientes ó botones varían entre 2 y 7.

De los cortadores, los que ocupan la posición más crítica son los de la periferia, ya que van formando la pared y la frente y son los que mayor velocidad lineal tienen - pero pueden cambiarse a posiciones inferiores y ahí terminar su vida.

El cortador recibe una fuerza normal Q y al girar la cabeza ejerce sobre el terreno una fuerza cortadora C que es función de la primera. La fuerza C depende también de la distancia entre las diferentes circunstancias de corte descritas por los filos de los cortadores y de las propiedades mecánicas del terreno.

$$\text{El coeficiente de corte es igual a } K_c = \frac{C}{Q}$$

En donde Q es la fuerza normal por cortador, igual, aproximadamente, al empuje del ropo entre el número de cortadores.

P.F. Rad (Journal of the Geotechnical, Engineering División, Sept. 75) ha encontrado los siguientes valores.

Roca	K_c
Mármol	0.053
Caliza.	0.066
Granito	0.054
Cuarzita	0.039

EVALUACION DE LOS TOPOS.

Para tener una idea de la capacidad de los topos se puede hacer uso de varias de sus características conocidas y comparar, por ejemplo el empuje, la potencia o el par de la cabeza giratoria con el diámetro del túnel; o bien calcular el consumo específico de energía contra el esfuerzo de ruptura a la compresión axial de una roca determinado.

La determinación del C.E.E. permite valorar también la capacidad de la misma máquina en diferentes rocas o provista de diferentes cortadores.

A continuación se detallan los diversos aspectos de la evaluación y se dan gráficas (Mellor y Hawkes) con valores obtenidos para diferentes máquinas europeas y americanas.

EMPUJE AXIAL

El valor de este empuje debe ser suficiente para que el filo o el botón rompan la roca. Dentro de los límites impuestos por el diseño de los cortadores la velocidad de perforación de un topo depende del empuje axial y de la velocidad de rotación de la cabeza.

La mayoría de las máquinas actuales tienen velocidad constante así, que, para una formación de roca de una calidad dada la velocidad de avance depende del empuje axial.

En la Fig. 1 se tiene el empuje axial máximo contra el diámetro de la frente, obtenido en un buen número de máquinas. Los valores en esta y las gráficas siguientes, han sido obtenidos en México.

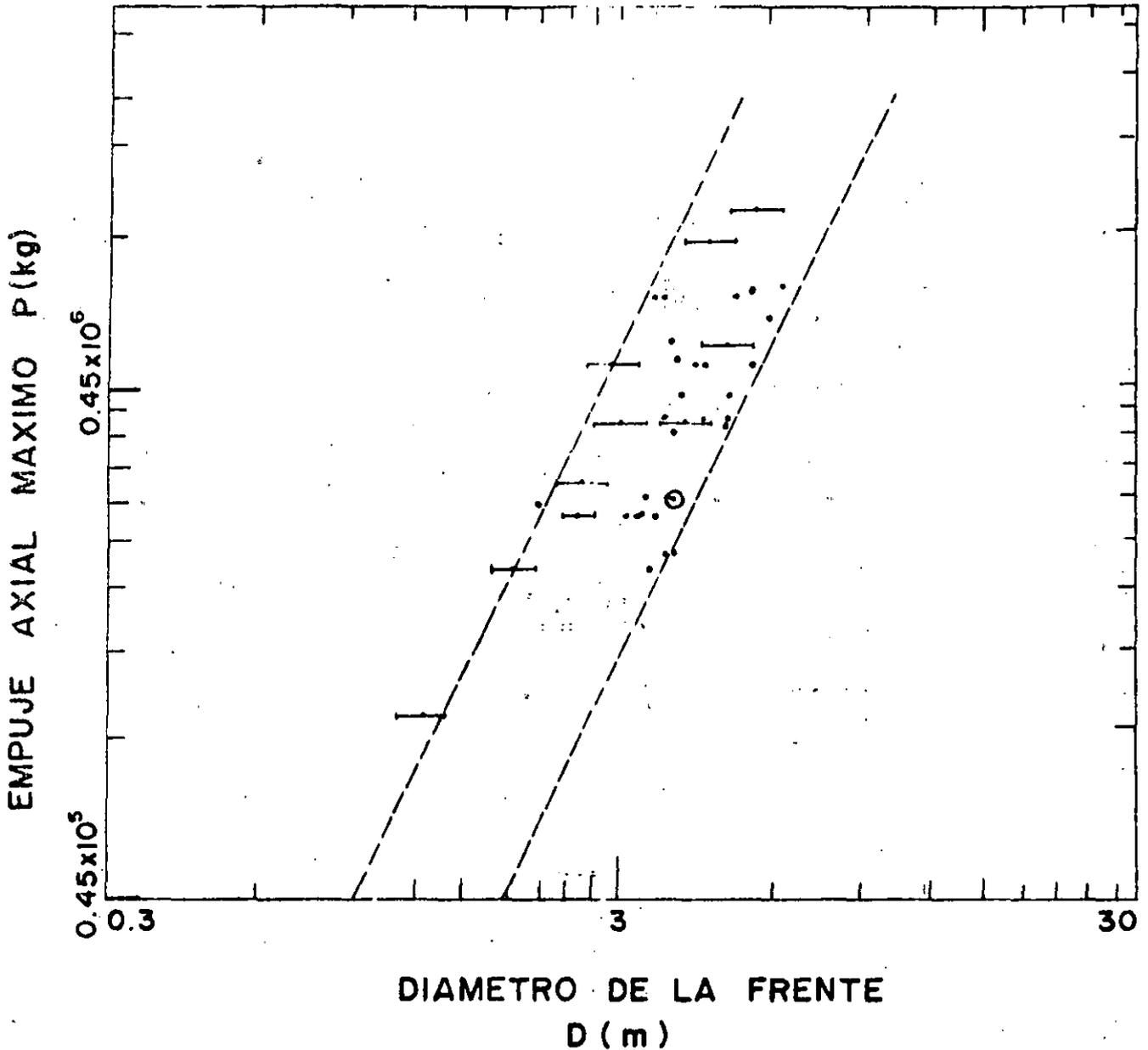


Fig. 1

DE LA FIGURA SE TIENE QUE

$E = K_E D^2$ en donde

E = Empuje en kgs.

D = DIAMETRO de la frente en m.

K_E = Constante de proporcionalidad que varia de 14 600 kgs/m² en maquinas para roca blanda y 54000 kgs/m² para rocas muy duras

El empuje máximo por cortador se encuentra dividiendo el empuje total entre el número de cortadores; un valor usual de empuje por cortador es de más o menos 14000 k.gs.

Potencia en la cabeza

Para romper la roca se necesita un empuje determinado y para hacerlo en forma continua se necesita que la cabeza gire, lo cual requiere potencia.

En conjunto el par de torsión y la velocidad de rotación determinan la potencia de la máquina.

Las velocidades de rotación generalmente constantes para una máquina dada, varían de acuerdo con su tamaño desde 1 o 2 R.P.M. en máquinas muy grandes hasta 12 RPM. en máquinas chicas; un valor usual en máquinas medianas es de 9 R.P.M.

En la figura 2 se indica el caballaje disponible en la cabeza de la máquina, para un gran número de ellas, en relación con el diámetro de la frente de ab. se obtiene la fórmula empírica.

$$P = K_p D^2$$

En donde

P = Potencia nominal en H.P.

K_p = constante de proporcionalidad con variación entre 20 y 70 kgs/cm²

PAR DE TORSION.

El par de torsión se puede obtener de

$$P = T N$$

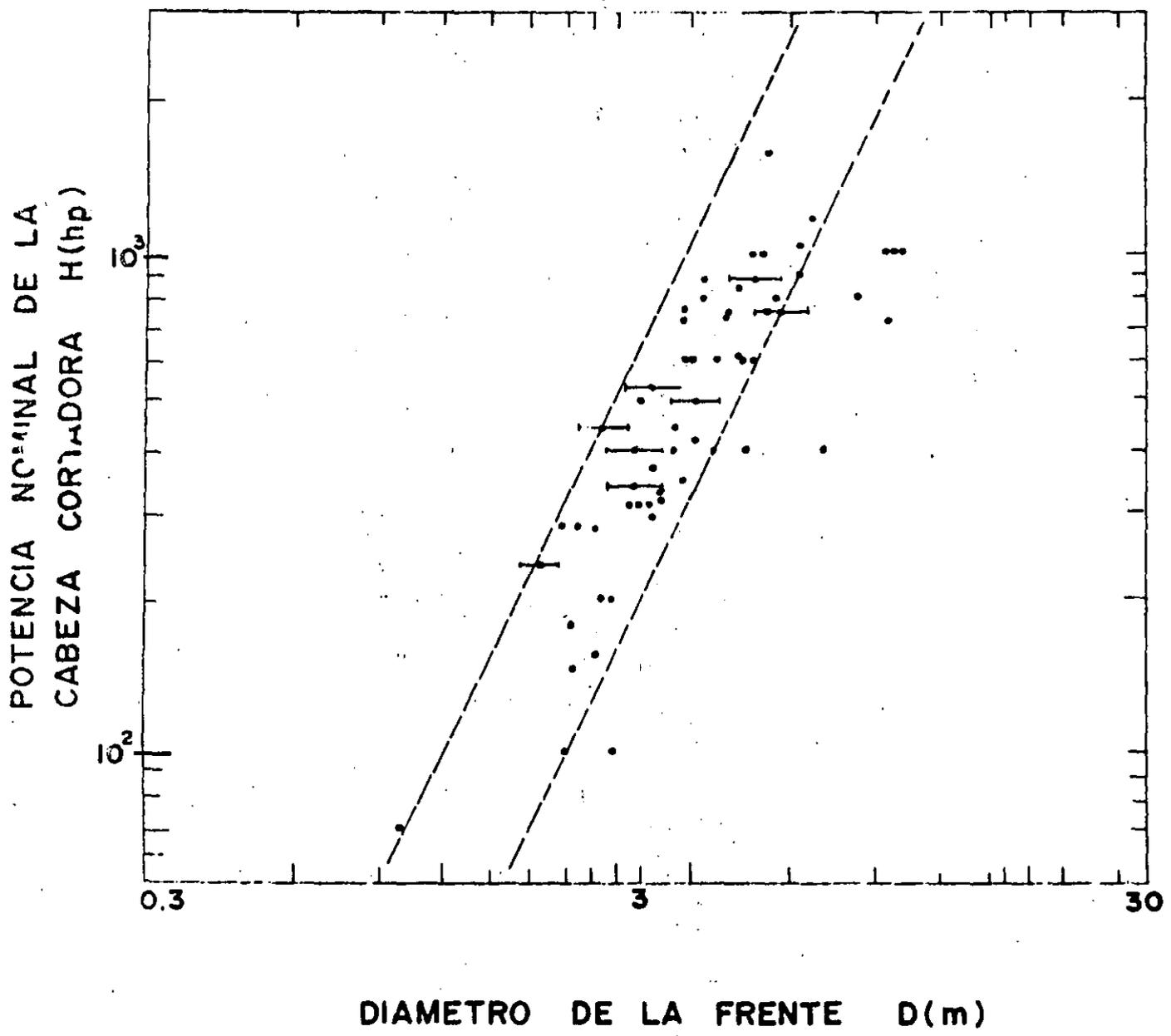


Fig. 2

en donde

T = Par de torsión kgs-m

N = Velocidad angular rad/seg

P = Potencia en kgs.-m/seg

También de la observación en un gran número de maquinas se ha obtenido la grafica de la fig. 3 en donde se trasa el par de torsión T como funcion del diámetro de la frente D

la ecuacion empirica correspondiente tiene la forma

$$T = K_T D^{2.3} \dots$$

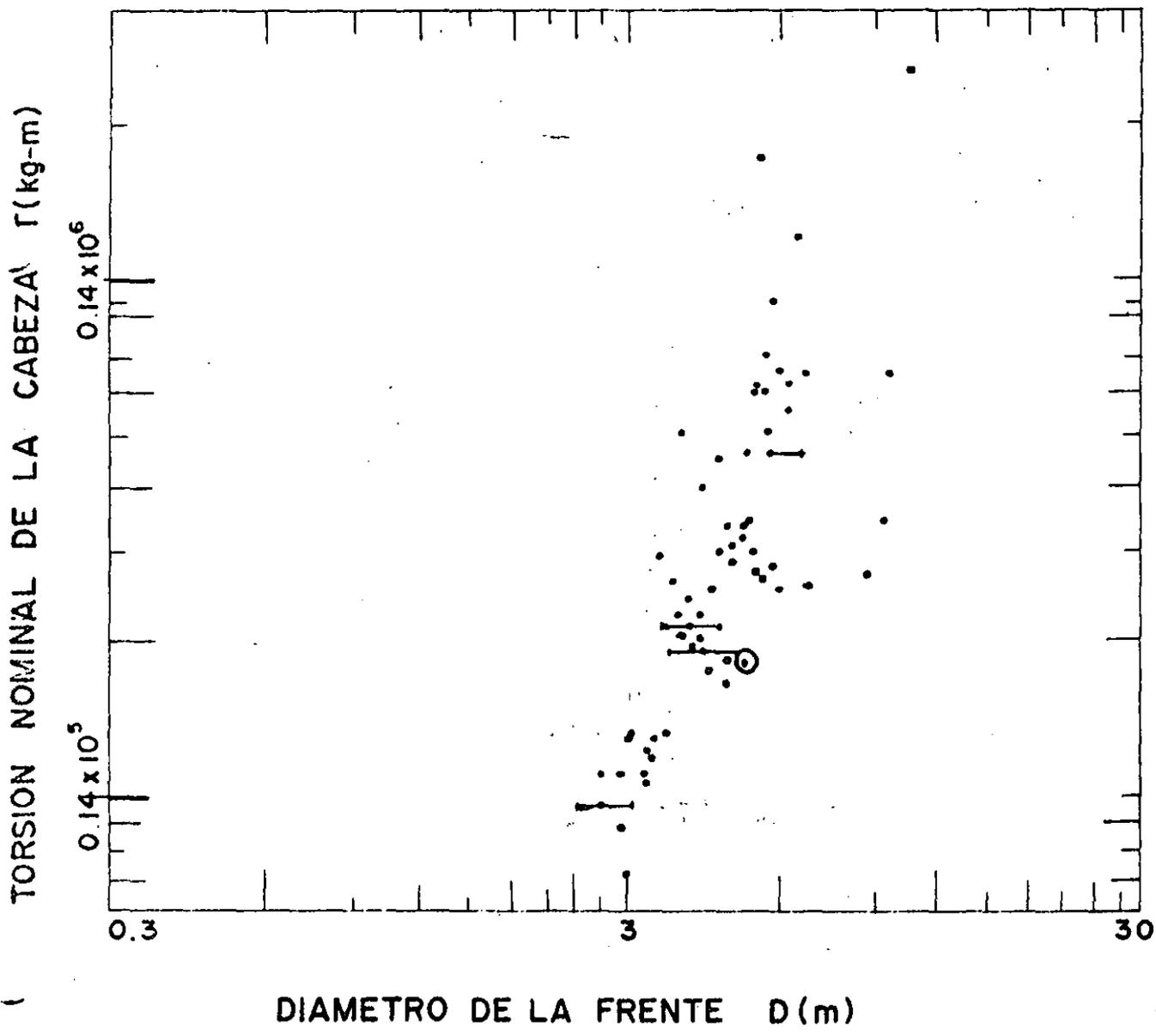


Fig. 3

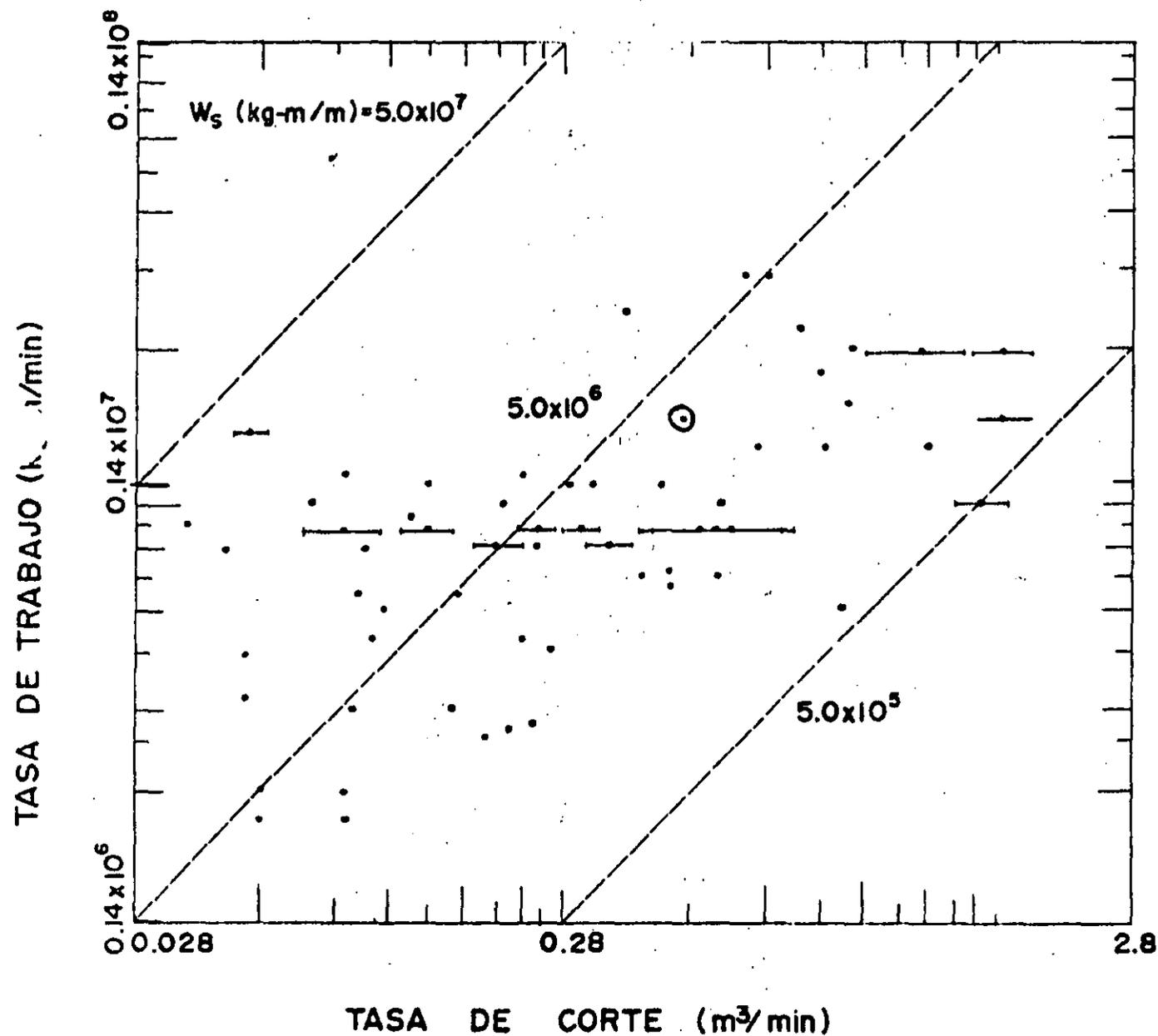


Fig. 4

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

De los factores más importantes para la calificación de los topes mecánicos, es el consumo específico de energía, esto es: la energía consumida al excavar un volumen unitario de roca.

Este valor puede obtenerse dividiendo la energía consumida por la cabeza giratoria entre el volumen excavado, en un tiempo determinado. Usando un sistema consistente de unidades la energía consumida en un minuto se daría en kgs-m/min. y el volumen excavado en m³/min., así que el consumo específico de energía tiene las unidades de esfuerzo Kgs/m².

En la Fig. 4 se tienen puntos correspondientes a máquinas en operación en un sistema cartesiano que tiene como abscisas los volúmenes cortados en m³/min. y como ordenadas el trabajo efectuado por minuto kgs-m/min. Las máquinas observadas por los autores de las gráficas tienen potencias que varían de 50 a 900 H.P. Las líneas diagonales corresponden a consumos específicos de energía de 5×10^5 , 5×10^6 y 5×10^7 kgs/m². Los puntos tienden a agruparse alrededor de la línea de los 5×10^6 kgs/m².

Una gráfica más interesante es la No. 5, en donde se comparan el consumo específico de energía en Kgs/cm² con esfuerzo de ruptura a la compresión axial de la roca atacada, en kgs/cm².

Las líneas diagonales corresponden a valores de un índice dado por el cociente del consumo específico de energía y el esfuerzo de ruptura a compresión simple de la roca, esto es $\frac{W_e}{\sigma_c}$; naturalmente este índice es adimensional, y en cierta forma

es un índice de rendimiento.

La mayor parte de los puntos caen dentro de los límites $W_e = 3.0$
 $y \frac{W_e}{\sigma_c} = 0.17$

GRAFICA 5.

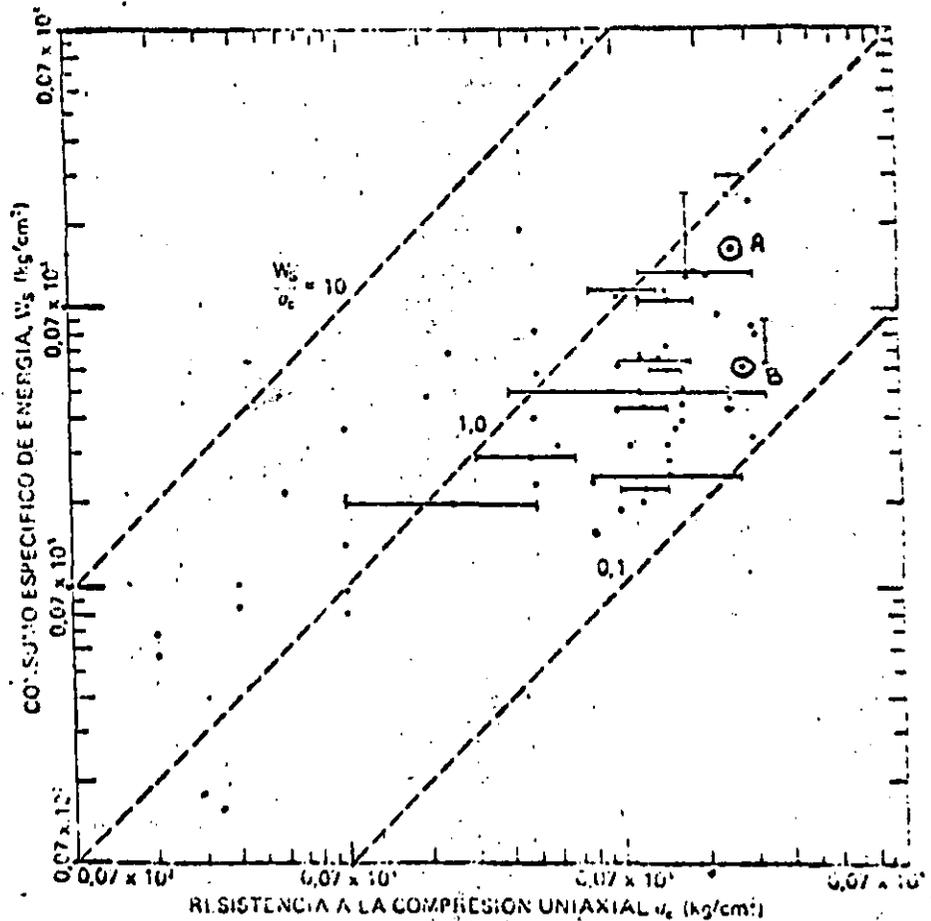


Fig. 5 Rendimiento de la máquina.

El índice de rendimiento de un topo determinado depende desde luego del esfuerzo de ruptura y de la dureza de la formación que está atacando sin embargo existe otro factor tan importante como estos y es el grado de fracturamiento de la formación.

Con objeto de tener un marco de referencia se da en la Tabla 1 - (Deere y Miller) una clasificación de rocas basadas en el esfuerzo de ruptura a la compresión simple.

TABLA 1

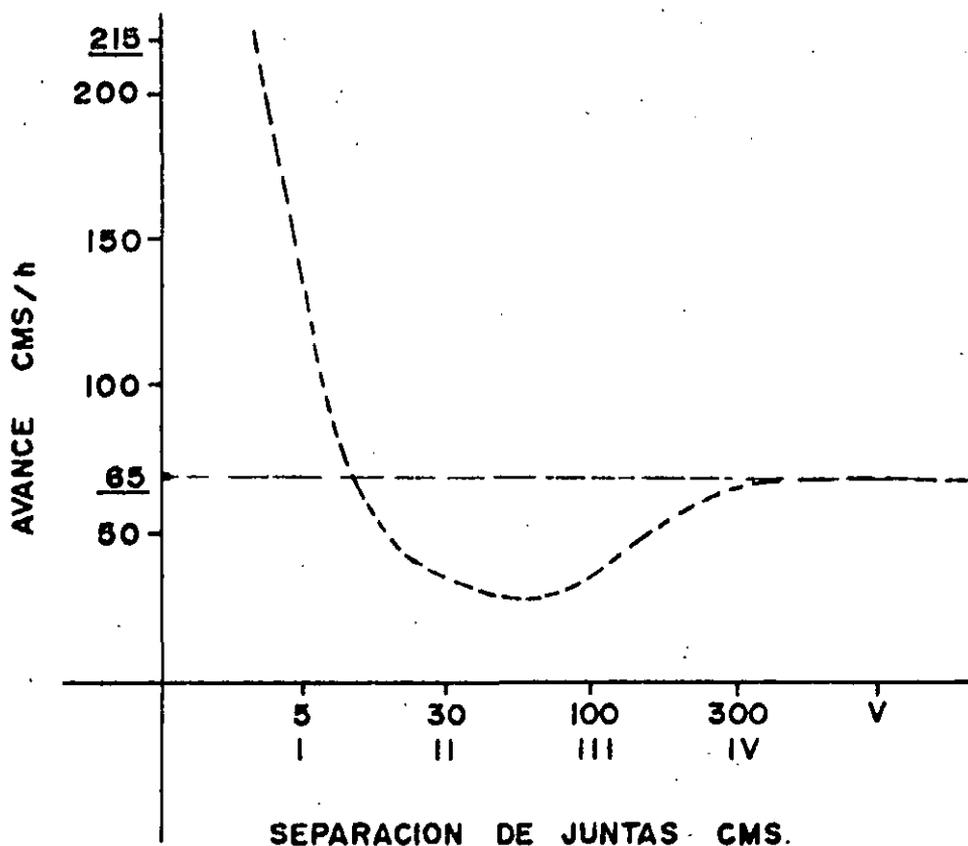
	Roca	Kgs/cm ²	
A	Muy alta resistencia	2250	Cuarzita Diorita Granito
B	Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C	Resistencia media	550 - 1125	Calizas Mármol
D	Resistencia baja	275 - 550	Areniscas Lutitas
E	Resistencia muy baja	- 275	Pizarras Limolitas.

La tabla No. 2 (Deere) proporciona una terminología de acuerdo con el espaciamiento de las fracturas.

T A B L A 2

Término	Espaciamiento. Juntas
I Muy cerrado	Menos de 5 cms.
II Cerrado	5 cms. a 30 cms.
III Moderadamente cerrado	30 cms. a 1.00 m.
IV Abierto	1.00 m. a 3.00 m.
V Muy abierto	Mayor que 3.00 m.

La importancia del grado de fracturamiento se pone de manifiesto en la grafica No. 1-17 en la que se comparan las velocidades de avance en cm^2/h , atacando, de la misma maquina y en rocas de esfuerzo de ruptura mas o menos igual a $2000 \text{ kgs}/\text{cm}$ pero con una diferencia grande en la separacion de las juntas.



ROCA B
 ALTA RESISTENCIA
 $G_c = 2000 \text{ kgs}/\text{cm}^2$

Ahora bien en el caso de rocas E, D y C en el rango inferior $\sigma_c = 550$ - kgs/cm^2 el método de excavación con topo puede competir con ventaja con el método tradicional sobre todo cuando el espaciamiento de las fracturas no corresponde al del número III de la tabla 2, ya que en ese caso durante el ataque se desprenden trozos de roca que no pueden pasar por los cangilones ó banda del topo ocasionando daños y pérdidas continuas de tiempo por reparaciones de la máquina. De una manera general al elegir un topo para excavar este tipo de materiales deberá tomarse muy en cuenta el tamaño máximo de piedra que puede extraer. El R.Q.D. (designación de la calidad de la roca) de la formación puede dar un indicio valioso de los tamaños de roca que se puede encontrar, está dado por el porcentaje de tamaños mayores de 10 cms. recuperados en una muestra.

En el caso de rocas A, B y C en su rango superior, si el espaciamiento entre juntas corresponde a los números IV y V de la tabla 2, se ha observado que la excavación con topo no compite ni en tiempo ni en costo con el método convencional. Esto es debido, en forma prácticamente determinante a que los cortadores no resisten durante mucho tiempo las condiciones severas impuestas por el corte en este tipo de rocas. Sin embargo hay casos en que resulta ser el único medio para perforar, sobre todo en ciudades con subsuelos de estas características, en donde el uso del método convencional presenta graves inconvenientes.

La excavación con topo va dejando al túnel con la apariencia de revestido, no hay sobreexcavaciones apreciables, es posible el uso de revestimientos prefabricados y, en buen número de casos, se puede prescindir de estos; la seguridad es máxima. La comparación entre el costo de un túnel usando uno u otro método, debe hacerse teniendo en cuenta todos estos factores, lo que conduce prácticamente a comparar

el costo por metro lineal de dos tuneles equivalentes en cuanto al servicio prestado pero quizá diferentes en cuanto a sección volúmenes extraídos, revestimientos, etc.

TUNELES CON TOPO MECANICO (MOLE)

CASO PARTICULAR

En México se ha operado un Topo con las siguientes características:

MARCA	-	JARVA
MODELO	-	MK-11-12
PESO TOTAL	-	60 Tons.
DIAMETRO	-	3.66 m. (12')
EMPUJE	-	254 Tons
ATRAQUE	-	720 "
POTENCIA	-	375 H.P. (3 motores de 125 H.P., 1750 RPM)
VOLTAJE	-	440 V.
VELOCIDAD	-	
ANGULAR	-	10.7 R.P.M.
PAR MAXIMO	-	25 000 kg-m.
No. CORTADORES		23 Pzas.

La información que a continuación se maneja, ha sido obtenida mediante el empleo de un sistema de control, detallado en el anexo 3, que ha permitido obtener en forma sistemática los rendimientos efectivos de la máquina, su disponibilidad, así como las eficiencias en la operación en dos niveles. Se ha llevado también control de los cortadores empleados, obteniéndose, para cada uno de ellos, la duración en horas y los metros avanzados.

También se han sacado corazones de roca, determinándose en ellos propiedades mecánicas tales como: esfuerzo de ruptura a compresión simple, módulo de elasticidad tangente, dureza escala shore abrasión, etc.

La descripción de la máquina, sistema de carga y extracción de rezaga corresponden a lo que antes se indicó. En lo que sigue se verá como encaja esta máquina en el contexto general, sus rendimientos, consumos específicos de energía y en general su comportamiento.

Por lo que se refiere a las características intrínsecas de la máquina, se tiene lo siguiente:

a).- Empuje axial:

Se tiene $E = 254\,000$ Kgs; $D = 3.66$

$E = K_e D^2$ de donde:

$$K_e = \frac{E}{D^2} = \frac{254\,000}{3.66^2} = 18961 \text{ kgs/m}^2$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1

b).- Potencia nominal en la cabeza.

$P = 375$ H.P.; $D = 3.66$

$$K_p = \frac{P}{D^2} = \frac{375}{3.66^2} = 28 \text{ H P/m}^2$$

Punto en la gráfica 2.

c).- Par de torsión nominal en la cabeza.

$T = 25\,000$ kgs-m.

$D = 3.66$ m.

$$K_t = \frac{T}{D^{2.3}} = \frac{25\,000}{3.66^{2.3}} = 1265 \text{ kgs/m}^{1.3}$$

Con punto en la gráfica 3.

Los valores obtenidos y los puntos localizados en las gráficas dan idea de si las características principales de un tipo están balanceadas.

APLICACION.

Esta máquina se ha empleado en la perforación de dos clases diferentes de terreno.

Caso A).- Tunel en Baja California Norte en roca granítica de alta resistencia correspondiente al grado B de la Tabla 1, con esfuerzo de ruptura a la compresión simple de 1800 kgs/cm², dureza shore 80; módulo de elasticidad relativo promedio bajo; el fracturamiento corresponde, en términos generales a un V de la tabla 2.

Como elementos que pueden servir para la obtención del costo, se dan los resultados medios, obtenidos en la perforación de 700 m. de tunel mediante el sistema de control mencionado antes y que son, entre otros los siguientes:

1.-	Velocidad de avance en tiempo efectivo de ataque.	0.65 m/h.
2.-	Demanda media en cada motor a 440 Volts.	85 amps.
3.-	Empuje medio.	185 Tons.
4.-	Equipo fuera de disponibilidad en % del tiempo programado	55 %

- 5.- Pérdidas de tiempo por falta de materiales, personal, energía. 13%
- 6.- Porcentaje del tiempo total, empleado en acomodar el topo, prolongar instalaciones de aire, ventilación y agua, falta transporte de rezaga. 10 %
- 7.- Porcentaje del tiempo total empleado en ataque. 22 %

Por lo que a los cortadores se refiere, - se usaron de las marcas Jarva, Kenametal, Reed y anillos Robbins colocados en cuerpos Jarva, en las siguientes cantidades.

- a).- 103 cortadores Jarva y Kenametal con insertos de carburo tungsteno con precio promedio de 2 600.00 Dlls por cortador.
- b).- 301 Cortadores Jarva de disco endurecido - con precio promedio de \$ 750.00 Dlls. por cortador.
- c).- 36 Cortadores Reed con botones de carburo tungsteno con precio medio de 3 500.00 - Dlls por cortador.

Asimismo, los rendimientos medios por cortador fueron los siguientes:

- A).- Cortadores Jarva y Kenametal con carburo tungsteno:
 Vida media 100 h.
 Avance. 65 m.

B).-	Cortadores de disco	Vida media	52 h.
C).-	Cortadores Reed con carburo Tungsteno:	Vida media Avance.	163 h. 80 m.

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA.

POTENCIA APLICADA.

Este topo dispone de 3 motores con una potencia de 125 H.P. cada uno y trabajan con 440 Volts de tensión.

Para tener la potencia máxima, cada motor necesita un empuje determinado, obtenido como sigue.

$$P = 125 \text{ H.P.} = 125 \times 746 = 93250 \text{ Watts.}$$

Y además, para el caso de un motor trifásico:

$$P = \sqrt{3} V A$$

En donde :

P= Potencia en Watts.

V= Voltios

A =Amperes

$$A = \frac{P}{\sqrt{3} V} = \frac{93250}{\sqrt{3} \times 440} = 122.5 \text{ amps.}$$

Sin embargo la demanda media de los motores fué de solamente 85 amps. es decir que la potencia empleada solo fué de un 70% de su capacidad.

Al aumentar un empuje se aumenta la fuerza normal a la frente y como consecuencia la fuerza de corte, el par de giro y la potencia. El empuje medio de 185 tons. fué el máximo que pudo aplicarse ya que con uno mayor los cortadores se terminaban rápidamente. De lo anterior se concluye que: en rocas duras, abrasivas, de alta resistencia y sin fracturamiento apreciable la potencia de corte aplicada está limitada por el empuje axial y este a su vez, por la capacidad de los cortadores para realizar su función sin un desgaste demasiado rápido o rupturas prematuras.

Así pues, en las condiciones usuales de trabajo la potencia nominal en la cabeza vale

$$P = 85 \text{ amps} \times 440 \text{ Volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 19\,4\,336 \text{ watts}$$

Para localizar un punto en la gráfica No. 4, se calculará el trabajo en kgs-m. realizado en un minuto.

Recordando que

$$\begin{aligned} 1 \text{ watt} &= 1 \text{ julio/seg} = 1 \text{ newton metro/seg.} \\ &= \frac{1}{9.81} \text{ kgs-m/seg.} \end{aligned}$$

El trabajo efectuado en 1 minuto vale

$$W = 194\,336 \times \frac{60 \text{ seg}}{9.81} = 1\,183\,599 \text{ kgs-m/min.}$$

A la velocidad de 0.65 m/h el volumen excavado en 1 min. vale

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4\pi} \times \frac{0.65}{60} = 0.114 \text{ m}^3/\text{min.}$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 4.

El consumo específico de energía en kgs/cm², es:

$$W_e = \frac{1\ 188\ 599 \times 100 \text{ kgs-cm}^2/\text{min.}}{113\ 976 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 1042.82 \text{ kgs/cm}^2$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con $\sigma_c = 1800 \text{ kgs/cm}^2$

$$\frac{W_e}{\sigma_c} = \frac{1042}{1800} = 0.58$$

Siendo este tipo de velocidad angular constante, como son la mayoría el par de torsión es función únicamente de la potencia, ya que:

$$P = T\omega$$

En donde :

T = Par de Torsión

ω = Vel. ang. en rad/seg.

En este caso

$$T = \frac{P}{\omega} = \frac{194336}{9.81} \times \frac{60 \text{ seg}}{2\pi \times 10.7} = 17679 \text{ kgs-m.}$$

Un tipo de velocidad variable tiene la ventaja de aumentar o disminuir el par y conjugarlo con el empuje para lograr una mejor eficiencia.

Caso B) Tunnel en Molango, Hgo. para mina de manganeso, en roca con esfuerzo medio de ruptura a la compresión simple de 1900 kgs/cm², dureza shore 73.5; módulo de elasticidad: alto.

El fracturamiento corresponde, en términos generales al I de la tabla

2.

Los datos obtenidos son los siguientes:

1.-	Velocidad de avance.	2.17 m/h.
2.-	Demanda media por motor.	115 amps.
3.-	Empuje axial (900 lbs/pulg ²)	1128 Tons.
4.-	Equipo fuera disponibilidad en % del tiempo total.	45 %
5.-	Pérdidas de tiempo por falta de personal, materiales, energía	8 %
6.-	Porcentaje del tiempo total empleado en acomodar topo, instalaciones, falta de transporte de rezaga (16%)	24 %
7.-	Tiempo empleado en ataque.	23 %

Los cortadores usados han sido únicamente de 3 discos, marca Jarva, - con precio de 1100.00 Dlls. por cortador y su duración promedio ha sido de 170 h. y 369 m. teniendo todavía un 20% de vida, así que:

$$\text{Vida probable} \quad \frac{170}{0.80} = 212 \text{ h.}$$

$$\text{Metros} \quad " \quad = 460 \text{ m.}$$

CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA

POTENCIA APLICADA.

Como antes se vió, la demanda de 1 motor del topo a la potencia máxima - es de 122 amps. y en este material la demanda media es de 115 amps. por motor, es decir se está empleando un 94% de la potencia nominal de la máquina

El empuje axial es, un promedio de 128 tons. Se observa que, contrariamente a lo que ocurría en el caso A, la potencia de la máquina limita el valor del empuje. Este cambio en las características de la operación se debe casi por completo al grado de fracturamiento del terreno, en este caso muy favorable, lo que incrementa el rendimiento un poco más de 3 veces, a pesar de que la roca en si es tan resistente y dura como en el caso A.

La potencia nominal en la cabeza vale ahora:

$$P = 115 \text{ amps.} \times 440 \text{ volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 262925 \text{ watts.}$$

$$P = \frac{262925}{746} = 352 \text{ H.P.}$$

El trabajo realizado en 1 minuto:

$$W = 262925 \times \frac{60}{9.81} = 1608104 \text{ kgs-m/min.}$$

y a la velocidad de corte de 2.17 m/h. el volumen excavado en 1 minuto

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4\pi} \times \frac{2.17}{60} = 0.3805 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Valores que permiten localizar el punto correspondiente en la gráfica 4

El consumo específico de energía en kgs/cm²., es:

$$W_e = \frac{1608\ 104 \times 100}{380505} \quad 422.6 \text{ kgs/cm}^2.$$

El consumo específico de energía es casi 2.5 veces menor. El punto correspondiente aparece en la gráfica 5.

Por supuesto el par es mayor que en el primer caso.

PERSONAL DE OPERACION:

El personal de operación, del topo y equipo de rezaga, es más o menos el siguiente. (por turno):

Jefe de frente	1
Operador topo	1
Maniobristas	2
Ayudantes maniobristas	2
Cabo instalaciones	1
Ayudantes.	5
Mecánico.	1
Ayudante mecánico.	1
Electricista.	1
Ayte. electricista.	1
Soldador	1
Locomotorista.	1
Ayudante.	1

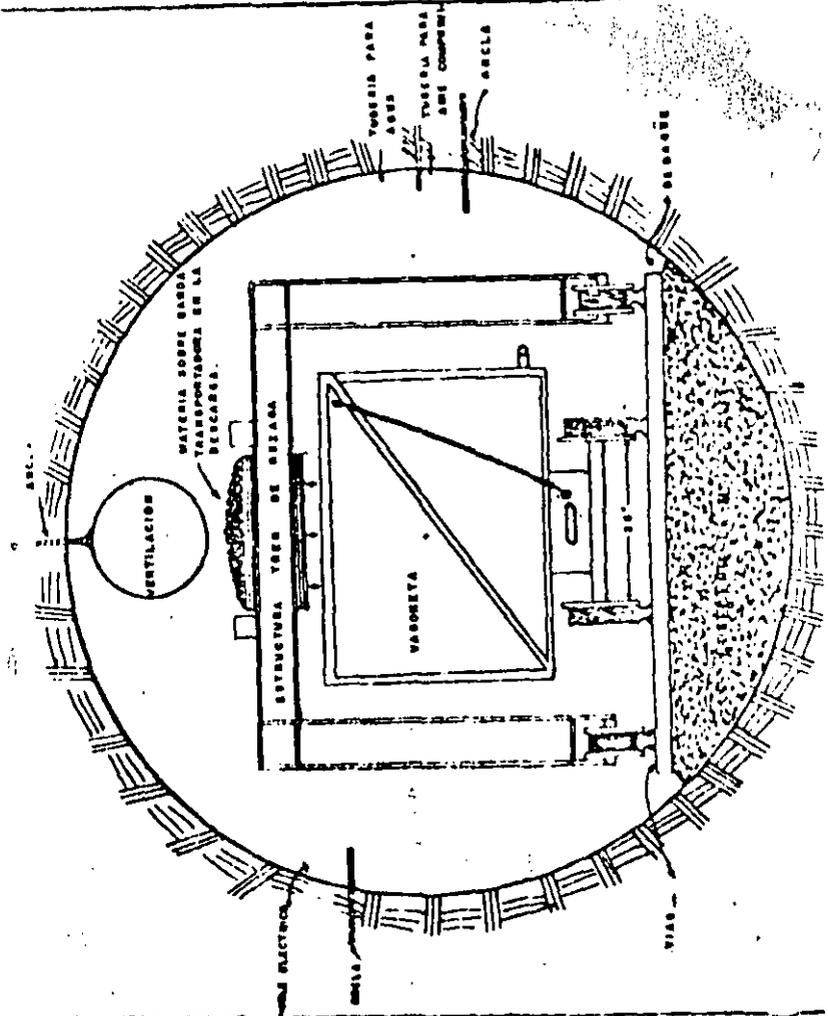
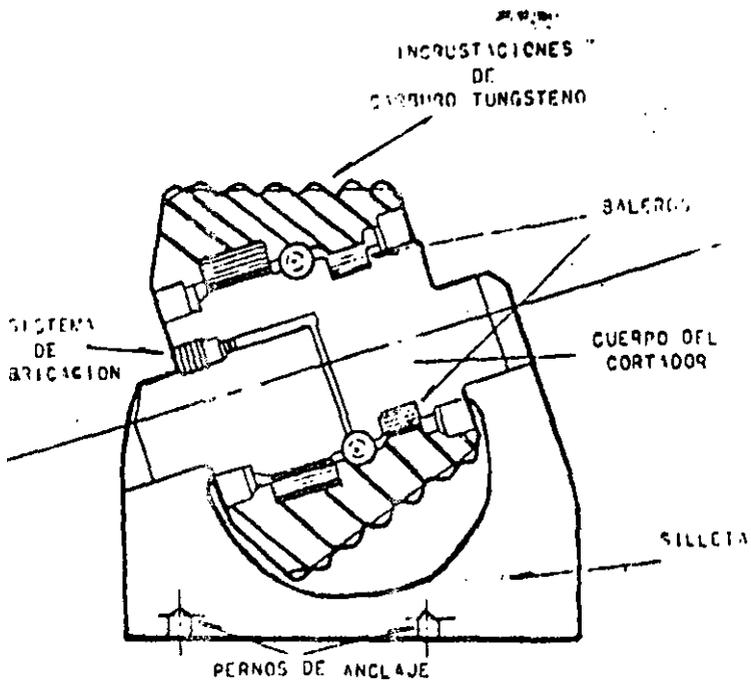
En términos muy generales se puede decir lo siguiente:

1.- El empleo de topos resulta adecuado en formaciones de rocas de resistencia media, en su rango inferior, D y E, de resistencia baja o muy baja (tabla No. 1) teniéndose dificultades si el espaciamiento de juntas cae por los grados II y III de la tabla 2.

2.- En cualquier caso debe preferirse una máquina que pueda extraer los ramaños más grandes de roca posibles.

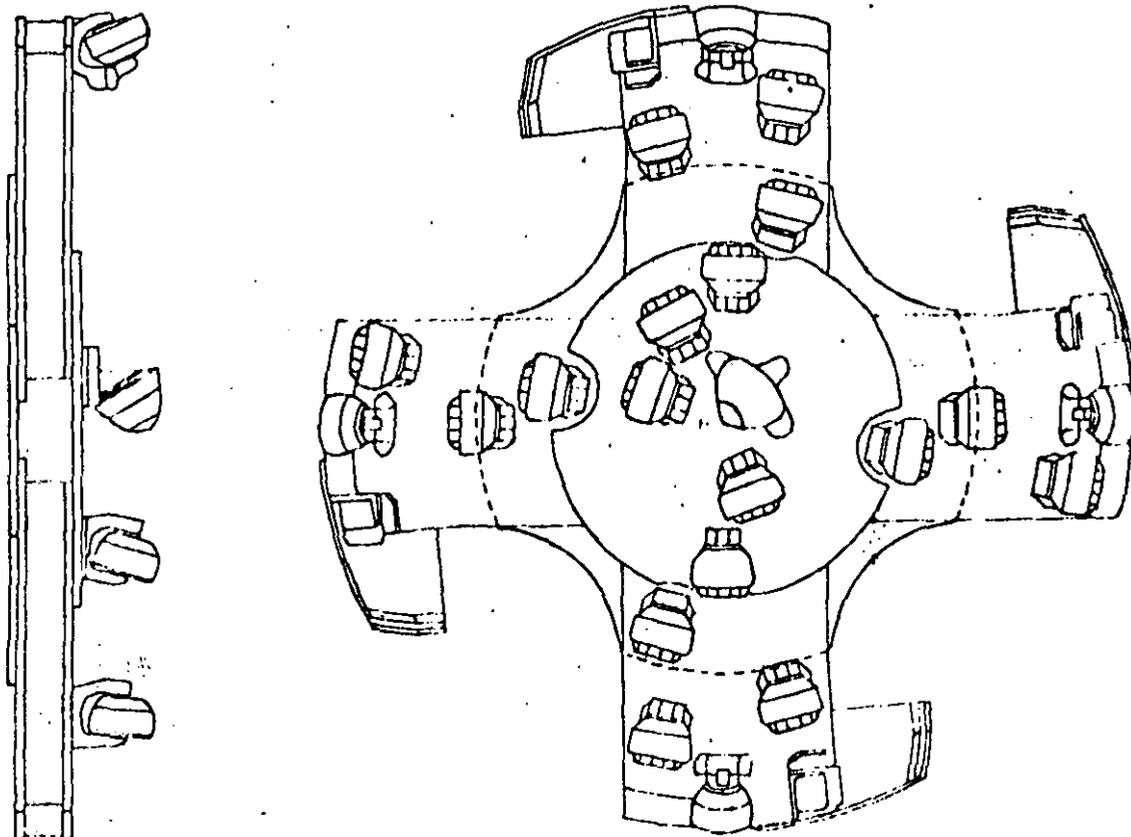
3.- Es más conveniente una máquina con motores hidráulicos con el fin de tener velocidad variable en la cabeza.

4.- Salvo situaciones especiales, en donde costo y tiempo pasan a segundo término, actualmente y debido principalmente a los cortadores, los TOPOS no son económicamente utilizables para atacar rocas de resistencias medias altas, altas o muy altas (C, B y A de la tabla 1.) y que además y con un alto R.Q.D.



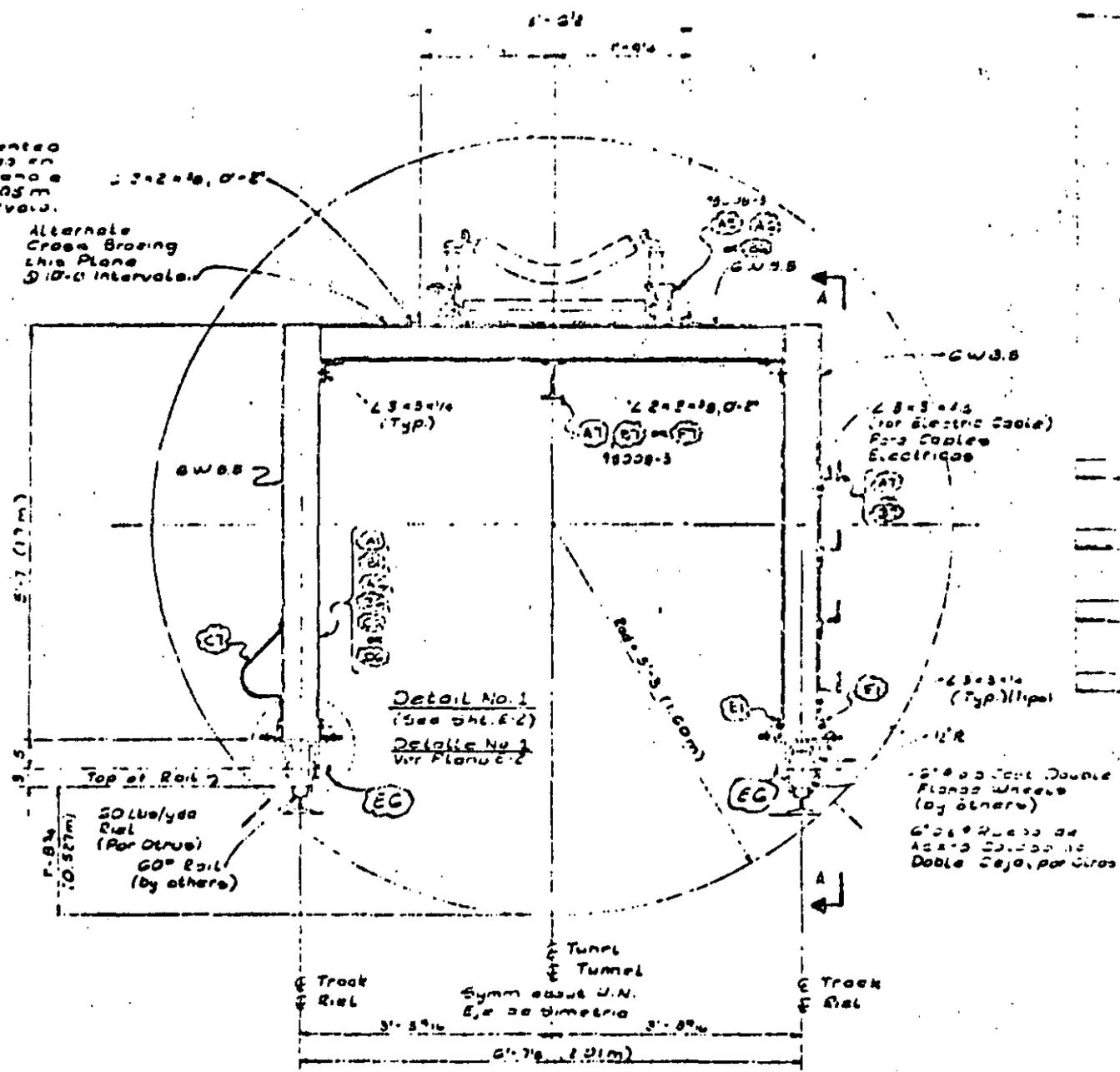
CORTE TRANSVERSAL.

DESBANLE DE LOS CORTADORES EN LA CABEZA CORTADORA



Continuando
distancias en
este plano a
cada 105 m
de intervalo.

Alternate
Cross Bracing
this Plane
@ 105 m intervals.



Typical Gantry View
Vista Típica del Cabellete

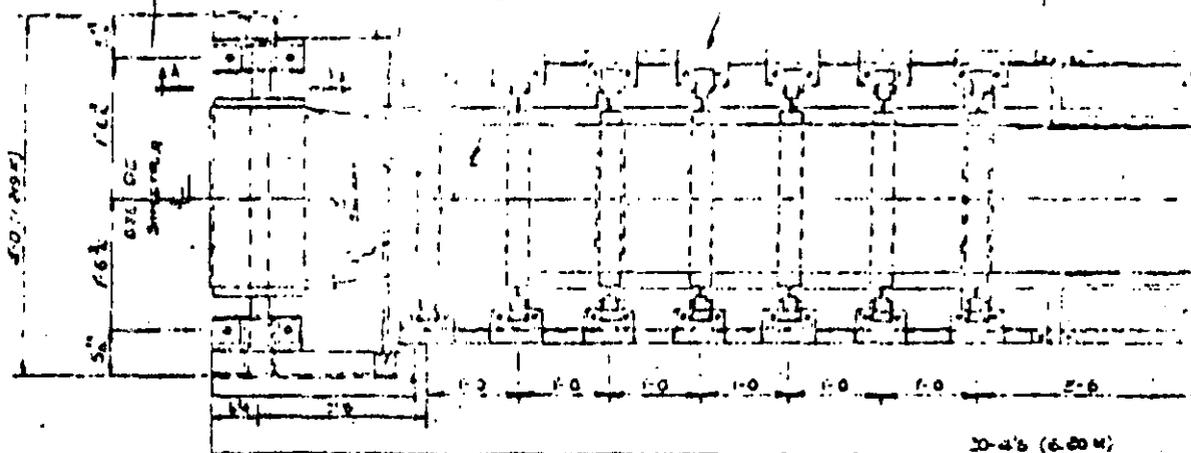
CAPITULO DE TANDA DEL MANDO E

REPLAZAR AL WILEY

(33)

(41)

VIA PLAN 2 E-4



20-46 (6.00M)

VISTA EN PLANTA
 PLAN VIEW
 INCLINE SECTION OF CONVEYOR
 SECCION INCLINADA DEL
 TRANSPORTADOR

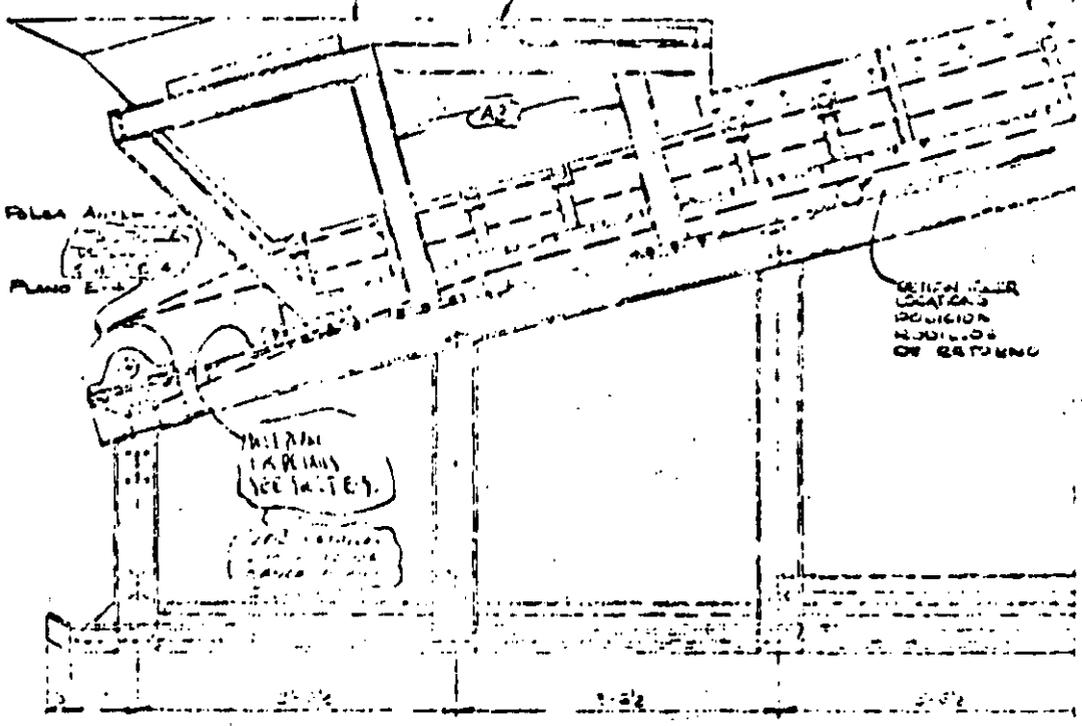
TOLVA HELICOIDAL DE CARBON
 (14) (3.00M)
 VIA PLAN 2 E-3

(A3)

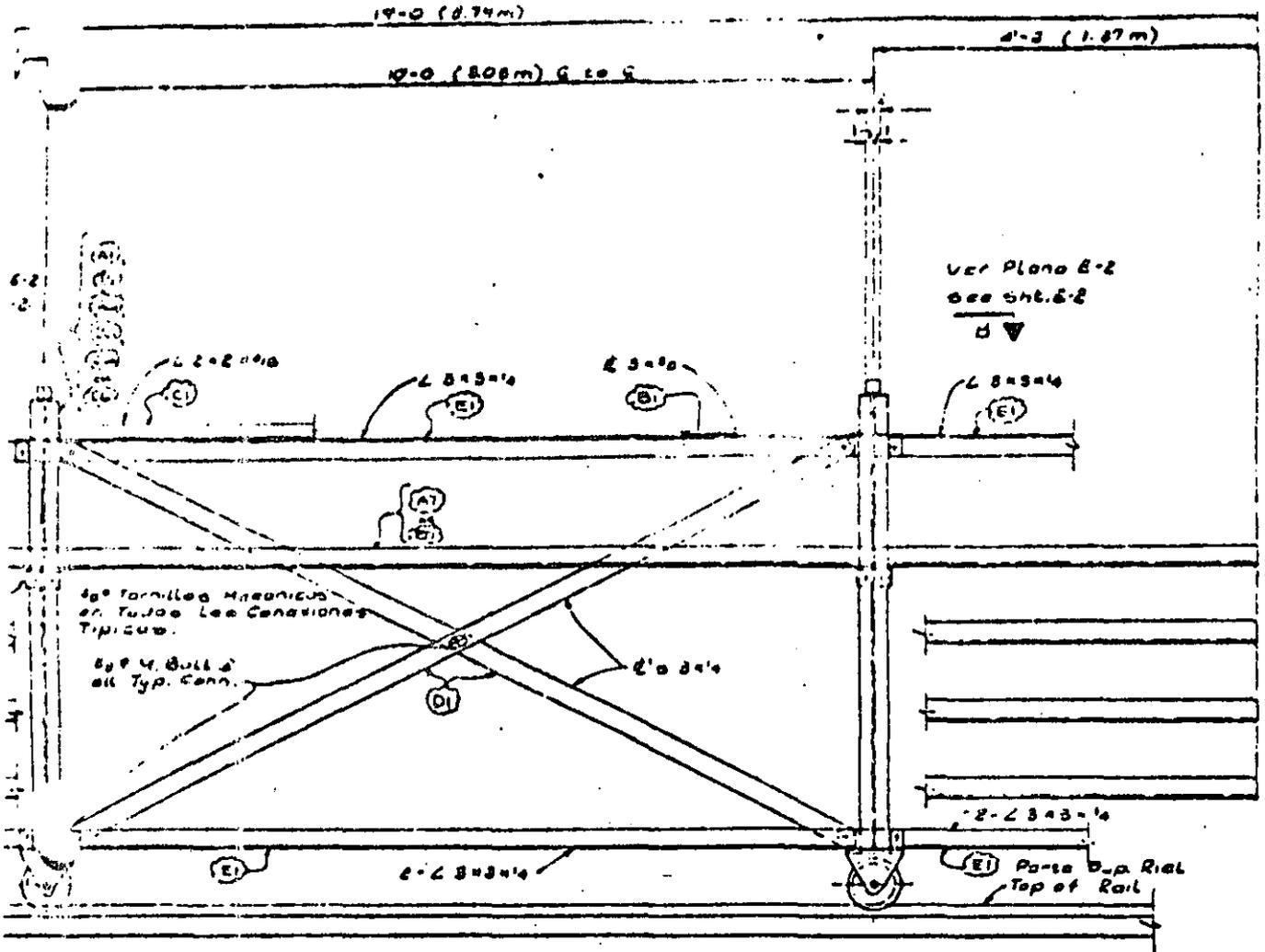
(44)

FOLIA ANILADA
 (14) (3.00M)
 VIA PLAN 2 E-4

(14) DRYALE PLANO E-4



SECCION INCLINADA
 DE CONVEYOR
 INCLINE SECTION
 OF TRANSPORTER



Elevation View A-A
Vista en Elevacion A-A

NOTA:
 A.E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A. NO
 PROPORCIONA MADERA, SUJETAS-
 DORES O SEPANQUELES DE
 MADERA, ESCANTILLONES DE
 TORNILLOS, ANCLAS, LONOS O
 ACCESORIOS DE SUJECION,
 NI CASI LAS MANTENIENDO SUJETAS
 PARA SUJECION DE LOS ANCLAS,
 ANCLAS, A MENOS QUE SE ESTE
 MAS LO CONTRARIO EN LA
 DISEÑACION.

NO.	FECHA	HECHO POR	DESCRIPCION



A.E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

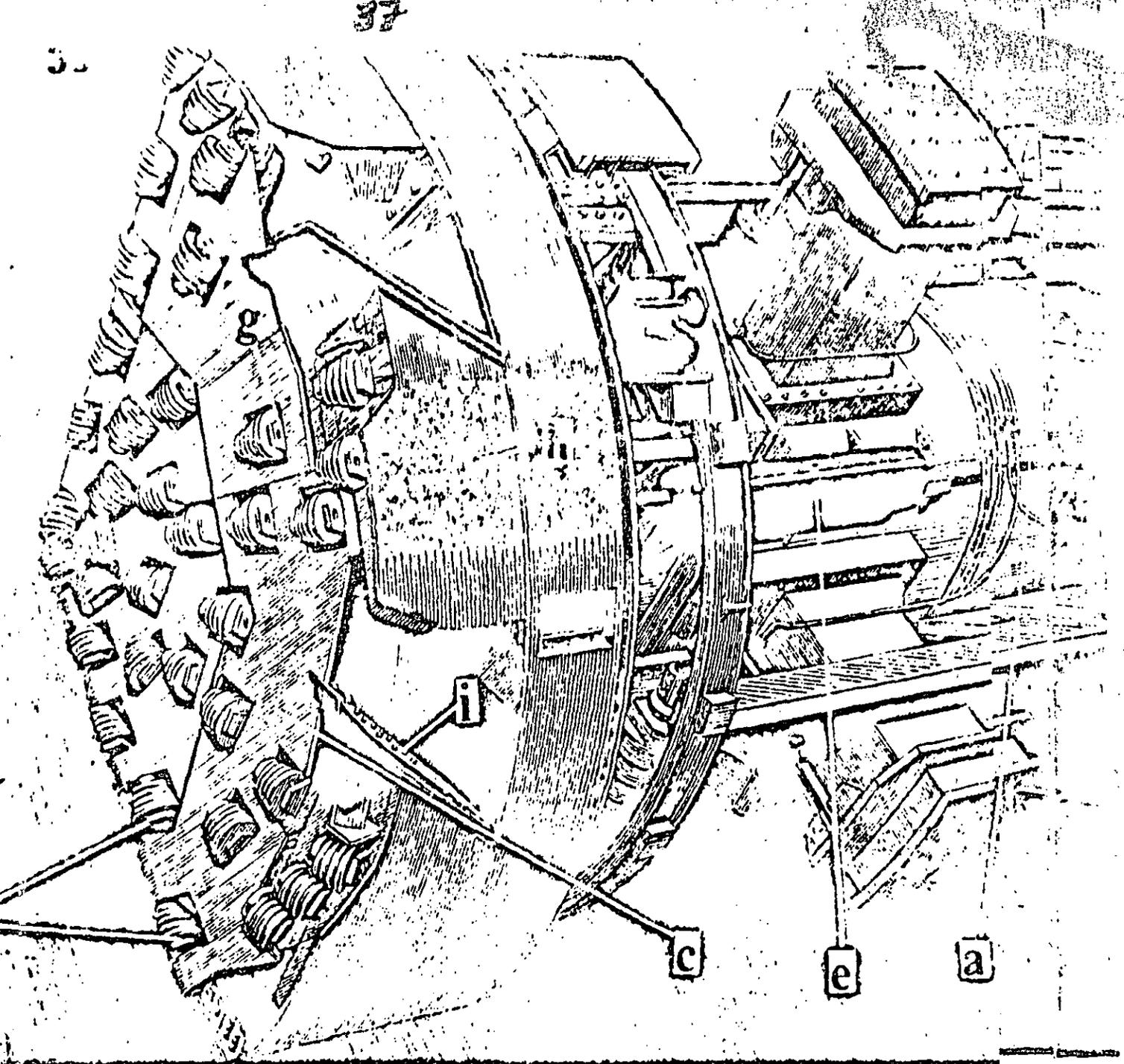
MEXICO DISTRITO FEDERAL

CARRIZO POSTAL N-302

CLIENTE: SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 PROYECTO: PROYECTO DE RECONSTRUCCION DEL CANAL DE LA
 DELEGACION DE SAN JUAN Y EL VESTIMIENTO DE LOS CANALES
 DE SAN JUAN, CERRILLOS CIRCULARES DE 36CM DE DIAMETRO

ELEVACION Y VISTA DEL CABALLETE

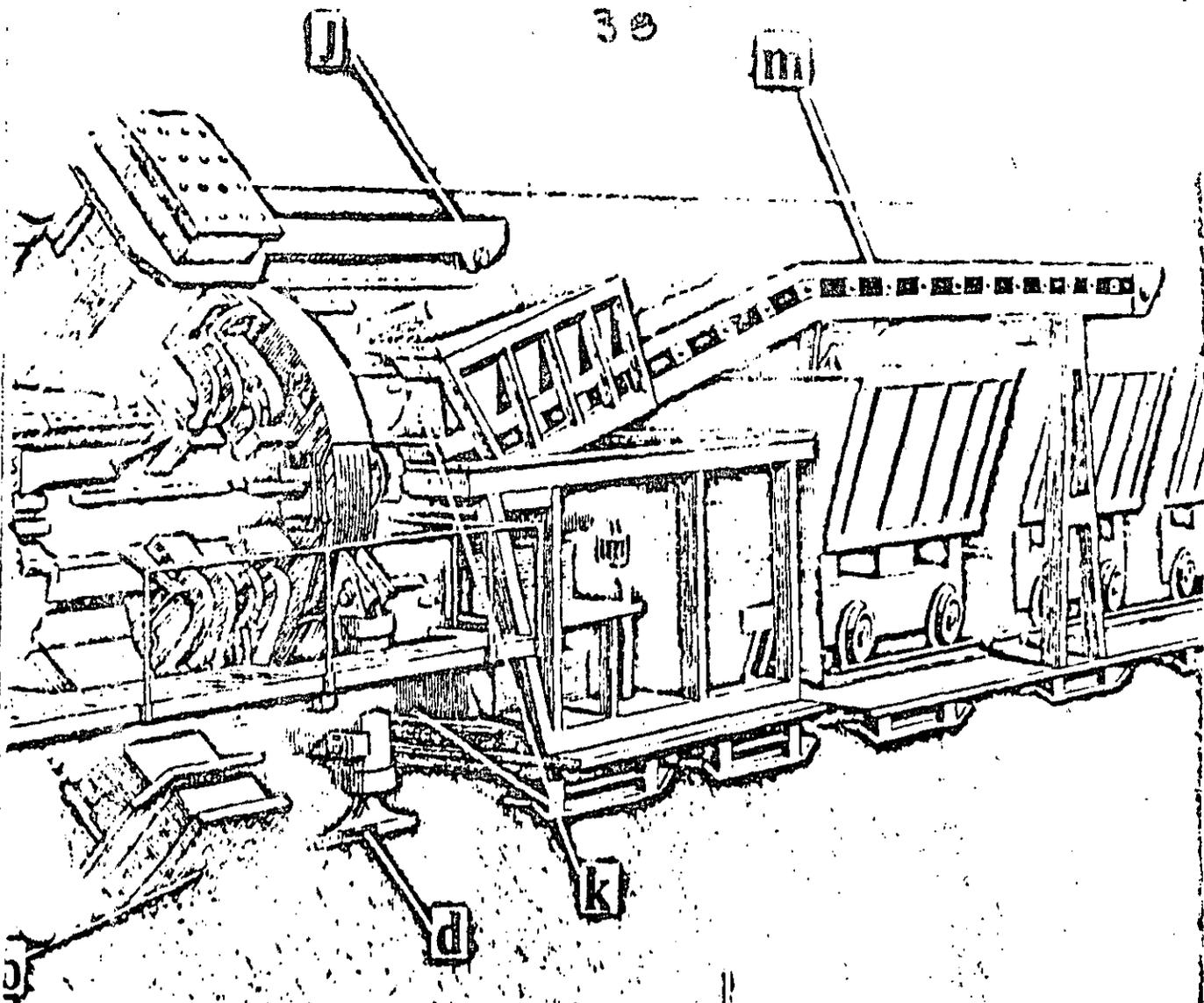
FECHA: 27/05/1953
 DISEÑADO POR: A.E. FREYRE
 REVISADO POR: A.E. FREYRE
 ESCALA: 1/20
 PLANO E-1



a	Cuerpo topo	h	Cangilones
b	Patas de atraque	i	Raspadores
c	Cabeza giratoria	j	Banda transportadora
d	Patas de soporte	k	Motores
e	Gatos de empuje	l	Consola de control
f	Cortadores	m	Banda auxiliar de cabeza de vagón
g	Silletas	n	Extractor de polvos

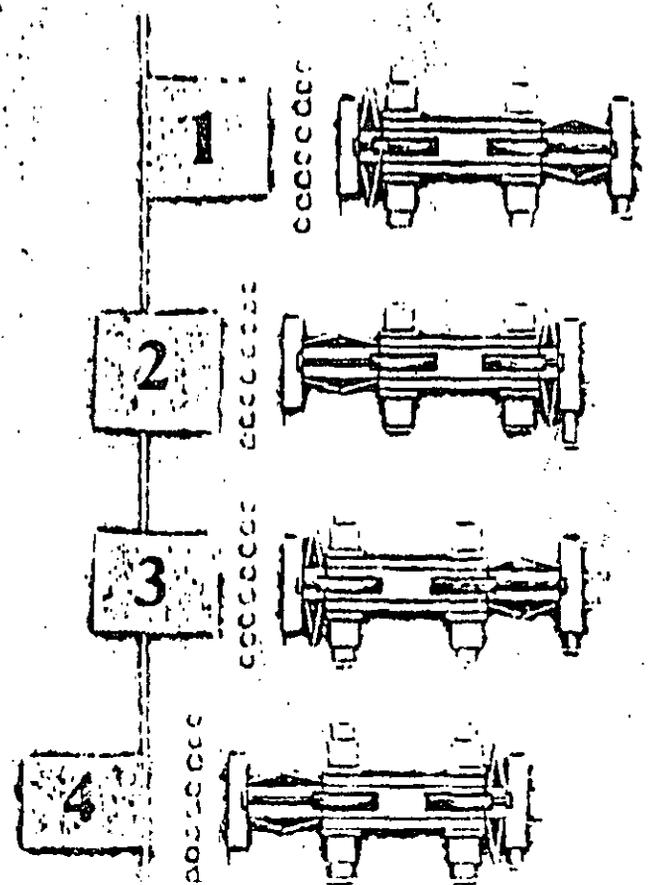
COMO AVANZA LA MAQUINA

- 1.- empieza ciclo de barrenación atracado con las patas (b) y la cabeza (c)
- 2.- Termina el ciclo de barrenación. la cabeza (c) se ha movido hacia atrás y las patas de atraque (b) se han retraído. las patas de soporte (d) son retraídas y se contra la pared del túnel. las patas de soporte (d) son retraídas
- 3.- El cuerpo (a) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son retraídas
- 4.- la cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 55 cms. de túnel. las patas de soporte (d) queda como en el paso 2.



MECANICO

sición de avanzar
 haciendo el corte. Las pa-
 ...
 ... en posición de atra
 las patas (b) y sacar --



37

07

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA GENERAL AGUAS DEL RIO COLORADO-TIJUANA, B.C.
TECATE, B. C. NORTE

INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO DE LAS FORMAS DE CONTROL DE RENDIMIENTOS Y EFICIENCIAS EN LA PERFORACION DE TUNELES USANDO MAQUINA PERFORADORA (TOPO).-

A.- DEFINICIONES:

Se denominará EQUIPO al conjunto integrado por la máquina perforadora (TOPO) y los elementos auxiliares, estructura, banda transportadora, vagonetas locomotoras, etc., necesarios para perforar, extraer y transportar la rezaga así como para transportar y colocar las dovelas de concreto que formarán el revestimiento del túnel.

La máquina perforadora será llamada en lo sucesivo TOPO al resto, equipo auxiliar.

MORAS PROGRAMADAS.- (M.P.) son las horas correspondientes al producto de las que sumen los turnos diarios por los días calendario del periodo de que se trate así, por ejemplo, en semanas normales con 5 días de trabajo y 3 turnos de 8 hrs., las M.P. serán $3 \times 8 \times 6 = 144$ hrs., si se trabajara el domingo, las M.P. serán 168.

MORAS DISPONIBLES.- (M.D.) son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente que se use o no, dentro de las M.P.

MORAS TRABAJANDO.- (M.T.) son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando.

MORAS ATACANDO.- (M.A.) son las horas en que el TOPO avanza y el material, producto de la perforación, fluye en forma apreciable por las bandas transportadoras.

ΔL .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

Δt .- Incremento de tiempo empleado en el avance ΔL

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$.- Velocidad de avance instantánea

$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta t}$.- Velocidad media por turno, día, semana o acumulada durante el desarrollo de la perforación

Se considera que el EQUIPO no está en disponibilidad por cualquiera de las causas siguientes, que forman el grupo "A"

- 1.- M - Mantenimiento
- 2.- RB- Reparación banda auxiliar
- 3.- RV- Reparaciones varias
- 4.- RT- Reparación Topo
- 5.- CC- Cambio de cortadoras

Por medio de las formas 1 y 2 anexas, siendo Inspectores, determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades anexas.

M.D. quedará determinada por:

$$M.D. = H.P. - \frac{A}{\dots}$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{HD}{MP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se determinará:

$$HD = MP - A$$

$$\alpha = \frac{HD}{MP} \text{ Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no estar trabajando por las causas enseguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- F.E. - Falta de energía
- 2.- F.P. - " " Personal
- 3.- F.M. - " " Materiales
- 4.- V. - Varios

Estas causas son ajenas a los trabajos que se están desarrollando en el túnel y, de manera general, son atribuibles a la planificación y eficiencia de la Dirección de las Obras.

Su cuantificación, en horas, será obtenida en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 2 por el Inspector correspondiente.

M.T. queda determinada por:

$$MP = MD - \frac{B}{\dots}$$

$$\beta = \frac{MT}{MD} \text{ Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

El Topo ataca intermitentemente y las horas atacando MA serán determinadas directamente en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 1 pero su valor deberá corresponder con la suma de las horas empleadas, o perdidas, debidas a las causas siguientes, que forman el grupo C, y que se obtendrán de las formas 1 y 2.

- 1.- A.T. - Acomodo del Topo
- 2.- C.D. - Colocación dovelas
- 3.- F.T. - Falta de transporte
- 4.- I. - Instalaciones auxiliares (aire, agua, ventilación, vías, etc.)
- 5.- VA. - Varios

$$\gamma = \frac{HA}{MT} \text{ Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice γ mide la eficiencia con que las operaciones de perforación revestimiento son ejecutadas.

Se le llamará Índice de trabajo IT a la combinación de la disponibilidad del equipo y las eficiencias en ambos niveles o sea

$$IT = \alpha \beta \gamma$$

B.- OBJETIVOS

a).- Obtención de los índices α, β, γ con períodos semanales y acumulados

b).- Obtención de las velocidades instantáneas $\frac{\Delta L}{\Delta t}$ y, principalmente, las velocidades medias en la semana, y correspondiente al avance total de la perforación (Forma No. 4).

c).- Obtener la distribución de los tiempos, semanales y acumulados, empleados o perdidos en actividades o causas relacionadas en los grupos A, B, C.- Esta información se vaciará en la Forma No. 3. La suma de los porcentajes obtenidos para cada causa o evento, más el dado por IT será naturalmente de 100

d).- Formar maqueta a escala adecuada con datos de velocidades medias, los índices antes definidos, muestras de material de la formación atravesada, propiedades mecánicas del mismo etc., (abrasión, dureza, esfuerzo de ruptura, taladrabilidad)

e).- Obtener relaciones entre las velocidades instantáneas o medias, la durabilidad de los cortadores, las características de operación del Topo tales como empuje y potencia aplicada (datos que se obtienen en la Forma 1) combinándose entre sí y básicamente con las propiedades mecánicas del material. Para la determinación de estas propiedades obtenerse corazones en las paredes del túnel y probarse.

f).- Obtener la duración de los cortadores y el avance logrado por cada uno.

Estos datos son registrados en la forma 1 y concentrados en la 5

g).- Obtener los costos reales de la perforación y recubrimiento.

h).- Cuantificar los efectos de medidas adoptadas, que afecten el funcionamiento de la máquina, cortadores, o la organización general de los trabajos.

C.- MANEJO DE LAS FORMAS.

Es indispensable el tener 2 Inspectores, uno en el topo y otro en la zona de carga de vagonetas.

FORMA NO. 1.- La opera el Inspector del topo (1).- En la columna anota la hora en que el evento principia o termina; la duración del

evento, o sea la diferencia entre su iniciación y su terminación, se anotará en la columna No. 2 precisamente en el renglón correspondiente a la hora de terminación. En la columna No. 3 se anotará el evento de que se trata (AT, CD etc.), a menos que se tenga un avance del topo, en cuyo caso se anotará la cantidad avanzada en cms., (el avance resulta fácil de medir). En caso de avance, en la columna 4 y en el mismo renglón, se anotará la presión de empuje, en la 5 el empuje tomado por los motores y en la 6 el número de la muestra obtenida.

En el gabinete se hará la suma Δt (col. 2) y ΔL (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decimas - les de hora y la distancia en metros.

En el renglón D (acumulados) se anotará la suma de las cantidades correspondientes del renglón C en el reporte de que se trate más las que aparezcan en el renglón d del reporte inmediatamente anterior.

Se obtendrán las velocidades instantáneas máximas y mínimas y se anotarán en la parte inferior de la forma, así como los números de las muestras correspondientes.

En la forma No. 1 deberán registrarse, aunque no exclusivamente, los tiempos correspondientes a los eventos siguientes:

- GRUPO A.- M, RB, RT, CC;
- GRUPO B.- PE, FP, VT
- GRUPO C.- AT, CD, I, VA,

Periodicamente se comparará el avance acumulado con el calentamiento y el tiempo total registrado con el Horómetro de la máquina y se harán los ajustes correspondientes.

FORMA NO. 2.-

En las columnas 1 a 3 se tendrá el registro de los tiempos en que el equipo se encuentre parado por causas que podrán corresponder a los grupos A o B.

En la columna 1 se anotará la hora en que un paro del equipo ocurra y la de la reanudación correspondiente; en la columna 2 la duración del paro y en la 3 la causa.

En el renglón C se anotará la suma de los tiempos perdidos (que aparecen en la columna 2) por causas del grupo A y en el renglón d se anotará la suma acumulada hasta la fecha.

En el renglón e se anotará la suma de las horas invertidas en RT y CC en el renglón f las horas acumuladas.

En el renglón g se anotará la suma de las horas perdidas por causas o eventos del grupo B y en el renglón h el acumulado correspondiente.

En la parte interior de la forma 2 se anotarán tanto las horas programadas M.P. del turno como las acumuladas hasta la fecha.

En las columnas 4 a 10, el Inspector (2) anotará tiempos perdidos por causas del grupo C, que, por el sistema mismo de la operación del equipo, no puede dejar de percibir.

FORMA NO. 3.-

Es una concentración que deberá hacerse semanalmente en la que aparecen las horas empleadas u perdidas, de la semana y acumuladas, correspondientes a los eventos o causas de los grupos A, B y C además aparece el tiempo de ataque del topo. Los datos anteriores se encuentran en formas de horas y porcentajes del tiempo total programado.

Con los datos concentrados se podrá ver con claridad la forma en que los diferentes sucesos inciden en el avance. Además es posible cuantificar el efecto de las medidas correctivas que eventualmente se apliquen.

Los datos de esta forma se obtienen de manera directa de las formas 1 y 2 correspondientes a la semana.

FORMA NO. 4.-

En ella se concentran, semanal y en forma acumulada las horas programadas, disponibles, trabajando y atacando, así como los diferentes índices, velocidades medias de avance y velocidades máximas y mínimas, tanto de la semana como las alcanzadas en todo el desarrollo de trabajo.

En esta forma se aprecia, en forma clara, la eficiencia en los dos niveles antes mencionados y su variación. Por supuesto también permite cuantificar rápidamente la eficacia de medidas correctivas aplicadas.

FORMA NO. 5.-

Proporcionada por los fabricantes del topo sifvo para llevar el control de duración y metros avanzados por cada cortador.

Habrá una tarjeta (F5) para cada posición de cortador y en ella aparecen las fechas de colocación y retiro, el número de serie del cortador colocado, las horas de entrada y salida, su duración, los cadenciamientos de entrada y salida, así como los metros avanzados. Además se tiene una columna para observaciones.

Se anexan Formas de 1 a 5.

SECRETARIA DE P^{OS}UTOS HIDRAULICOS
 GERENCIA ACUEDUCTO NIÓ COLORADO - Tijuana
 CONTROL DE OBRA

Form 2

TUNEL No. 2
 EST. INICIAL 0+260.21
 EST. FINAL 0+267.30

FECHA Jun. 7 1971
 TURNO 1^{da}

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Hora	At	Evento	COLOCACION DOVELAS			MOVIMIENTO TRENES			INSTALACIONES			VARIOS			OBSERVACIONES
			Hora	At	Al	Hora	At	No. Vag.	Hora	At	Evento	Hora	At	Evento	
7:00															
8:30															
9:20	50	RE													
11:25															
12:50	65	CC													
13:45															
13:55	10	FM													
14:15															
14:30	10	CE													
14:25															
14:35	10	ST													
15:00															

Σ (HP - HD)	2.50
ΣAc (HPa - HDa)	129.85
Σ (HP' - Hd')	1.67
ΣAc (HP'ac - Hd'ac)	132.82
Σ (HD - HT)	0.33
ΣAc (HDac - HTac)	15.60
Σ (HI - HA)	
ΣAc (HIac - HAac)	

HP = 6
 HI_A = 516

INSPECTOR. [Signature]

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° _____ PERIODO _____ AL _____ DE _____

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVENTO	TIEMPO PERIODO	%	TIEMPO AKUMULADO	%	OBSERV. U.
A	M					
	RB					
	RV					
	RT					
	CC					
B	FE					
	FP					
	FM					
	VT					
C	AT					
	CD					
	FT					
	I					
	VA					
	A					
SUMAS						

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/76

Est. Inicial 0+398.54

Turno 2da

Est. Final 0+402.96

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	At	Alto Evento	Empuje	Amp.	Altura	OBSERVACIONES
2:00						
2:01	1	1	100	15	2543	
2:02	2	CC ✓				REV. CONT
2:06	3	AT ✓				
2:52	53	54	1000	60-80	2543	
4:02	3	AT ✓				
4:27	25	28	1000	1100	70-80	2543
4:56	29	FT ✓				
5:18	32	28	1000	1100	70-85	2551
5:21	3	AT ✓				
5:59	38	56	1000-1300	65-85	2553	
6:01	2	AT ✓				
6:40	39	56	1000-1300	65-85	2553	
6:43	3	AT ✓				
6:55	12	16	1300	85	2561	
7:00	5	F.T. ✓				
7:02	2	2	1300	60	2561	
7:13	11	YAV →				SECRETARIA BANDA DE TERNER REINGA
7:15	2	3	1300	85	2561	EL DIRECTOR DE REVISIONES
	57	YAV →				SECRETARIA BANDA DE TERNER REINGA
8:17	5		1000	60	2561	EL DIRECTOR
8:20	3	F.T. ✓				SE DESCOMPUSO LA LAM. MOTORA.
8:39	19	31	1300	90	2562	
8:42	3					
9:16	34	56	1300	90	2563	
9:19	3	AT ✓				
9:53	34	49	1300	85	2563	
9:58	5	F.T. ✓				
10:00	2	AT ✓				
10:25	35	56	1300	85	2571	
10:52	17	CC ✓				REV. CONT.
11:01	8	R.V. ✓	HP			SUBIENDO TUBO DEL TUNEL
	480	490	1100	2159.5		REF. 4/42
	321					MAROMETA INICIAL = 5243
Σ	535	442				FINAL = 5293
Σ Acum.	575.09	395.46				$\frac{\Delta L}{L} = 0.82 \text{ M/H (CUM.)}$
						$\frac{\Delta L}{L} = 0.66 \text{ M/H (CUM.)}$

$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{Max} = .98$

$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{Min} = .61$

I.T. = 0.68 (CUM NO)
I.T. = 0.21 (CUM)

Muestra No. 256 (7)

Muestra No. 254 (3)

INSPECTOR

[Signature]

S R M

48

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° PERIODO DEL AL DE

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION			
	PERIODO	ACUM	OBSERV.
HP			
HD			
HD'			
HT			
HA			
α			
α'			
β			
γ			
IT			
$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta C}$			
$(\frac{\Delta L}{\Delta C})_{max}$			
$(\frac{\Delta L}{\Delta C})_{min}$			
ΔL			

OBSERV.-

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO Tijuana

CONTROL OBRA

TUNEL N°

PERIODO DEL 26 ^{ABRIL} AL 14 MAYO 1976. SEMANA N°

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVENTO	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	ACUMULADO	%	
A	M	-	-	34.59	0.68	
	RB	-	-	69.56	1.38	
	RV	0.08	0.06	141.43	2.80	
	RT	54.05	45.04	1202.98	23.83	Soldando sillates y juntas en la M.
	LC	33.97	28.31	1378.81	27.31	Cambio al nuevo tipo y primer cambio de trabajo.
B	FE	0.53	0.44	61.16	1.21	
	FP	-	-	98.24	1.94	
	FM	-	-	459.06	9.09	
	VT	-	-	22.07	0.44	
C	AT	2.77	2.31	159.89	2.99	
	CD	-	-	-	-	
	FT	1.52	1.27	54.77	1.08	
	I	-	-	104.85	2.09	
	VA	1.83	1.52	121.22	2.42	BOMBEO INTERIOR DEL ATADUR
	HA	25.25	21.04	141.17	2.82	
Sumas		120.00	100.00	5017.00	100.00	

51

S. R. H

GERENCIO GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIJUANA

Fuente de OBLO

TUNEL N° 2

Periodo del 26 ABRIL al 10 MAYO 1976.

SERVANC N° 40

CONCENTRACION DE DOLOS

	PERIODO	Acumulado	OBSERVACIONES
HP	120.00	5049.00	NO SE TRABAJA EL SUBDIO 12 HRS
HA	31.90	2226.63	
HA'	31.98	2467.21	
HT	31.37	1586.10	
HA	25.25	1108.47	
α	0.27	0.44	
α'	0.27	0.49	
β	0.98	0.71	
δ	0.80	0.70	
IT	0.21	0.22	
α ^{OT}	0.72	0.65	
α _{ST}	122; 11574 EST. 04724.78	179; 11-179 EST. 0424.13	
α _{ST}	0.18; 14-563 EST. 0474.67	006; 11-109 EST. 04173.86	
SL	18.13	724.47	EST. 04 731.97.

NOTAS: EL DIA 27 SE REPARA A REFORZAR CON LAS URMAS CORTADAS.

PUESTO A LAS 9:04 HRS SE LE VOLTEARON LOS INVERTOS A DOS M. SE CAMBIA
CONTINUAR FILTRACIONES.

DISTRIBUCION DE TIEMPO

GRUPO	EVENTO	TIEMPO		ACUMULADO	%	OBSERVACIONES
		PERIODO	%			
A	M	1.30	0.90	35.87	0.69	
	R.B	0.50	0.35	65.06	1.25	U
	RV	0.13	0.09	141.56	2.73	
	RT	25.98	18.04	1228.96	23.67	BANDA - RASPADOR - TOLVA
	CC	0.97	0.68	1379.79	26.57	
B	FE	26.08	18.25	177.44	1.68	FALLA MECANICA PLANTA
	FP	1.72	1.20	199.96	1.92	
	FM	-		459.06	8.84	
	VT	1.17	0.81	23.24	0.45	
C	AT	2.77	1.92	153.66	2.96	
	CD					
	FT	3.75	2.60	88.52	1.70	
	I	8.37	5.81	113.62	2.18	TUBERIAJ OBSERVE.
	V.A	44.48	30.89	181.60	3.50	PIEDRAS FRAGILES - BOMBEO
	H.A	26.58	18.46	1135.05	21.86	
SUMAS		144	100.00	5193	100.00	

PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976. SEMANA N° 41

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5793.00	<i>REPORTAR</i>
H.D	115.12	2341.75	
H.D	117.05	2584.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
∞	0.80	0.45	
∞'	0.81	0.50	
B	0.75	0.77	
γ	0.31	0.68	
I.T	0.18	0.22	
$\frac{AL}{AC}$	0.70	0.65	
MAX $\frac{AL}{AC}$	1.49; M-587 0+744.81	1.90; M-179 0+281.13	
$\frac{AL}{AC}$ MIN	0.24; M-592 0+749.88	0.06; M-109 0+173.86	
ΔL	18.49	742.96	EST. 0+750.46.

OBSERVACIONES. NOTAS:

En Est. 0+743 se empezó una falla y continuaron las filtraciones. Dificultados en el avance por el terreno y por la interferencia del bambú.

S. R. T.

F. 10/11

GERENCIA. GRAL. ACUEDUCTO. RIO COLORADO. TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 24 AL 27 DE MAYO 1976

SEMANA N.º

CANTON	USUARIO	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	ACUMULADO	%	
A	M	1.12	0.78	32.01	0.68	
	R.B	15.65	10.87	82.31	1.47	TOLVA, ESTA TOLVA Y DE SAUD B-VOL.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.67	
	R.T	17.30	12.01	1319.84	23.46	GAVILANES EMPUJADOS TOLVA.
	C.C	18.73	13.01	1460.74	25.97	
B	F.E			92.66	1.65	
	F.P	3.77	2.62	110.26	1.96	
	F.M	5.33	3.70	164.72	2.26	
	V.T			23.24	0.41	
C	A.T	4.08	2.82	167.87	2.98	
	C.D					
D	F.T	2.67	1.85	96.83	1.72	
	I	0.18	0.13	113.68	2.02	
	V.A	15.47	10.74	220.83	3.91	BOMBEO Y DIFICULTAD CON LA SAUDA POR MAL ALI
	H.A	56.52	39.25	1182.91	22.38	
	SUMAS.	144.00	100.00	5525.00	100.00	

CONTROL DE OBRA

TUNEL N° 2

PERIODO DEL 27 AL 29 MAYO 1976

SEMANA N° 2

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5425.00	
H.D	88.00	251.20	<i>27.27</i>
H.D'	107.97	2811.42	
H.T	78.90	1885.32	
H.A	56.52	1286.90	
α	0.61	0.46	
α'	0.75	0.51	
B	0.90	0.73	
Y	0.72	0.68	
I.T	0.37	0.23	
$\frac{E \Delta C}{E \Delta T}$	0.44	0.63	
ΔL	0.63; M. 648	1.90; M. 179	
ΔT MAX	EST. 0+803.52	EST. 0+271.13	
ΔL	0.19; M. 641	0.06; M. 109	
ΔT MIN	EST. 0+797.56	EST. 0+173.86	
ΔL	25.13	811.17	EST. 0+ 818.67.

NOTAS:

TORRENDO LIBERAMENTE FRACTURADO.
FILTRACIONES ESCASAS.

GERENCIA GRAL. DE OBRAS RIA COLORADO-TIQUANA, CONTROL DE OBRA TUNEL 2.

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976 SEMANA 4

CANTON	EVALUACION	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	REQUERIDA	%	
A	M	3.02	2.10	41.03	0.71	
	R.B	19.20	13.33	101.51	1.75	ROTURA BARRAS Y COSTADOS IMPERFECTOS POR CURVA.
	R.V	6.65	4.62	157.55	2.68	BOMBA DE UN TOPO - FALLA EN TALLADO ION.
	R.T	41.35	28.72	1361.19	23.60	CAÑILONES - ESTUDO SISTEMA HIDRAULICO.
	EC	12.20	8.17	1472.94	25.53	
B	F.E	—	—	92.66	1.61	
	F.P	3.90	2.71	114.16	1.98	
	F.M	—	—	464.72	8.05	
	V.T	1.75	1.22	24.99	0.43	
C	A.T	3.52	2.44	171.39	2.97	
	C.D	—	—	—	—	
	F.T	2.02	1.40	98.85	1.71	
	I	0.87	0.60	114.55	1.99	
	V.A	2.97	2.06	223.00	3.87	BOMBO FILTRACIONES EN CAJETA TOPO.
H.A	46.55	32.33	1333.70	23.11		
SUMAS:		144	100.00	5767.00	100.00	

57

GERENCIA GEN. ACUEDUCTO RIO. COLORADO-TIERRA NUEVA

CONTROL DE PLUMA

TUNEL 2

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976

SEMANA 95

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144	5769	
H.D	61.58	2637.78	
H.D'	108.45	2931.87	
H.T	55.93	1941.25	
H.A	46.55	1333.46	
α	0.43	0.46	
α'	0.63	0.51	
β	0.91	0.74	
γ	0.83	0.69	
I.T.	0.32	0.23	
$\frac{\Sigma \Delta L}{\Sigma \Delta C}$	0.38	0.62	CORTA LOS DMS GASTADOS. TUBO EN CON LIG. FRACTURAS. FALLA SIST. HIDE.
$\frac{\Delta L}{\Delta C \text{ MAX}}$	0.81; M-688 OT 835.26	1.90; M-179 OT 831.13	
$\frac{\Delta L}{\Delta C \text{ MIN}}$	0.24; M-677 OT 827.17	0.06; M-109 OT 813.86	
ΔL	17.86	829.03	EST. OT 836.53.

NOTAS:

EL AVANCE FUE CORTO POR ESTAR YA DESGASTADOS
LOS CONTADORES Y NO PODER LEVANTAR PRESION DE SISTE-
MA HIDRAULICO Y PRESENTARLE ALGUNAS FRACTURAS
RAS.

PRUEBAS.

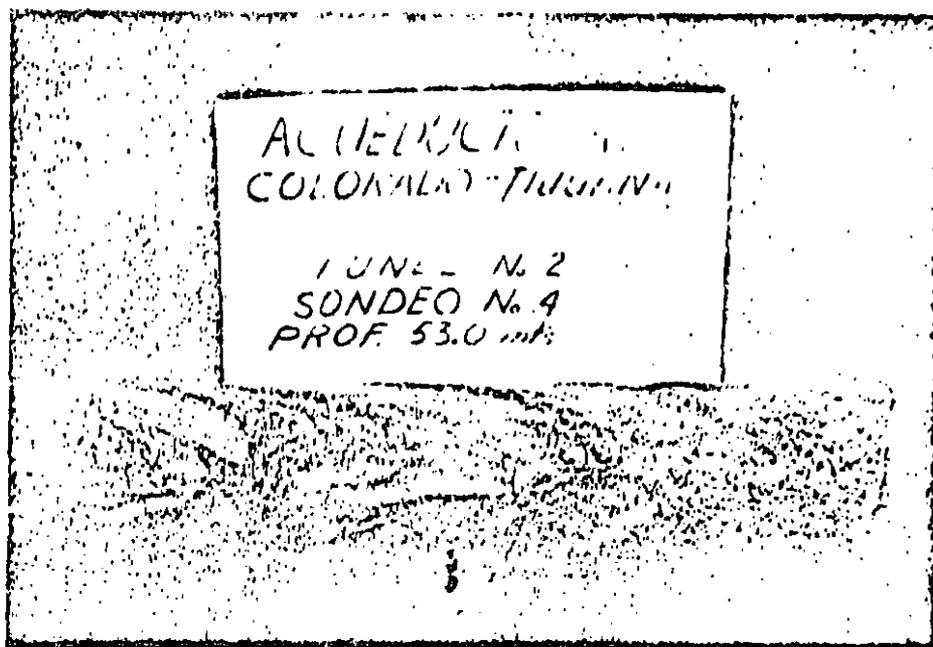
Los datos referentes a la localización y clasificación petrográficas de los materiales recibidos se presentan en la tabla 1.

TUNEL	SONDEO	CADENAMIENTO	PROFUNDIDAD	IDENT. DE LAB.	CLASIFICACION
2	2	4 + 950	2.15 m	76/161	Gneis de micas
2	4	1 + 400	53.00 m	76/162	Gneis de micas
3	2	3 + 750	20.00 m	76/163	Diorita cuarcífera
3	3	0 + 350	20.00 m	76/164	Diorita cuarcífera

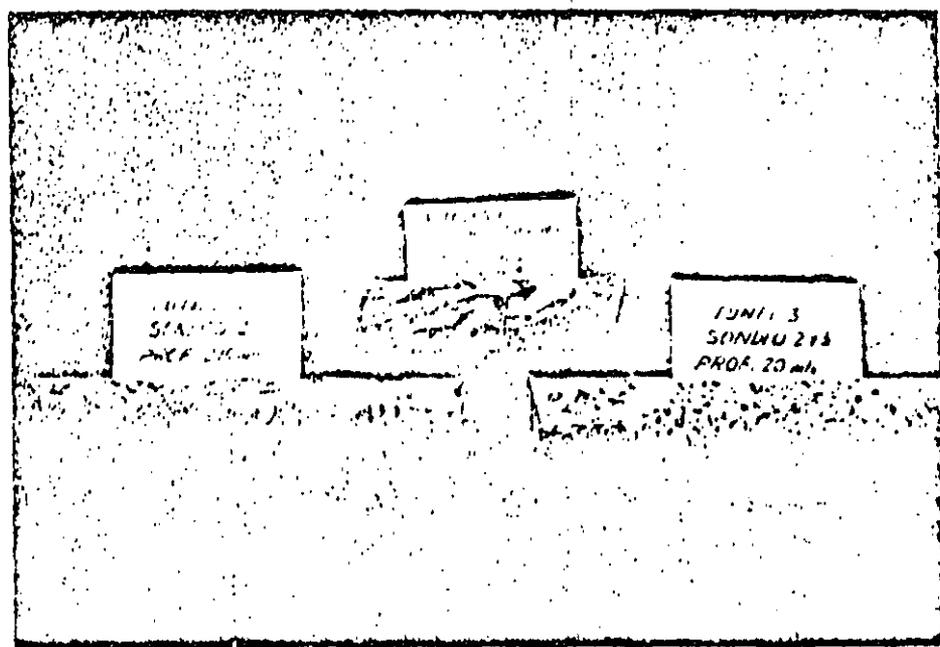
TABLA 1

Las pruebas programadas en estos materiales, incluyeron la ejecución de ensayos triaxiales, de corte directo y de permeabilidad, pero debido a que el diámetro de las muestras obtenidas de los sondeos estaba entre los diámetros 2X (4.12 cm) y 1X (5.39 cm), no fue posible realizar esas pruebas, ya que las cámaras triaxiales y el anillo de permeabilidad tienen precisamente los diámetros 2X y 1X. Por esta causa, únicamente se efectuaron pruebas de compresión simple midiendo deformaciones para la determinación del módulo de elasticidad, pruebas de tensión-compresión (tipo brasileño) y pruebas de resistencia.

Los resultados obtenidos de estos ensayos se presentan en la tabla



FOTOGRAFIA 1.- Material clasificado como gnais de micas, en el que se aprecia claramente las vetas de mica y su orientación.



FOTOGRAFIA 2.- Materiales recibidos de los sondajes. A la izquierda el gnais de micas masivo, a la derecha la diorita con cuarzo y al fondo el gnais de micas en el que se notan claramente la orientación de sus vetas.

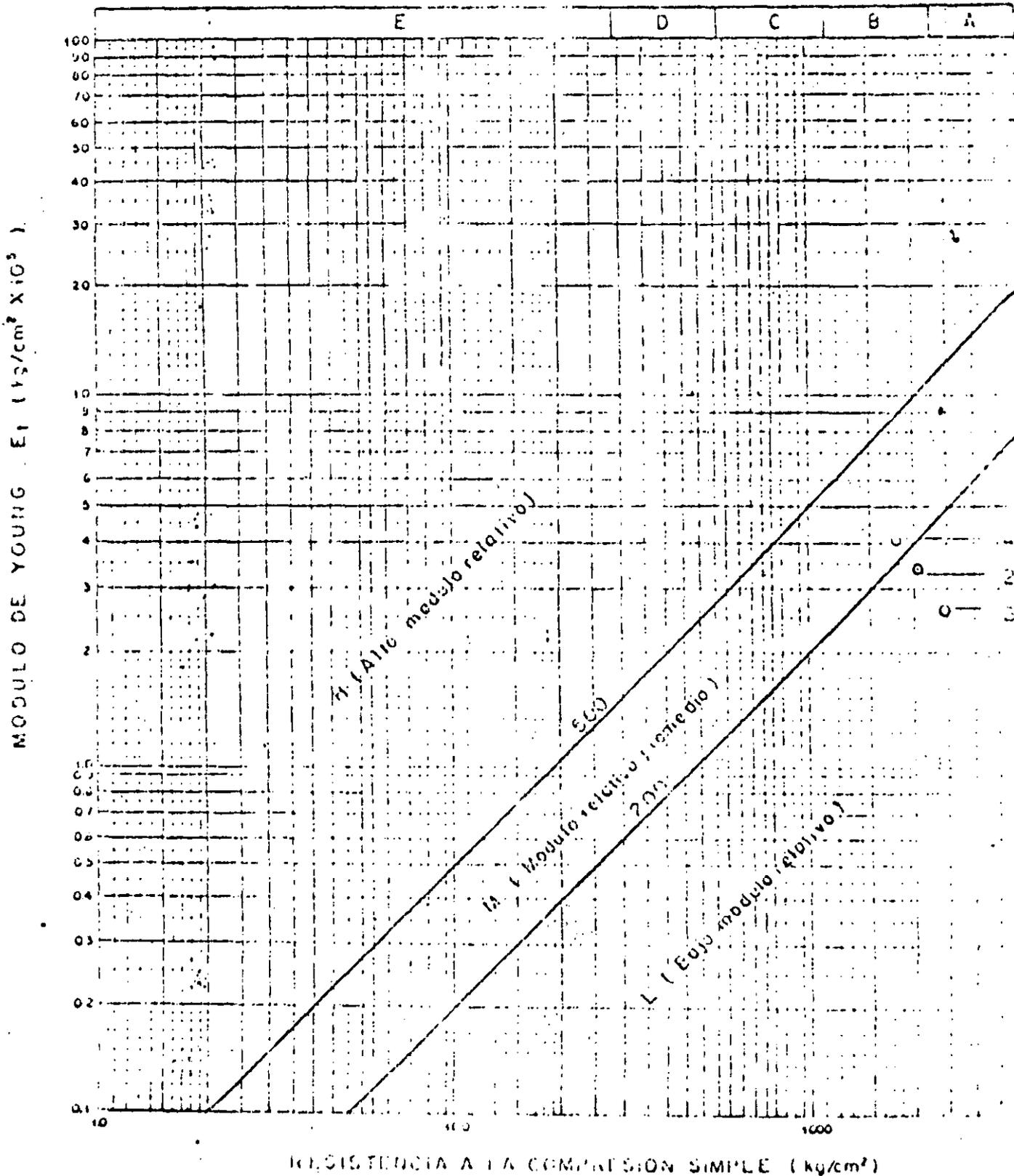
TUNEL	SECCION	MUESTRA	PESO VOLUMEN TRUCCO SILEO T/m^3	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/cm^2	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Kg/cm^2	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/cm^2	CLASIFICACION ROCA INTACTA
2	2	1	2.604	135.9			
2	2	2	2.782		2043.1	339428	B
2	2	3	2.015		2450.1	287515	AL
2	2	4	2.018		1773.4	413355	BV
2	2	5	2.681		787.1	154145	CM-CL
2	2	6	2.535		651.3	133553	CM-CL
3	2	7	2.655		1514.4	236100	B
3	2	8	2.552		1455.1	305457	B
3	2	9	2.654		1542.2	250245	B
3	2	10	2.554		1052.5	150739	C
3	3	11	2.555		1353.8	157332	E
3	3	12	2.674	75.4			
3	3	13	2.670		752.5	152555	CM-CL
3	3	14	2.670		1050.5	215739	C

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia Acueducto Río Colorado, D.F. Identificación de Lab 70/101
 Banco Túnel 2 Pozo Sereno 2 Profundidad 215 m
 Muestra 2, 3, 4 Est. 4 + 50 Fecha marzo 1975

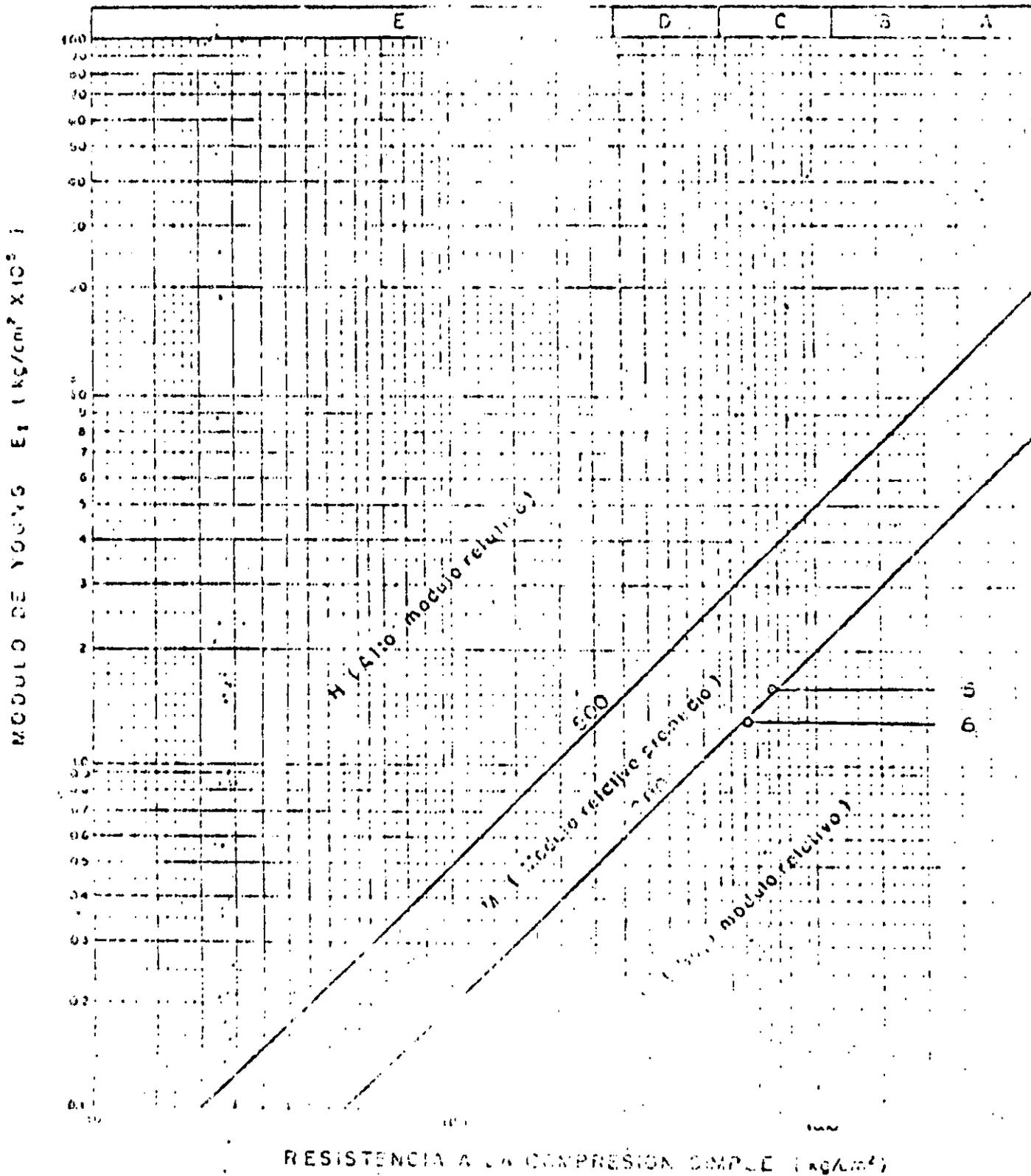


62

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia	Acueducto Rio Colorado, P.R.C.	Identificacion de Lab	75/102
Tranco	Tubo 2	Profundidad	530 m
Muestra	5, 6	Est.	1.1.63
		Fecha	Marzo 1975

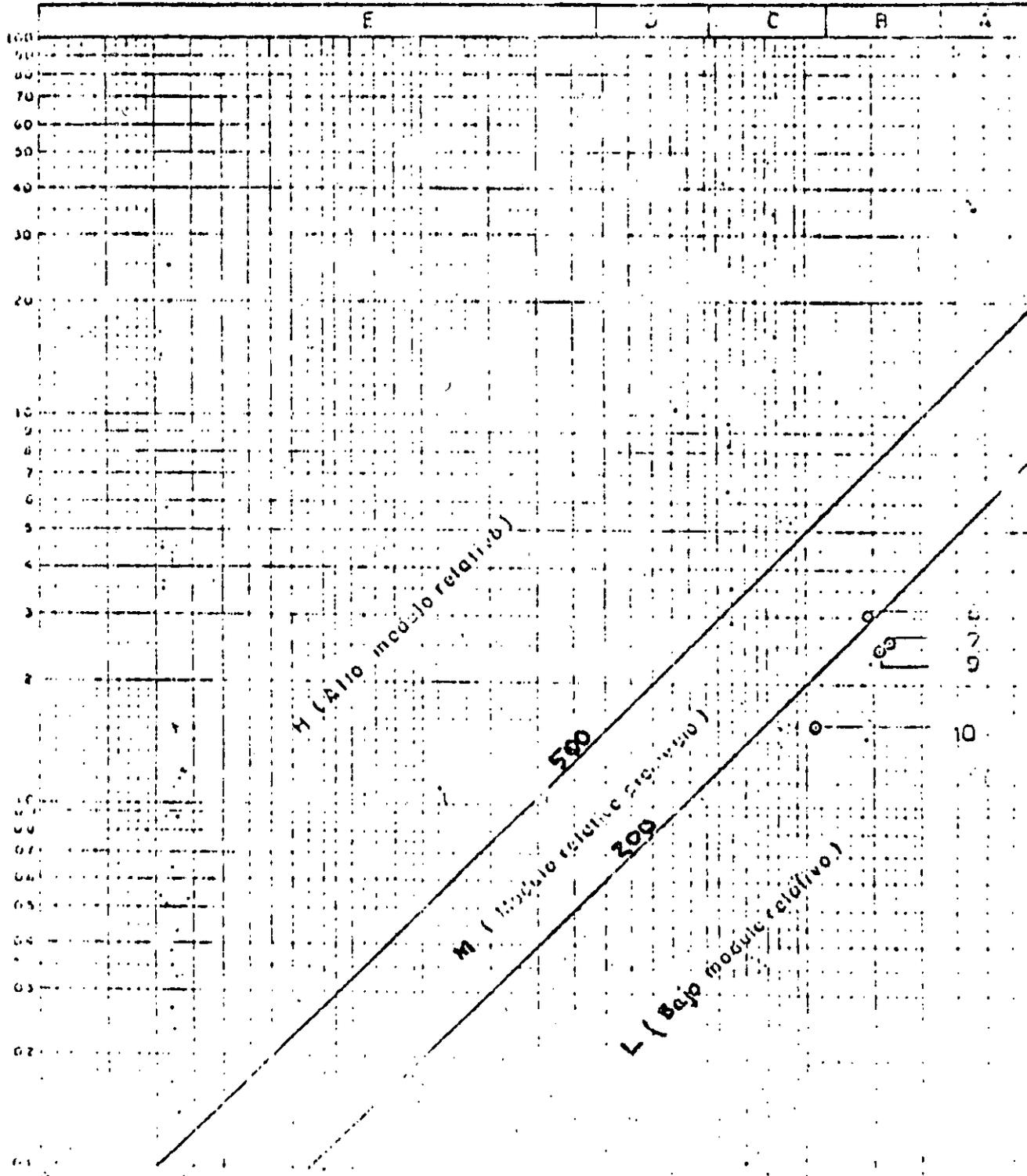


DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia: Acueducto Rio Colorado, B.C. Identificación de Lab: 75/103
 Túnel 3, Pozo: Cond. 2 Profundidad: 20.0 m
 Muestra: 7, 8, 9, 10 Est.: 3 + 280 Fecha: marzo 1976



RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm²)

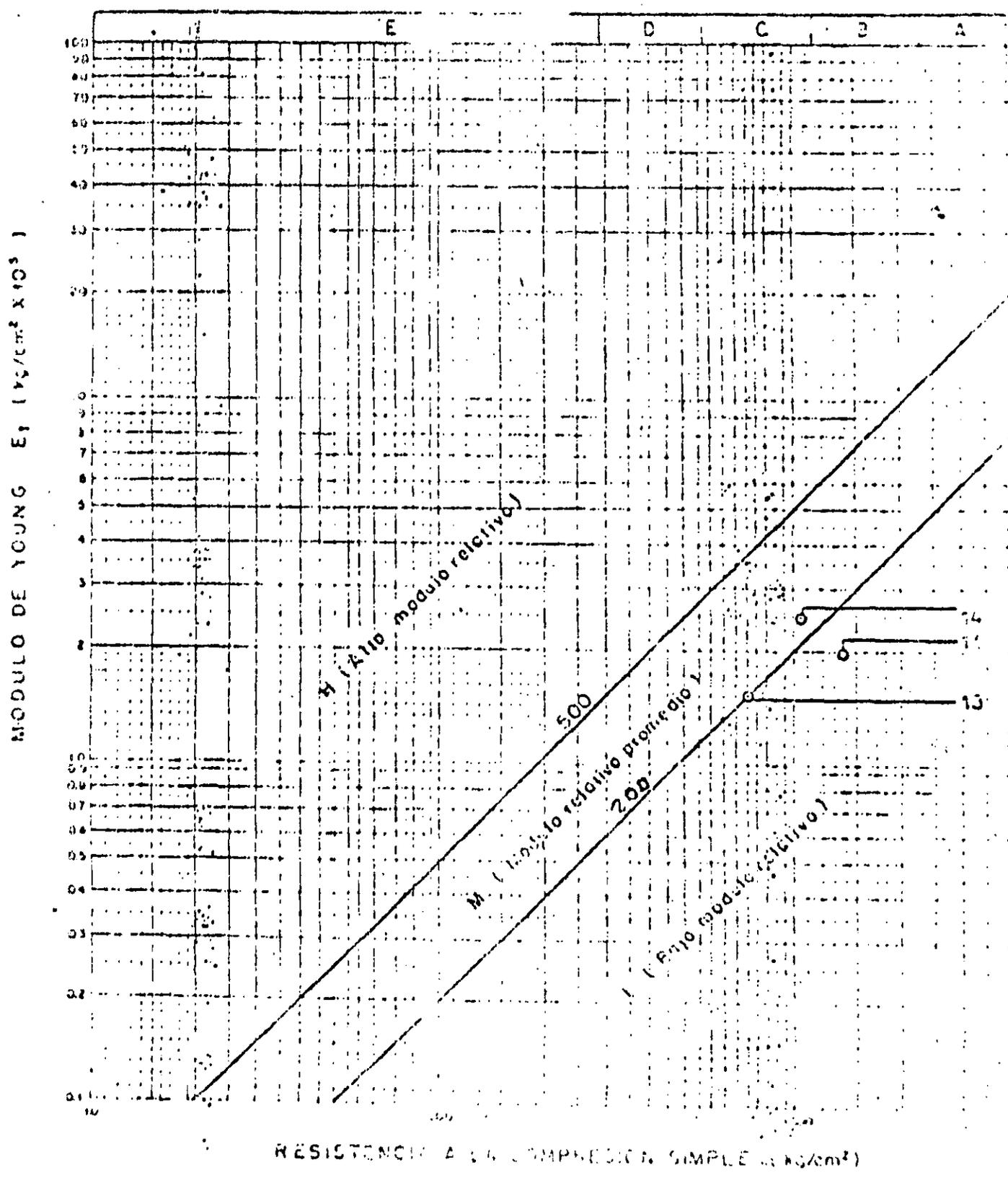
64

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia... Acueducto Río Colorado, ... Identificación de Lab ... 76/154
 Tanco ... Túnel 3 ... Pozo ... Cond ... Profundidad ... 20.0 m
 Muestra ... 11, 13, 14 ... Est. ... Fecha ... marzo 1976



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA B.C.
 LABORATORIO DE MATERIALES

INDICE No	Km.	EXTRACCION MIN.	PRUEBA DUREZA SHORE	COLOR
1	0+018.73	1 0	69,72,72,77,70,72,75,75 80,80,82,86,82,83,85,85,87 54,55	76 GRIS OSCURO GRIS CLARO NEGRO
2	0+018.13	1 0	85,83,78,72,70,80,82,84,84 55,54,53	GRIS (CLARO Y ORO) NEGRO
3	0+052.04	9	95,90,95,95,95,97,97 50,65,62,64,68,72,71	95 CLARO GRIS OSCURO
4	0+052.04	9	95,97,97,99,97,100,94,89,95,97 62,62,60	CLARO OSCURO
5	0+172.00	3 0	99,98,98,102,95,96,95,97,105,102	CLARO
6	0+172.00	3 0	90,98,95,93 102,102,106,102,100,106	CLARO GRIS CLARO
7	0+172.00	3 3	102,101,99,102,102	CLARO
8	0+172.00	3 2	95,102,95,93,103,99,103,105	CLARO

CASO A 27

DETERMINACION DEL MODULO ELASTICO Y RESISTENCIA A COMPRESION
UNIAxIAL EN NUCLEOS DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO
MINERA AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

OBJETIVO

Se llevaron a cabo ensayos de laboratorio para determinar la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo elástico tangente inicial en núcleos de roca procedentes de la Unidad Molango de Minera Autlán, Estado de Hidalgo. Así mismo, se estableció la clasificación de la roca intacta desde el punto de vista de resistencia y deformabilidad.

2. PROCEDIMIENTO

Se siguieron los lineamientos y recomendaciones dados por la Comisión de Estandarización de Pruebas de Laboratorio y de Campo de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, I.S.R.M., (Documento No. 1, Oct/72). Las pruebas se llevaron a cabo en una máquina marca AMSLER de 100 toneladas de capacidad con sensibilidad de aproximación de 100 kg. Además, se empleó un anillo de 2.5 toneladas de capacidad para determinar cargas axiales menores de 2000 kg. En la medición de las deformaciones se utilizaron extensómetros eléctricos (strain gages) tipo EA-06-250 BF-350 marca Micromasurements .

3. PRUEBAS EFECTUADAS

De los núcleos recibidos, se elaboraron ocho especímenes : dos de ellos se rompieron durante el proceso de recti

67

ficación de las caras; el espécimen número 1 falló bajo una carga muy baja (150 kg) siguiendo una discontinuidad ya existente en el núcleo. De los cinco especímenes restantes, uno se llevó a la rotura sin medir deformaciones, con objeto de conocer el orden de magnitud del esfuerzo último y programar debidamente las pruebas para la determinación del módulo elástico de los cuatro especímenes restantes.

4. RESULTADOS

De los especímenes probados se obtuvo como esfuerzo de rotura un promedio de 2 221 kg/cm² con un valor máximo de 2717 kg/cm² y un valor mínimo de 1720 kg/cm²; el módulo elástico tangente inicial promedio fué de 8.11×10^5 kg/cm², con un valor máximo de 9.39×10^5 kg/cm² y un valor mínimo de 6.65×10^5 kg/cm².

La rotura que se presentó en los especímenes ensayados fué del tipo frágil; tres de los especímenes se desintegraron casi totalmente al ocurrir la rotura; los otros dos especímenes presentaron un desconchamiento longitudinal. -- Los resultados de las pruebas realizadas se presenta en la tabla adjunta.

5. CONCLUSION

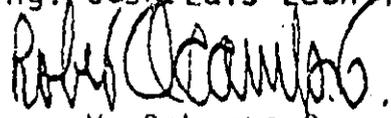
Los especímenes de roca ensayados tienen características de alta a muy alta resistencia con módulo relativo de

valor medio. Se concluyó que la roca posee una estructura compacta. Esto resulta compatible con el valor de la dureza medido con el Escleroscopio de Shore que resultó igual a 80 - unidades.

México, D.F., a 22 de Julio de 1977.

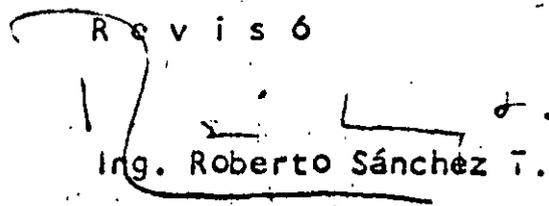
Formularon

Ing. José Luis León T.



ing. M. Roberto Ocampo F.

Revisó



Ing. Roberto Sánchez T.

TABLA 1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAIXIAL Y MÓDULO TANGENTE INICIAL DE ESPÉCIMENES DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO DE MINERA DE AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

15

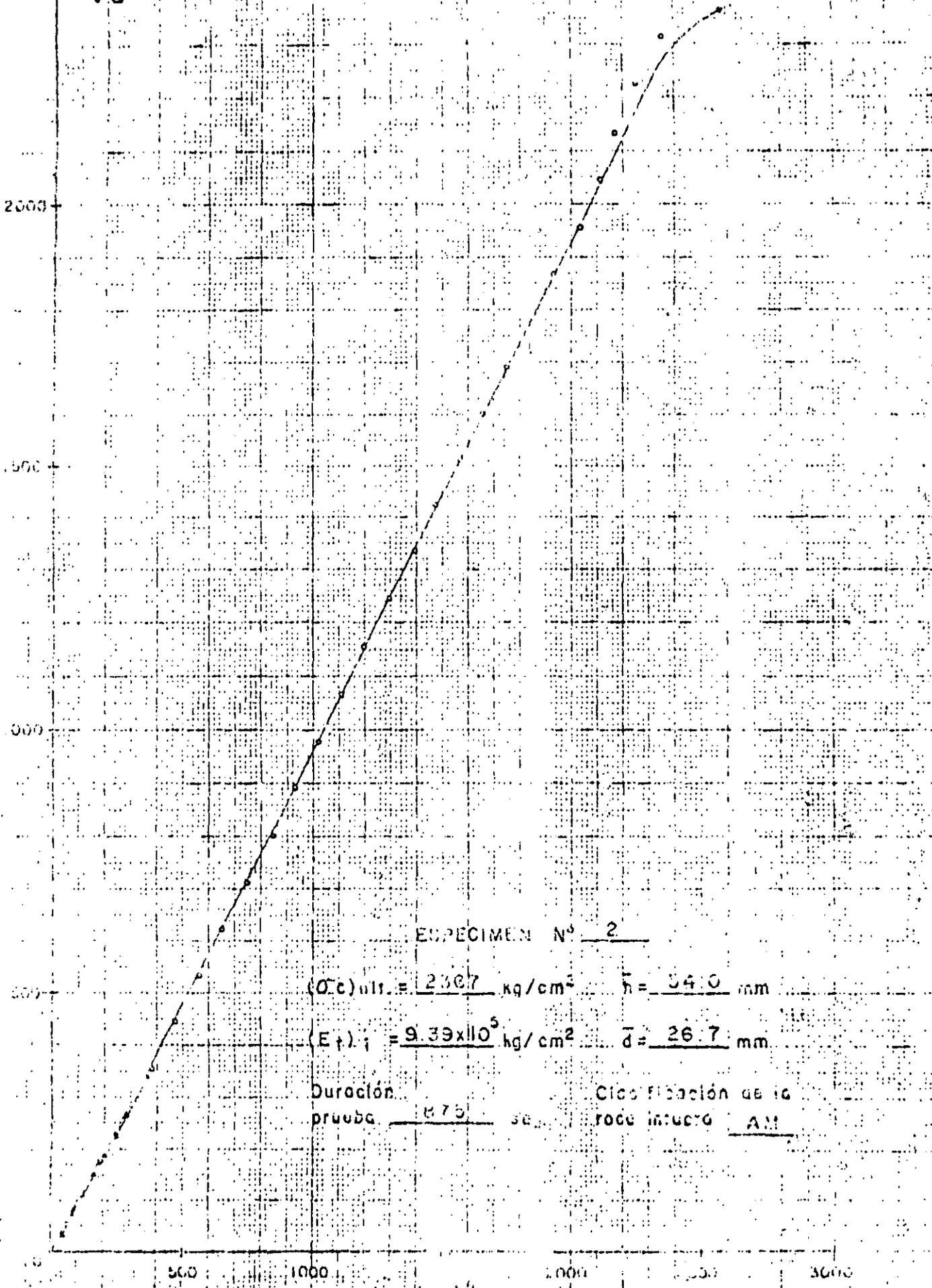
NO.	E S P E C I M E N		DURACION PRUEBA (Seg)	$(\sigma_c)_{ult}$ (kg/cm ²)	$(E_t)_i$ (kg/cm ²)	CLASIFICACION DE LA ROCA INTACTA *
	\bar{H} (mm)	\bar{d} (mm)				
1	56.1	26.7	15	27	-	-
2	54.0	26.7	875	2367	9.39×10^5	AM
3	63.6	26.9	1400	2717	-	-
4	58.2	26.7	760	2122	$8. \times 10^5$	BM
5	56.9	26.7	764	2179	7.89×10^5	BM
6	53.5	27.0	620	1720	6.05×10^5	BM

* De acuerdo con la clasificación dada por Deere y Miller basada en la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo relativo $(E_t)_i / (\sigma_c)_{ult}$.

0.0120

70

CASO B



ESPECIMEN N° 2

$(\sigma_c)_{ult.} = \underline{2307} \text{ kg/cm}^2$ $\bar{h} = \underline{54.0} \text{ mm}$

$(E_f)_i = \underline{9.39 \times 10^5} \text{ kg/cm}^2$ $\bar{d} = \underline{26.7} \text{ mm}$

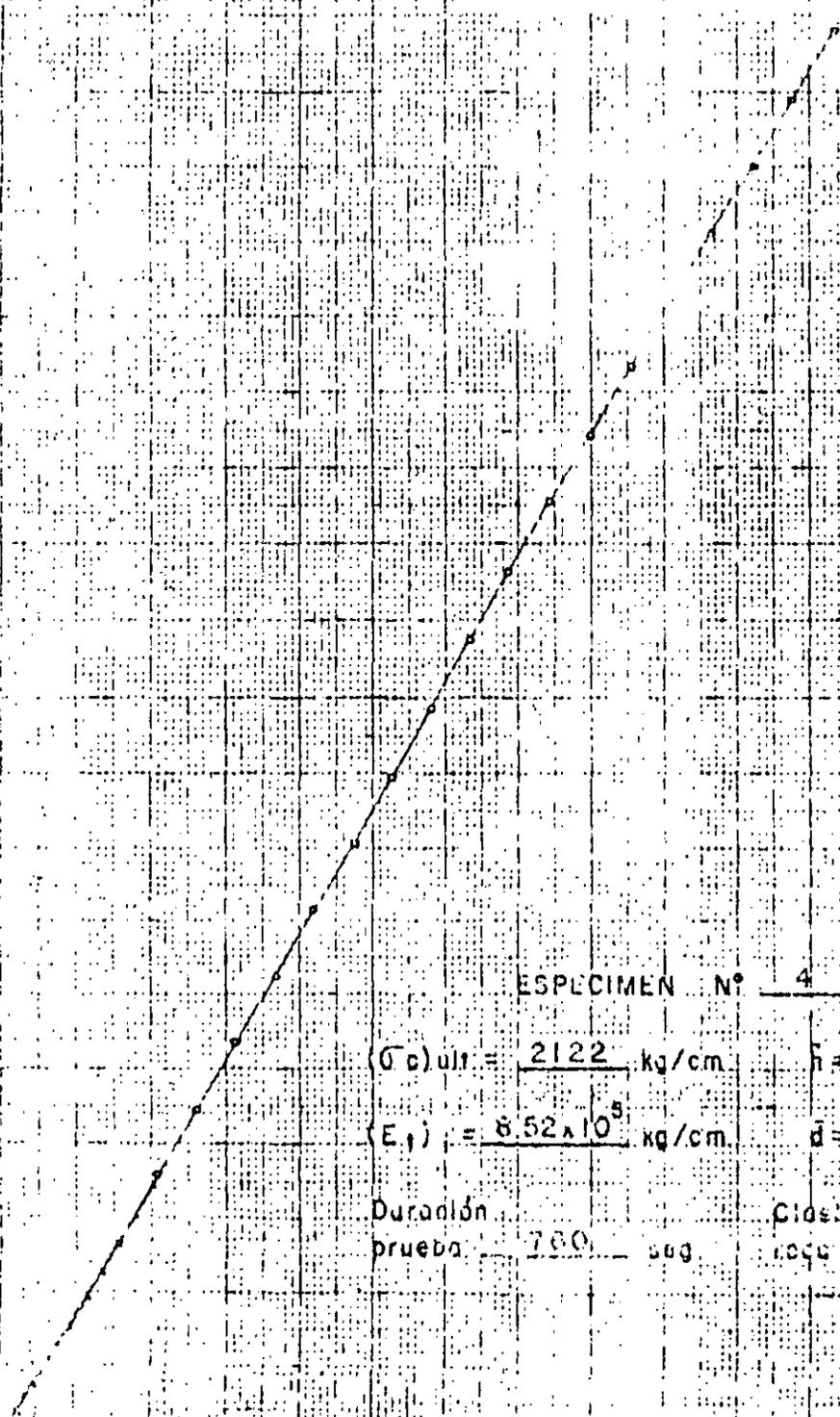
Duración prueba 175 seg. Ciclo fijación de la roca inducta AM

2000

1500

1000

500



ESPECIMEN Nº 4

$(\sigma_c)_{ult} = 2122 \text{ kg/cm}^2$

$h = 58.2 \text{ mm}$

$(E_c) = 8.52 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$d = 26.7 \text{ mm}$

Duración prueba 780 seg

Clasificación de la
resistencia 2M

500

1000

1500

2000

2500

3000

72

2000

1500

1000

500

0

500

1000

2000

500

3000

ϵ (10^{-6})

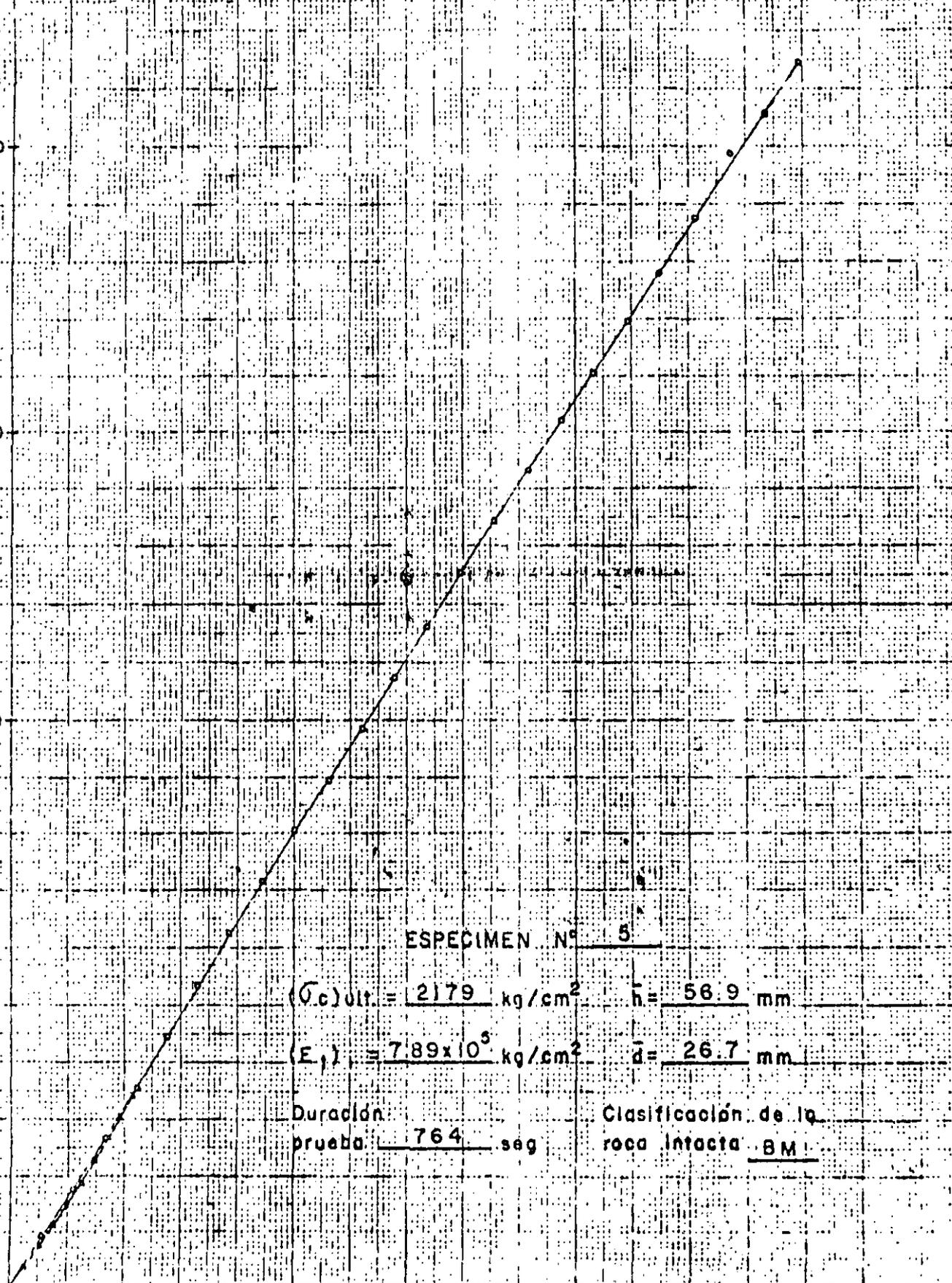
ESPECIMEN N° 5

$(\sigma_c)_{ult.} = 2179 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{h} = 56.9 \text{ mm}$

$(E_c)_i = 7.89 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{d} = 26.7 \text{ mm}$

Duración:
prueba: 764 seg

Clasificación de la
roca intacta BM



2000

1500

1000

ESPECIMEN N° 6

(σ_c) ult. $1/200$ kg/cm² $h = 33$ mm

(E_c) 2.6×10^5 kg/cm² $d = 27$ mm

Derogación: 11

Temperatura: 20 °C

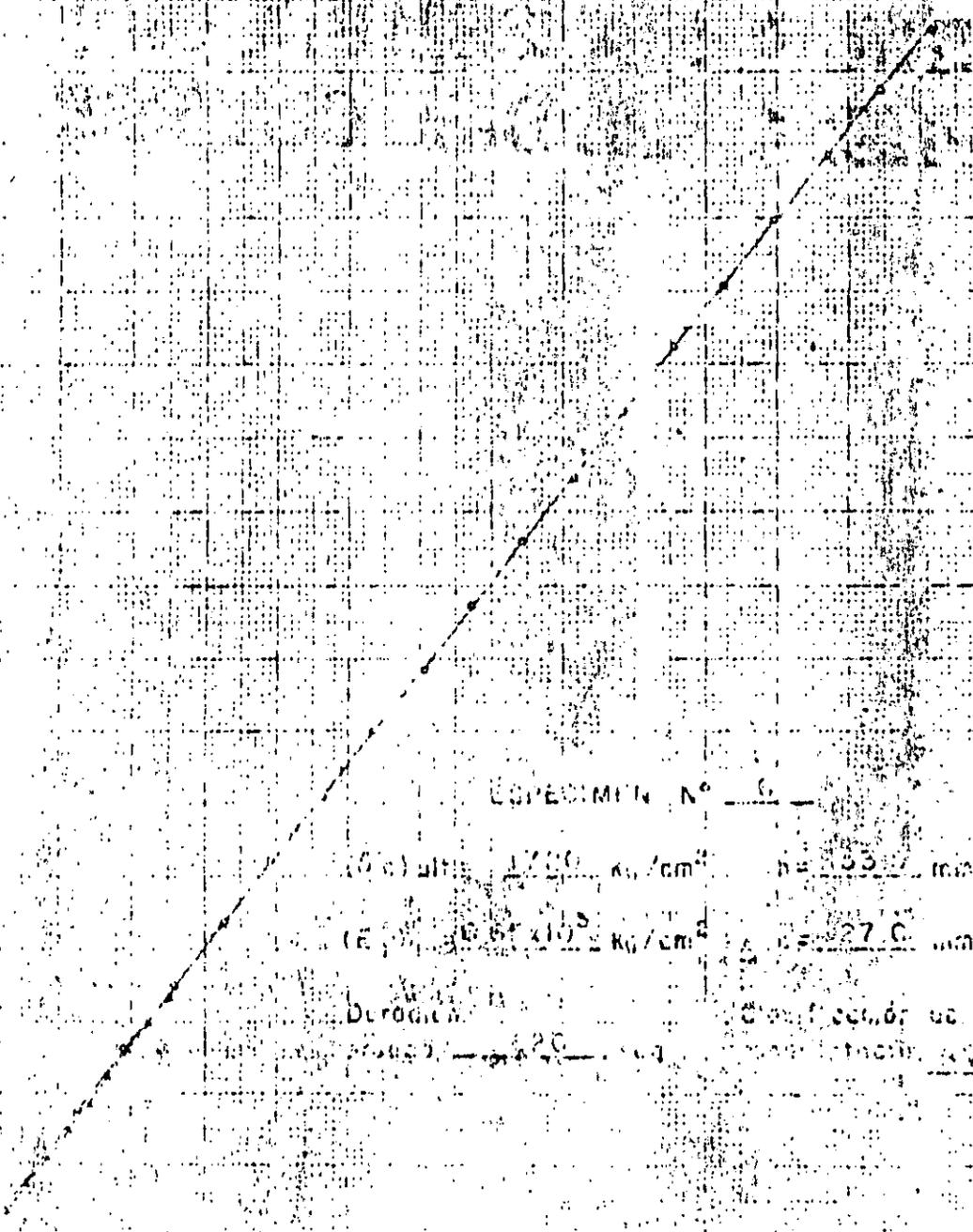
400

1000

2000

3000

4000



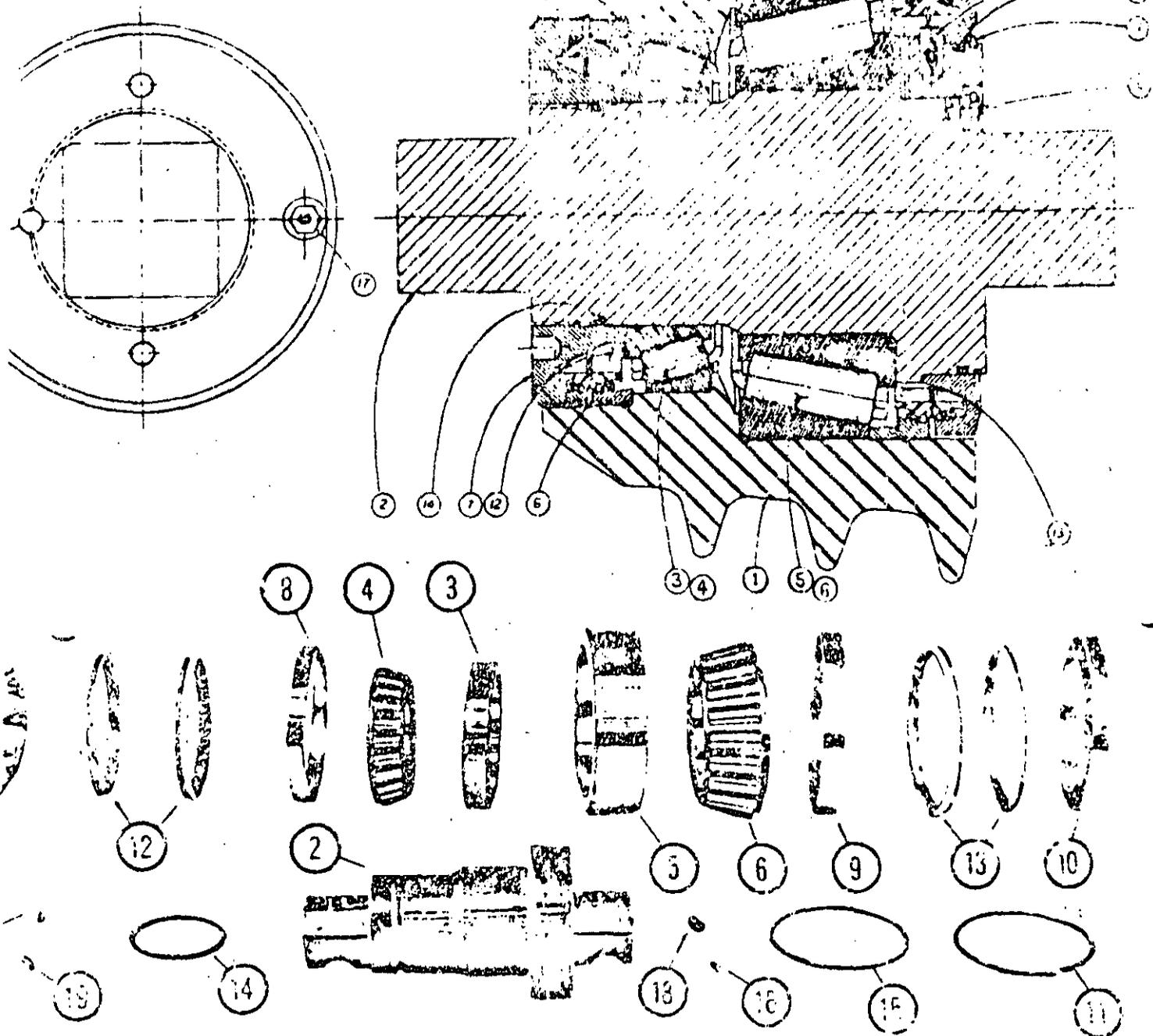
PROCEDURE FOR ASSEMBLY OF JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER



29125 Hall Street / Solon, Ohio 44139 USA

Telephone: (216) 288-0100 FAX: (216) 288-0101

RVA TRIPLE STEEL CUTTER



Item No.	Qty.	Description
1	1	Cutter Body
2	1	Journal
3	1	Small Bearing Clip
4	1	Small Bearing Cone
5	1	Large Bearing Cup
6	1	Large Bearing Cone
7	1	Nut
8	1	Seal Ret. Seat Assembly
9	1	Seal Ret. Seat Assembly
10	1	Seal Ret. Seat Assembly
11	1	Seal Ret. Seat Assembly

Item No.	Qty.	Description
12	1	Small Seal Plug
13	1	Large Seal Plug
14	1	Pressure Cover Plug
15	1	O-ring
16	1	O-ring
17	1	O-ring
18	1	O-ring
19	1	O-ring

* Seal Assemblies consist of a set of two O-rings and a pressure cover plug.

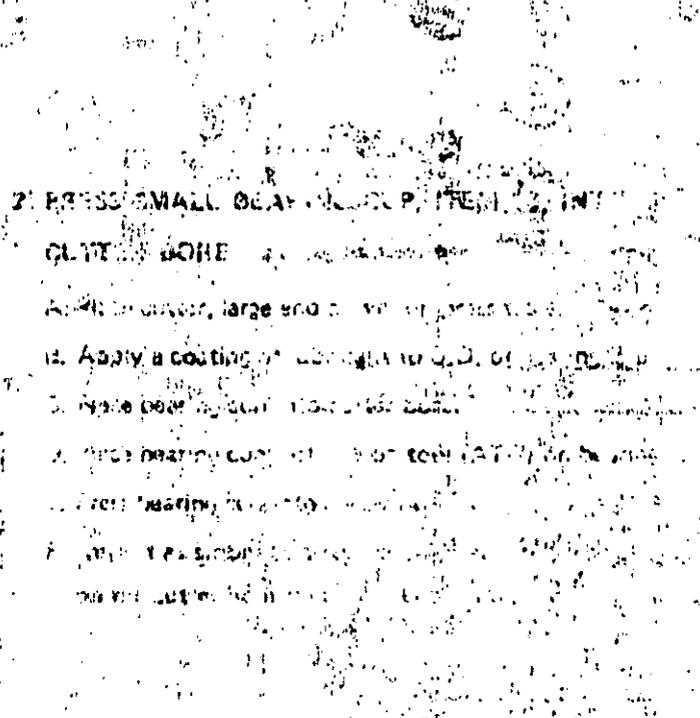
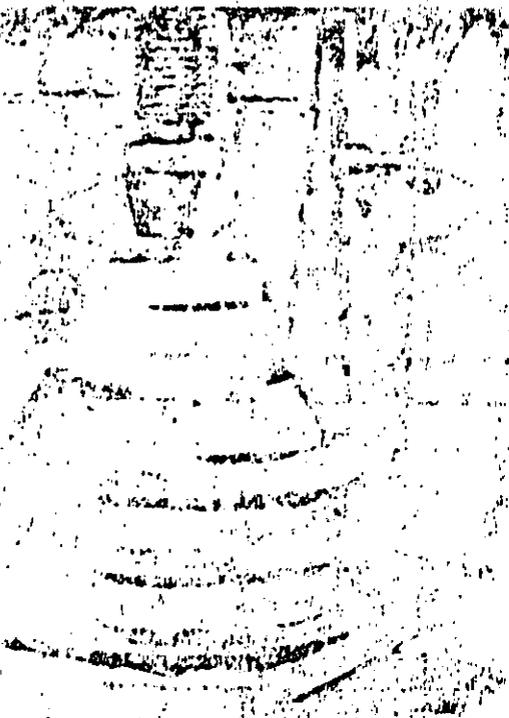
PROCEDURE FOR ASSEMBLING JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER



1. PRESS LARGE BEARING CUP, ITEM #5, INTO CUTTER BORE

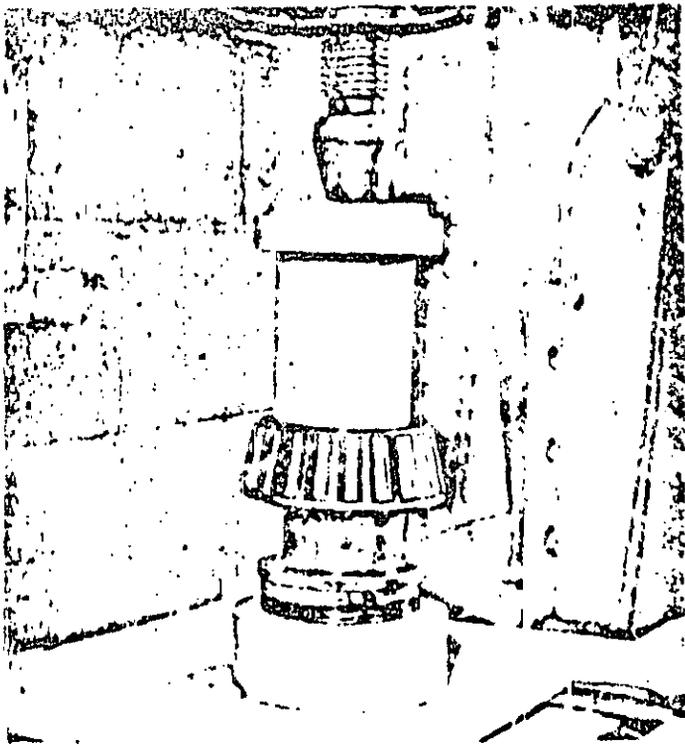
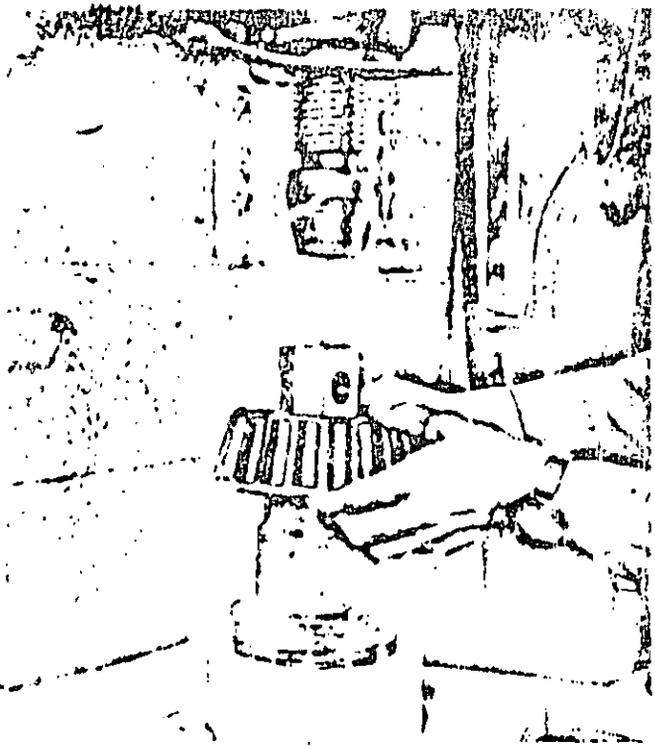
- A. Clean the bore of cutter thoroughly.
- B. Place cutter, small end down, on press table.
- C. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- D. Place bearing cup into cutter bore.

- E. Place bearing cup in tallies foot (A-6) on bearing cup.
- F. Press bearing cup into cutter bore.
- G. Use a pry bar to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a 3/8" pry bar.



2. PRESS SMALL BEARING CUP, ITEM #2, INTO CUTTER BORE

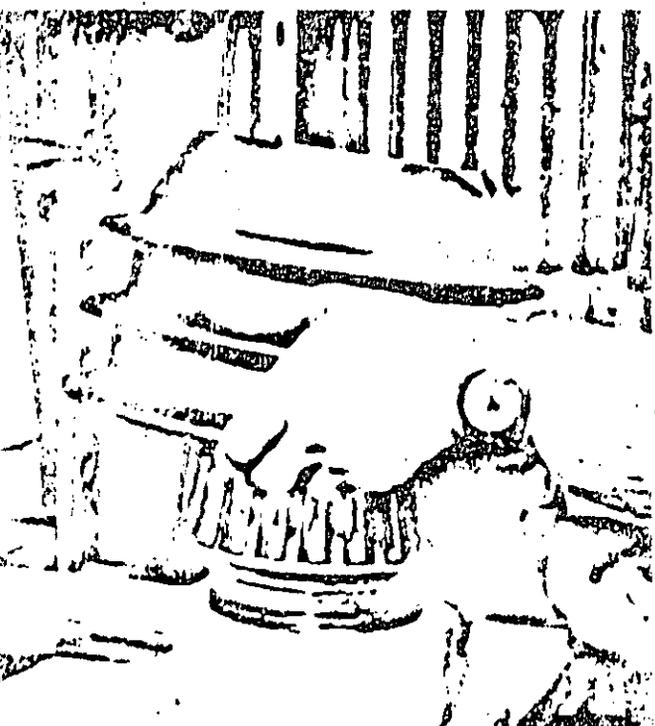
- A. Clean the bore, large end of cutter, thoroughly.
- B. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- C. Place bearing cup into cutter bore.
- D. Press bearing cup into bore of cutter.
- E. Use a pry bar to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a 3/8" pry bar.



PRESS LARGE BEARING CONE, ITEM #8, ON JOURNAL

- A. Remove relief valve, Item #16, and plug, Item #17, and clean journal thoroughly, making sure grease hole is clean and free from foreign material. Reinstall plug.
- B. Place journal on top of journal holding tool (AT-8) on press.
- C. Clean inside of bearing cone assembly and apply a coat of lubricant to the I.D.

- D. Place bearing cone assembly on journal.
- E. Place bearing installation tool (AT-14) over journal and press bearing cone onto journal.
- F. Inspect to assure positive seating of the bearing cone assembly on the journal. Use .002" feeler gage.



PLACE CUTTER SHELL OVER JOURNAL.

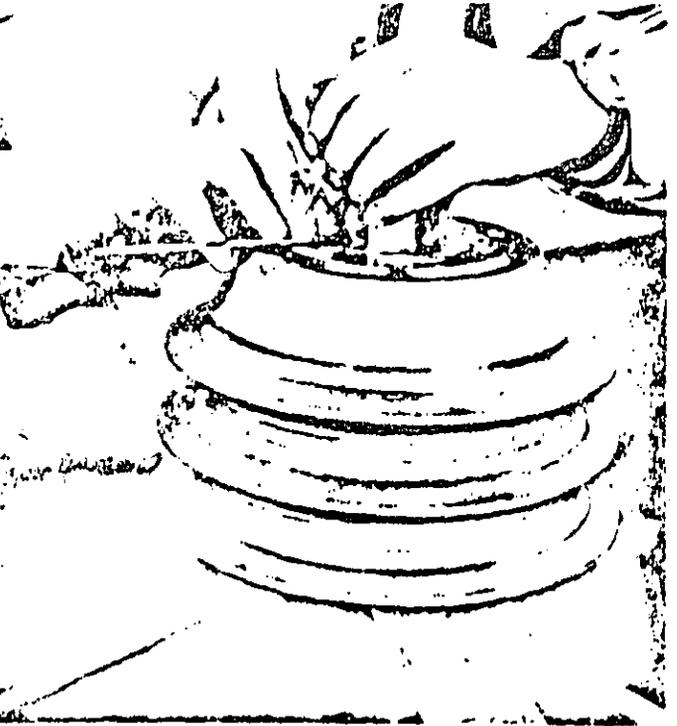
- G. PLACE SMALL BEARING CONE, ITEM #4, OVER JOURNAL AND PUSH IT DOWN INTO THE CUP INSIDE THE SHELL.



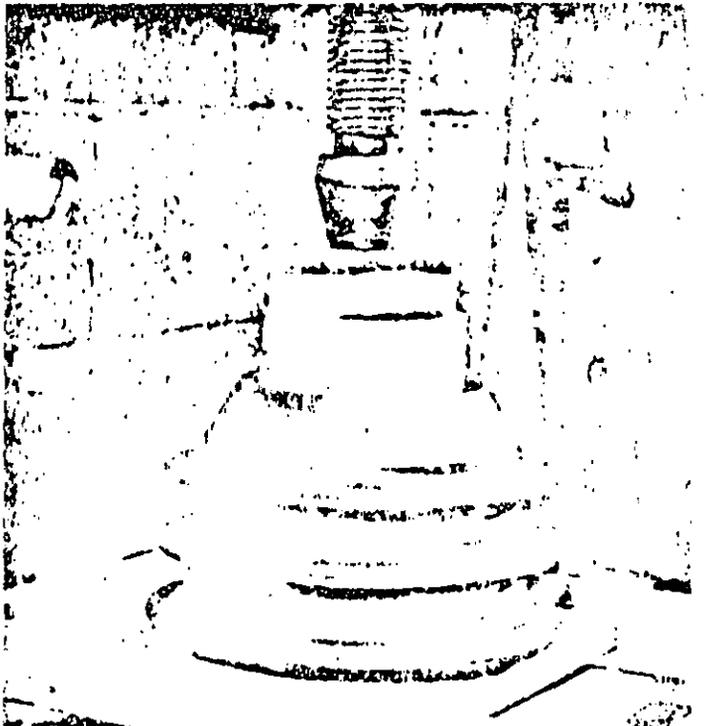
2. INSTALL NUT, ITEM #7, ON JOURNAL AND TURN ON HAND TIGHT.



7. CLAMP JOURNAL IN VISE WITH SMALL END OF CUTTER UP, USING SPANNER TOOL (AT-15) TORQUE NUT TO 125 - 150 FT/LBS.

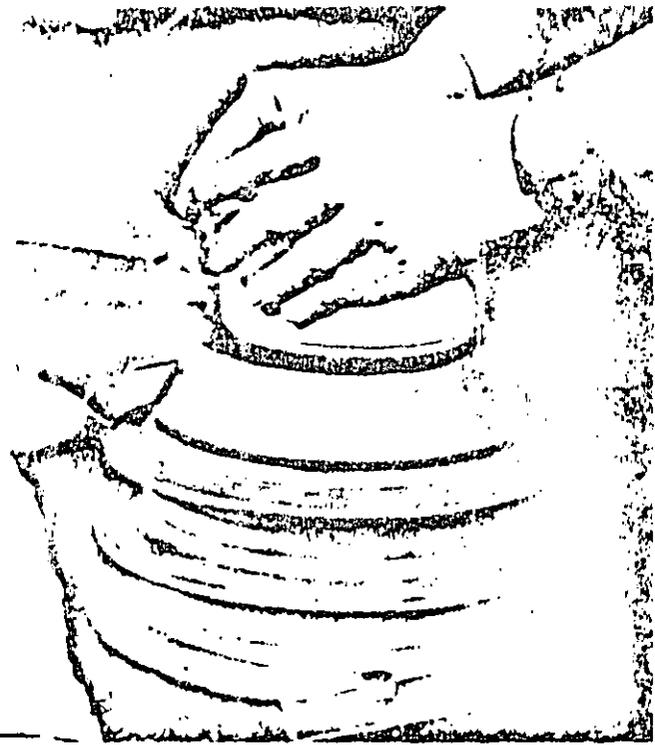


3. MARK A MARK ACROSS THREADED JOINT OF AND JOURNAL, FOR FUTURE REFERENCE. REMOVE NUT.



6. INSTALL SMALL INSIDE SEAL RETAINER ITEM #4.
A. Place cutter small end up in press.
B. Lubricate O.D. of small seal retainer and place into shell.

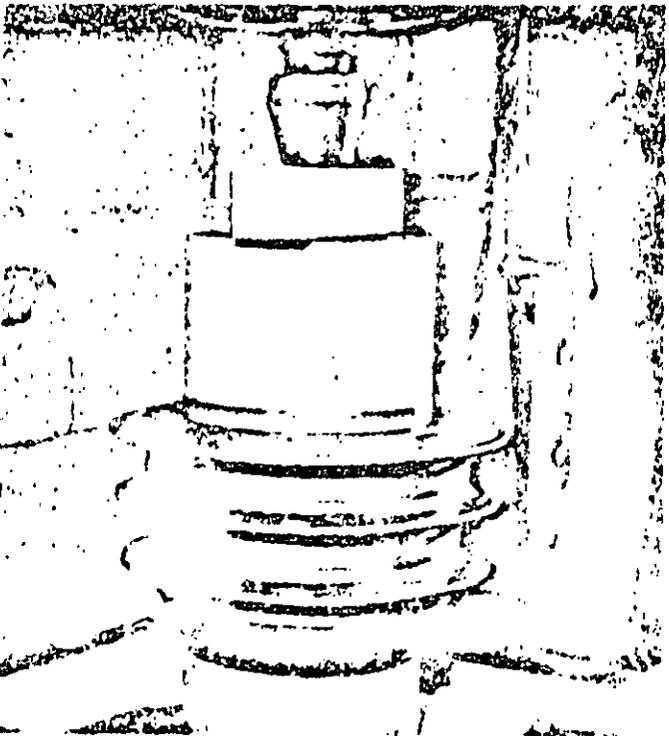
INSTALL SMALL SEALS, ITEM #12, IN NUT AND COVER. SEE CATERPILLAR "INSTALLATION INSTRUCTIONS" AND "INSTALLATION TOOLS" SHEETS ATTACHED.



A. Using caterpillar tool (7L4949) install 1/2 seal assembly in nut.

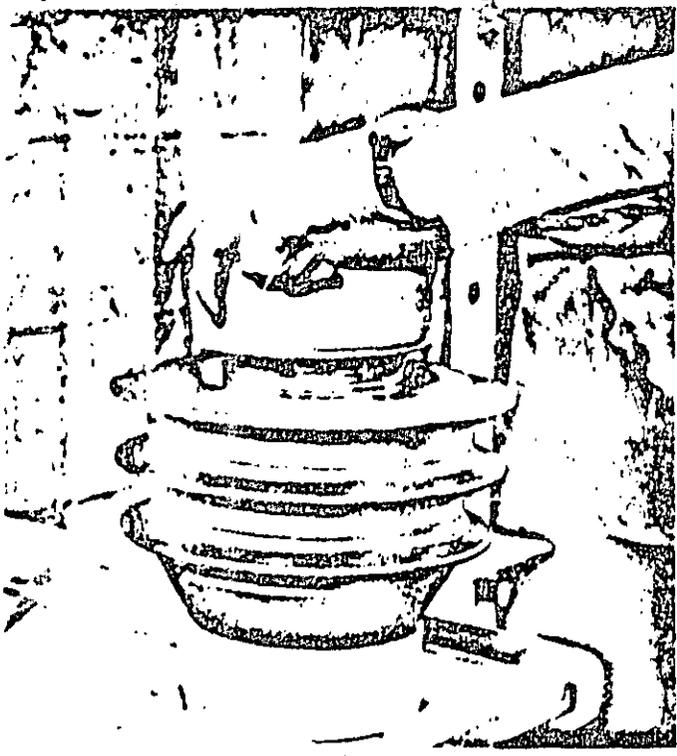
B. Install other 1/2 seal in nut.

INSTALL "O" RING, ITEM #14, ON JOURNAL AND REINSTALL THE NUT ON THE JOURNAL. TIGHTEN THE NUT TO THE SCRIBE MARK.



12. INSTALL LARGE INNER SEAL RETAINER, ITEM #9.

- A. Place cutter, large end up, on press table.
- B. Lubricate O.D. of large inner seal retainer.
- C. Using large inner seal installation tool (AT-11), press retainer into place.



13. INSTALL LARGE SEALS, ITEM #13. SEE CATERPILLAR "INSTALLATION INSTRUCTIONS" AND "INSTALLATION TOOLS" SHEETS ATTACHED.

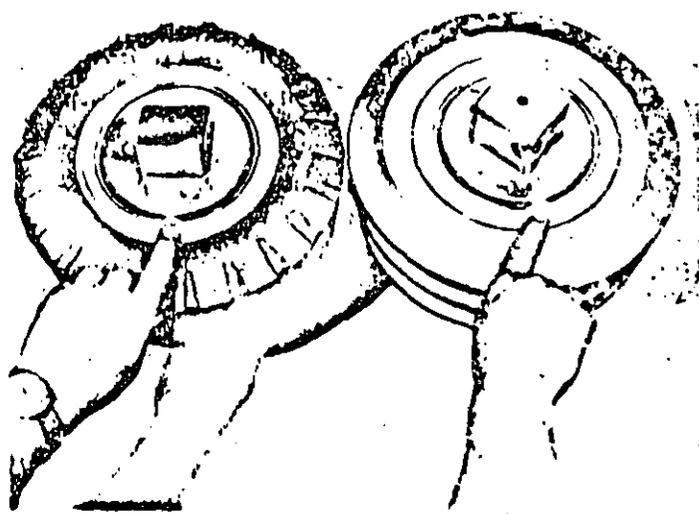
- A. Using caterpillar tool (2S8027), install 1/2 seal in cutter.
- B. Install other 1/2 seal in outer seal retainer, Item #10.

14. INSTALL LARGE OUTER SEAL RETAINER

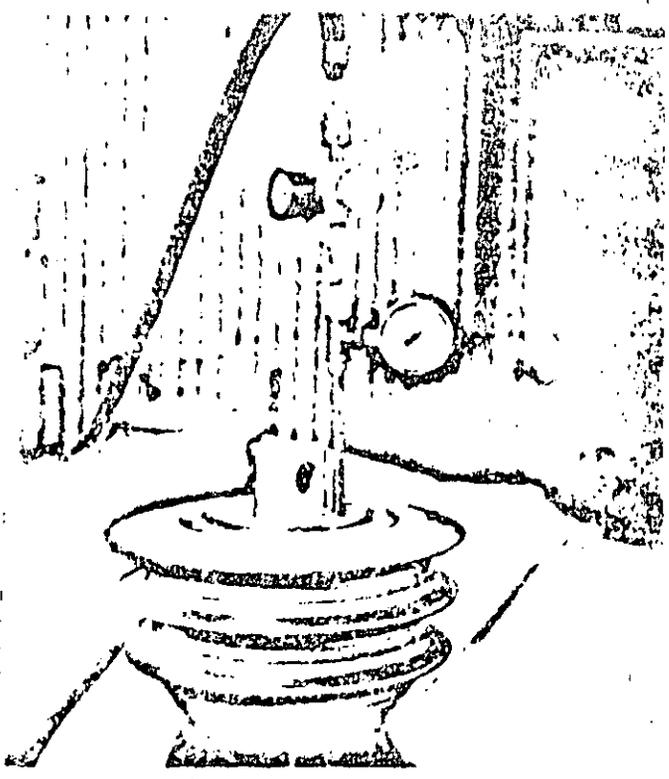


15. Install "O" ring, item #15, in place of journal, and seal and retainer assembly into cutter. Make sure retainer lines up with pin, item #18, in journal.

16. Using installation tool (AT-12), push retainer into cutter far enough to install snap ring, item #11.



C. Install snap ring with gap in location shown. Gage cutter shown on left, inside cutter on right.



14. ATTACH A R SUPPLY IN HOLE USED FOR PRESSURE RELIEF FITTING. PRESSURIZE TO 40 PSI, AND SEAL OFF CUTTER FROM SUPPLY. IF PRESSURE INSIDE THE SPILL DROPS, DISASSEMBLE THE CUTTER AND RESET SEALS. ALSO CHECK INSTALLATION OF "O" RINGS.

DRILL AND REAM 3/8" DIA. BY 5/16" DEEP DOWEL HOLE AND INSTALL DOWEL PIN, ITEM #19. STAKE TWO PLACES TO RETAIN PIN.

REMOVE PLUG, ITEM #17, AND FILL CUTTER WITH GRADE OF NLGI GRADE EP1, WITH MINIMUM TIMKEN LCAO TEST RATING OF 40 LBS. REINSTALL PLUG AND PRESSURE RELIEF FITTING.

TUNELEADORAS DE PLUMA

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA EN DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA TRANSPORTADORA PUEDE PASAR A UN SISTEMA DE CARGA DE VAGONES SIMILAR AL DEL TOPO O BIEN CARGARSE VAGONES DE OTRO TIPO (FIG. 1).

HUNGAROS, AUSTRIACOS Y RUSOS PRODUJERON LA PRIMERA GENERACION DE ESTE TIPO DE MAQUINAS, POR ENTONCES RELATIVAMENTE LIGERAS YA QUE PESABAN ENTRE 5 Y 17 TONELADAS CON MOTORES PARA MOVIMIENTO DEL CORTADOR DE 50 H.P., SE DISEÑARON PARA CORTAR ROCAS MEDIAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA MENORES DE LOS 400 KGS/CM², APROVECHANDOSE EN EXPLOTACIONES DE CARBON, ROCAS FOSFORICAS, ARCILLAS Y OTROS MATERIALES SUAVES.

UNA SEGUNDA GENERACION DE MAQUINAS SE DESARROLLO CON EL OBJETO DE CORTAR ROCAS MAS DURAS, CON ESFUERZOS DE RUPTURA DEL ORDEN DE LOS 800 KGS/CM² - EL PESO DE ESTAS MAQUINAS ESTA COMPRENDIDO ENTRE LAS 20 Y LAS 30 TONS. Y LA POTENCIA DEL MOTOR DEL CORTADOR ALCANZA LOS 130 H.P. (100 K.W.)

LA MAYORIA DE LAS MAQUINAS DE ESTA SEGUNDA GENERACION FUERON DESARROLLADAS ENTRE 1970 Y 1972.

EN 1973 SE ENPEZO CON LO QUE PUEDE CONSIDERARSE LA TERCERA GENERACION DE MAQUINAS MINERAS - PLUMA YA QUE LAS ANTERIORES NO SON LO SUFICIENTEMENTE PODEROSAS PARA ATACAR LOS ESTRATOS DUROS QUE SE ENCUENTRAN EN FORMACIONES CARBONIFERAS.

LAS MAQUINAS ACTUALES, DEBIDO A SU PESO, PUEDEN CLASIFICARSE EN 3 CLASES:

A) SUPERPESADAS

ENTRE ESTAS SE TIENEN:

MARCA	PESO	
DOSCO TB 600	82 TONS	INGLESA
ALPINE MINER AM 100	70 TONS	AUSTRO AMERICANA
EICKHOFF 200	90 TONS	ALEMANA

ESTAN DISEÑADAS PARA SECCIONES HASTA DE 20 M2. SU COSTO LLEGA AL MILLON-
DE DOLARES.

B) P E S A D A S

ENTRE 30 Y 50 TONS. CON MOTORES DE 215 H.P. (160 KW) ACCIONANDO EL -
CORTADOR, ENTRE ELLAS SE TIENEN LA SUPER ROC-MINER DE LA ALPINE CORPO-
RATION, Y LA EVA-160 DE EICKHOFF.

C) MAQUINAS DE PESO MEDIO

ESTAS HAN SIDO DISEÑADAS PARA SECCIONES PEQUEÑAS, SU PESO ESTA ENTRE-
LAS 20 Y 30 TONS. LOS EXPERTOS LAS RECOMIENDAN PARA URANIO, COBRE, -
FOSFORITAS, EN GENERAL PARA ROCAS CON ESFUERZOS DE RUPTURA A LA COM-
PRESION LIBRE LLEGA HASTA 800 KGS/CM2.

EN MEXICO SE ESTAN USANDO PARA LAS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS DE COAHUILA
ASI COMO EN LA EXPLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS EN BAJA CALIFORNIA.

SON PRINCIPALMENTE ALPINE F6-A MODIFICADAS, MUCHO MAS ROBUSTAS QUE CON SU VERSION ORIGINAL Y PREVISTAS DE TRANSITOS DE CARRILES TIPO CATERPILLAR, QUE LES PERMITEN TRABAJAR EN PENDIENTES HASTA DE 30%. SU ANCHO ES DE MAS O MENOS 2.10 M. PARA EXCAVAR EN ROCAS DE 500 KGS/CM² DE ESFUERZO DE RUPTURA O MAS LOS MOTORES DEBEN SER DE POTENCIAS MAYORES A LOS 150 H.P.

EN LA TABLA 1 SE DAN LAS PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE MINERAS DE TIPO-PLUMA.

MODELO MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POT A		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON TON		C L A S E
			MOTOR	CORTADOR	KW	HP	KW	HP	
F6-HK NIKE X HUNGARY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60.2	81	10.7	11.8	LIGERA
F6-A, ALPINE MINER HUNGARIAN LICENSE VOEST-ALPINE A.G. AUTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60	80	12	13.2	LIGERA
PK-3 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	32	43	77.5	104	10.8	11.9	LIGERA
D.R.C.L. DOSCO U.K.	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	37	50	75	100	17	18.7	MEDIA
SVM (SYSTEM DOSCO) PAURAT GMBH GERMANY	FRESA	TRANSPOR- TADOR CIR- CULAR DE CANGILONES	50	67	88	118	19.5	21.5	MEDIA
"SUBRICK" MINER U.S. STEEL CORP., WEST VIRGINIA U.S.A.	DESGARRA DOR		D.C. 2 X 60	D.C. 2 X 75	D.C. 180	D.C. 225	APROX. 27.3	APROX. 30	MEDIA
"FUCHS" WESTFALIA GERMANY	DESGARRA DOR	TRANSPOR- TADOR DE CADENA	45	60	52.5	70	6	6.6	LIGERA

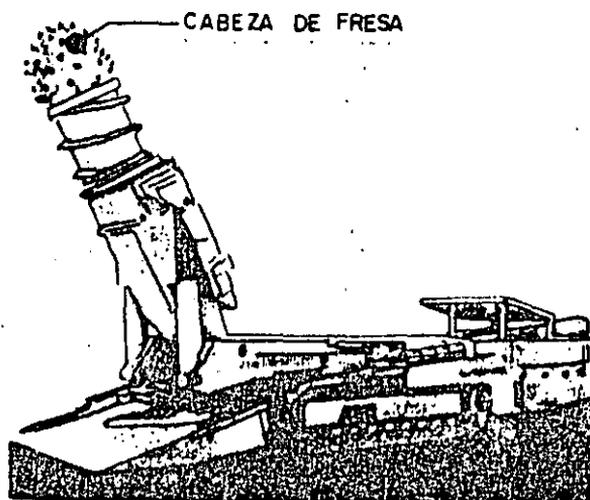
TABLA 1	MAQUINA	SISTEMA	POT. A		POTENCIA TOTAL		PESO DE LA		C L A S E
MODELO	MANUFACTURA	DE	MOTOR	CORTADOR	DE MOTORES		MAQUINA	TON	
PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	REZAGA	KW	HP	KW	HP	TON METRICA	TON CORTA	
MARK 2A DOSCO ENGLAND	FRESA	TRANSPORTA- CIRCULAR CANGILONES	48.5	65	104	140	23.4	25.8	MEDIA
RH 1/3 ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	120	179	240	45.7	50.3	PESADA
BOOM MINER ANDERSON MAVOR U.K.	FRESA	TRANSPORTA DOR CIRCUL- LAR CANGI- LONES	60	80	120	160	18.3	20.1	MEDIA
PK-9 MACHINO EXPORT U.S.S.R.	FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	90	118	173	232	36	39.6	MEDIA
AM 50, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	100	134	155	208	22	24.2	MEDIA
EV 2 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	80	107	173	232	33	36.3	MEDIA
E 124 PAURAT GMBH GERMANY	FRESA	CARGADOR CIRCULAR DE CANGILONES	55	74	85	141	21	23.1	MEDIA

MODELO MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	PO. IA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA TON CORTA		CLÁ E
			KW	HP	KW	HP			
MOBILE EXCAVATOR MEMCO U.S.A.	DESGARRA DOR	CORTADOR CON EMPUJE CILINDRICO Y BRAZOS RE COGEDORES	60	75	120	150	16.8	18.5	MEDIA
VS 3 DEMAG GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	160	215	340	254	70	77	SUPER PESADA
WAV 200 WESTFALIA GERMANY	DESGARRA DOR	UN BRAZO RECOGEDOR	200	268	300	402	73	80.3	SUPER PESADA
ROBOTER (TITAN IN U.K.) PAURAT GERMANY	FRESA	DOS CAGILO NES DE CADE NA CURVOS	200	268	300	402	64	70.4	SUPER PESADA
EVA-160 EICKHOFF GERMANY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	160	215	310	416	52	57.2	PESADA
EVR-160 EICKHOFF GERMANY	FRESA	BRAZOS RE- COGÉDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	220	300	450	500	80	88	SUPER PESADA

LAS MINERAS - PLUMA PUEDEN SER DE DOS TIPOS DEPENDIENDO DEL CORTADOR.

A) CORTADOR TIPO FRESA

EN ESTE CASO EL CORTADOR, CILINDRICO O CONICO GIRA SOBRE UN EJE QUE ES EL MISMO DE LA PLUMA EN ESTAS CONDICIONES LA FUERZA CORTANTE SE EJERCE PRINCIPALMENTE A LOS LADOS, LO QUE IMPIDE EL USAR EL PESO TOTAL DE LA MAQUINA EN EL ATAQUE. CUANDO LA ROCA ES RELATIVAMENTE DURA LA MAQUINA NECESITA SER EMPUJADA LATERALMENTE CON GATOS ESPECIALES. EL CORTADOR DE FRESA ARROJA LOS TROZOS CORTADOS DE LA FRENTE HACIA LOS LADOS LO QUE COMPLICA EL ACARREO DE LA REZAGA HACIA LA BANDA TRANSPORTADORA. EL DIAMETRO DE ESTOS CORTADORES ES MAS PEQUEÑO QUE EL DEL TIPO SIGUIENTE POR LO QUE SE RECOMIENDA CUANDO SE TRATA DE ATACAR LENTES DELGADAS. (FIG. 2)



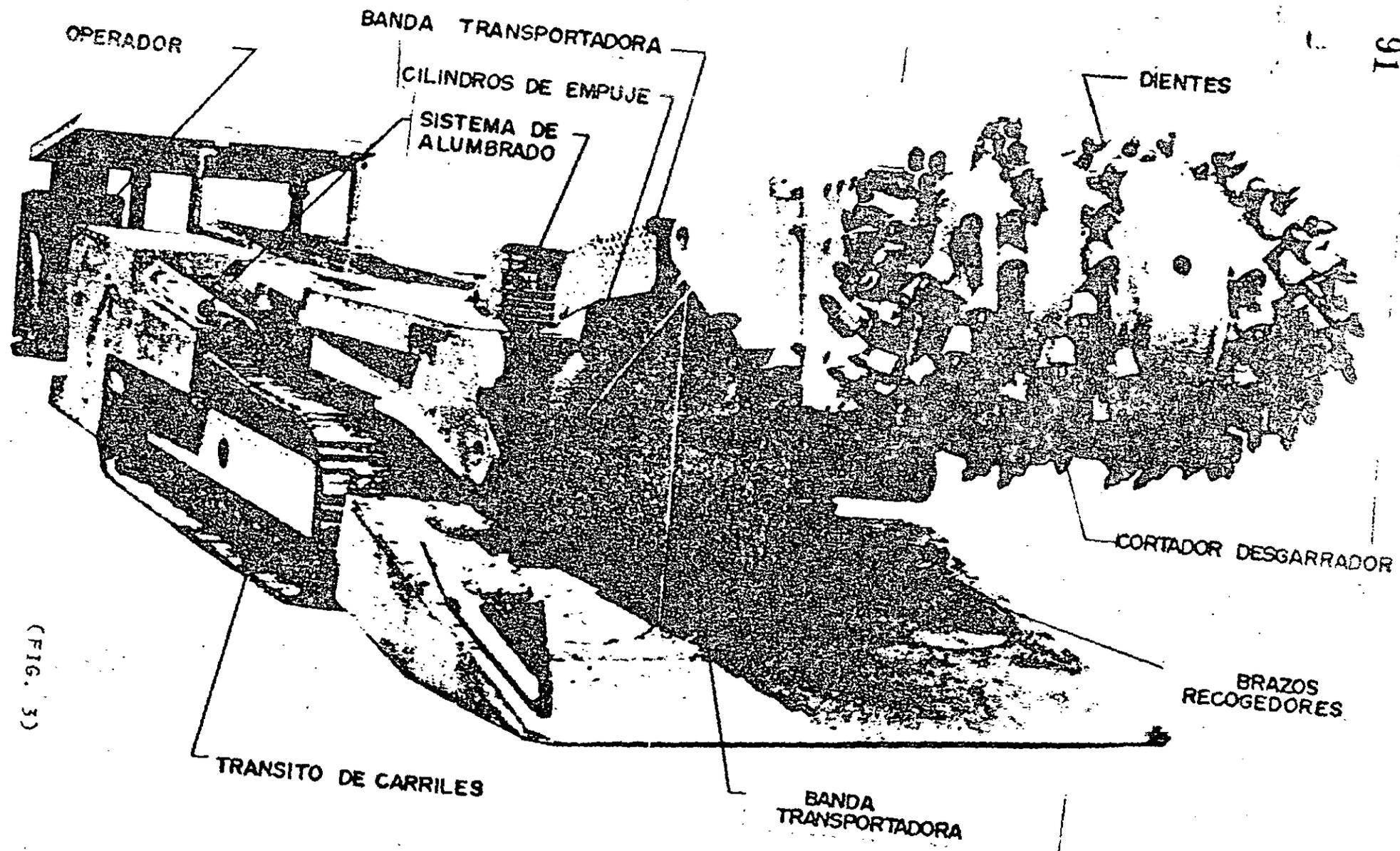
(FIG. 2)

B) CORTADOR DESGARRADOR

EN ESTE CASO EL EJE DEL CORTADOR ES NORMAL AL EJE DE LA PLUMA, POR LO QUE TODO EL PESO DE LA MAQUINA Y EL EMPUJE DADO POR LAS GARRAS —

DEL TRANSITO PUEDEN UTILIZARSE PARA EFECTUAR EL ATAQUE. ADEMAS, UN 80% - DE LAS ESQUIRLAS SON ARROJADAS PRACTICAMENTE A LA CHAROLA Y DEJADAS A LA BANDA TRANSPORTADORA.

EN TERMINOS GENERALES EL CORTADOR POR DESGARRAMIENTO PRODUCE UN 30% MAS - DE MATERIAL QUE EL TIPO FRESA, POR LO QUE SE PREFERE EL PRIMERO, SIN EM- BARGO, HAY MAQUINAS EN LAS QUE LOS CORTADORES SON INTERCAMBIABLES COMO ES EL CASO DE LAS ROC-MINER DE LA ALPINE CORP. (FIG. 3)

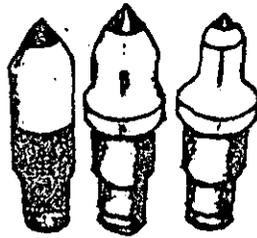


(FIG. 3)

TANTO EL CORTADOR DE FRESA COMO EL DESGARRADOR, PRODUCEN POLVO DURANTE EL ATAQUE; EL PROBLEMA DEL POLVO AUN NO SE HA RESULTO EN FORMA SATISFACTORIA YA QUE NO PUEDE COLOCARSE UNA PANTALLA QUE AISLE LA FRENTE Y AUNQUE LA PLUMA TIENE EN EL EXTREMO UN COLECTOR DE POLVO ES NECESARIA UNA EXCELENTE VENTILACION.

AMBOS CORTADORES ESTAN FORMADOS POR CUERPOS MASIVOS QUE TIENEN LOS ELEMENTOS CORTANTES O DIENTES COLOCADOS SIGUIENDO ESPIRALES, ESTOS DIENTES TIENEN INSERTOS DE CARBURO-TUNGSTENO. LOS DIENTES SON REEMPLAZABLES.

(FIG. 4)



(FIG. 4)

EN EL CASO DEL DESGARRADOR EL CORTE ES PRODUCIDO POR LOS DIENTES AL INCI-DIR SOBRE LA ROCA TENIENDOSE UNA FUERZA DEBIDA AL PAR DE TORSION PROPOR-CIONADO POR EL MOTOR DEL CORTADOR. ESTA FUERZA PUEDE VARIARSE CON EL EM-PUJE DADO POR UN GATO Y AUMENTARSE CON EL DADO POR LA MAQUINA, QUE COMO ANTES SE DIJO TIENE TRANSITO DE TIPO ORUGA. COMO LA PLUMA PUEDE OSCILAR-HORIZONTALMENTE, ES POSIBLE APLICAR FUERZAS HORIZONTALES QUE AYUDAN AL PROCESO DE RUPTURA SALIENDO EL MATERIAL EN FORMA DE LASCAS DE DIFERENTES-FORMAS.

SI LA ROCA ES SUAVE UN BUEN NUMERO DE DIENTES ESTAN EN CONTACTO SIMULTA-NEO CON LA FRENTE Y LA PRODUCCION AUMENTA.

Abril 10., 1978.

REPORTE MENSUAL DE OPERACIONES
EN MINA PILOTO No. 1

I.- PERSONAL

<u>Categoría</u>	<u>Número</u>	<u>Días Trabajados</u>	<u>Hombres-Turno en el Mes</u>
Jefe de mina	1	22	22
Operador minero	1	22	22
Operador cargador frontal	1	22	22
Peón	1	6	6
TOTAL	4		72

Se trabajaron 22 días efectivos en el mes, y únicamente se trabajó en el turno de día.

II.- EQUIPO

Minero continuo Alpine F6-A	1
Cargador frontal JS-220	1
Ventilador estacionario de 22,000 Pies ³ /Min.	1

III.- PRODUCCION

Durante el mes se trabajó únicamente en la frente principal de extracción, en una sección promedio de 11.78 M².

3.1 Producción / Mes

Avance	= 40.90 M.L. / Mes
Volúmen tumbado	= 481.85 M ³ / Mes
Toneladas tumbadas	= 1156.44 Tons. / Mes

3.2 Producción por turno

Avance	= 1.86 M.L. / Turno
Volúmen tumbado	= 21.90 M ³ / Turno
Toneladas tumbadas	= 52.57 Tons. / Turno

Se usó un peso unitario en banco para la fosforita de 2.4 Tons. / M³.

IV.- PRODUCTIVIDAD

<u>Tons. tumbada / Mes</u>	=	<u>1156.44</u>	=	16.06 Tons./Hombres tu
<u>Total Hom.-Turno/Mes</u>		72		

96
Abril 15, 1978.

ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS EN EL DESARROLLO DE LA FRENTE PRINCIPAL DE LA MINA PILOTO No. 1.

El siguiente estudio de tiempos y movimientos se hizo en el desarrollo de la frente principal de extracción de la Mina Piloto No. 1, que tiene una sección promedio de 5.0 x 2.3 metros, usando para la excavación un minero continuo Alpine F6-A, y para rezagar un cargador frontal Jarvis Clark 220 de 2.0 yardas cúbicas, operando de la siguiente manera:

El minero continuo colocado en el tope de la frente cerca de una de las tablas, hace un corte de aproximadamente 50 Cms. de profundidad por 3.0 m. de ancho y por todo el alto de la frente; como la rezaga producida no le permite efectuar todo este trabajo, la desplaza hacia el lado libre en la frente con el brazo de la cabeza, para que el cargador frontal la transporte al exterior; al concluir este corte se pasa al otro lado de la frente para emparejar el corte del tope, y así sucesivamente se sigue el avance.

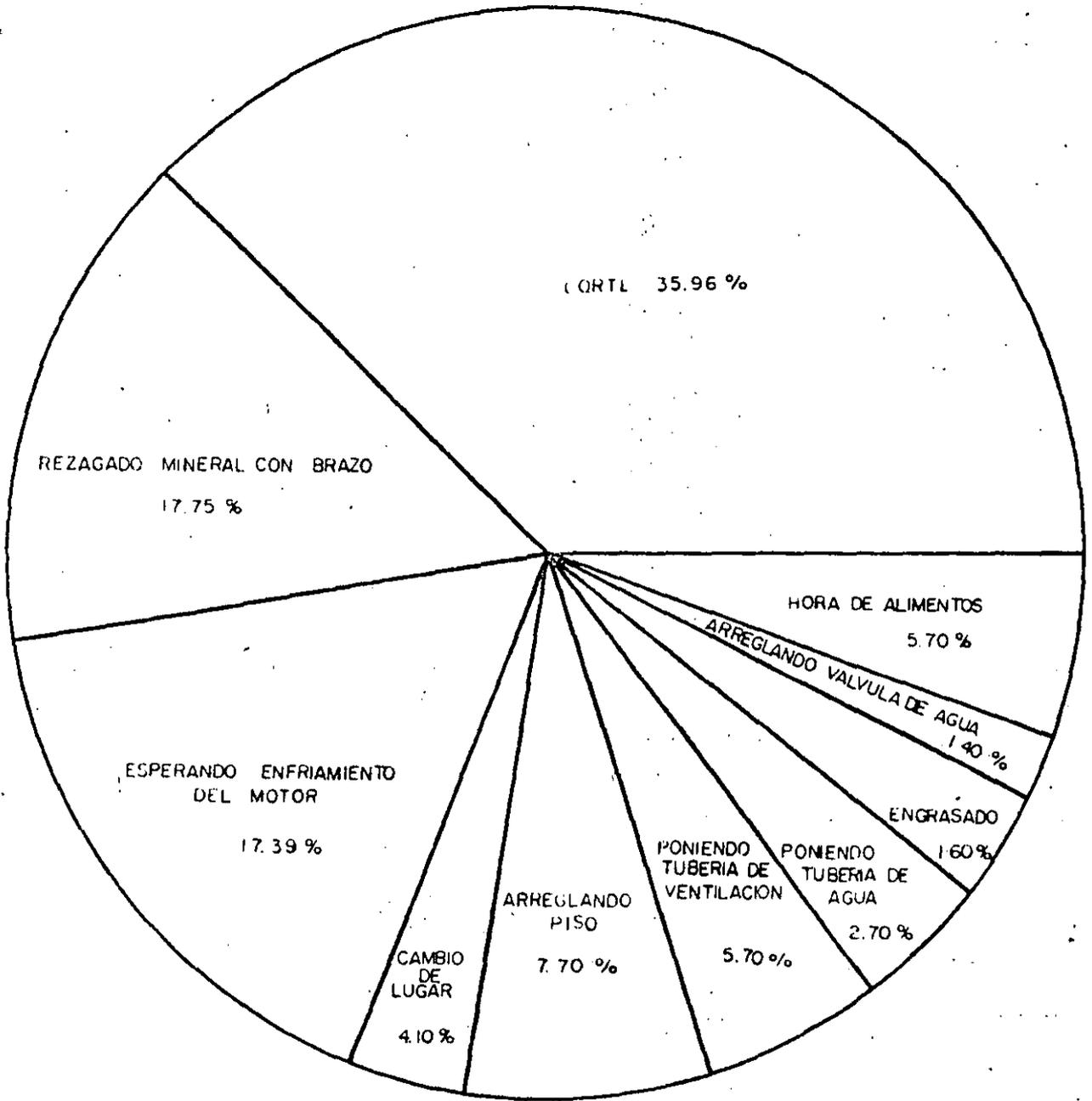
La ventilación que se usó fué succionando en el tope con tubería rígida.

6

RESUMEN DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS DEL MINERO CONTINUO
ALPINE F6-A

<u>A C T I V I D A D</u>	<u>TIEMPO EN MINUTOS</u>	<u>% DEL TURNO</u>	<u>O B S E R V A C I O N E S</u>
1.-Cortando	210.41	35.96	Se puede incrementar.
2.-Esperando que se enfrie el motor.	105.30	17.39	Se estudiará el sistema eléctrico para eliminar el calentamiento.
3.-Moviendo la rezaga a un lado.	103.84	17.75	Se usará otro sistema.
4.-Afinando el piso.	44.29	7.70	Se puede reducir.
5.-Instalando tubería de ventilación.	33.00	5.70	Se puede empalmar con otras actividades.
6.-Tiempo para comidas.	30.00	5.70	Se alternará el horario.
7.-Cambiando de lugar.	23.99	4.10	Se puede reducir.
8.-Poniendo tubería de agua.	16.31	2.70	Se puede reducir.
9.-Lubricando el equipo.	9.46	1.60	-----
10.-Fallas con el agua.	8.40	1.40	Se puede eliminar.
TOTAL -----	585.00	100.00	

57

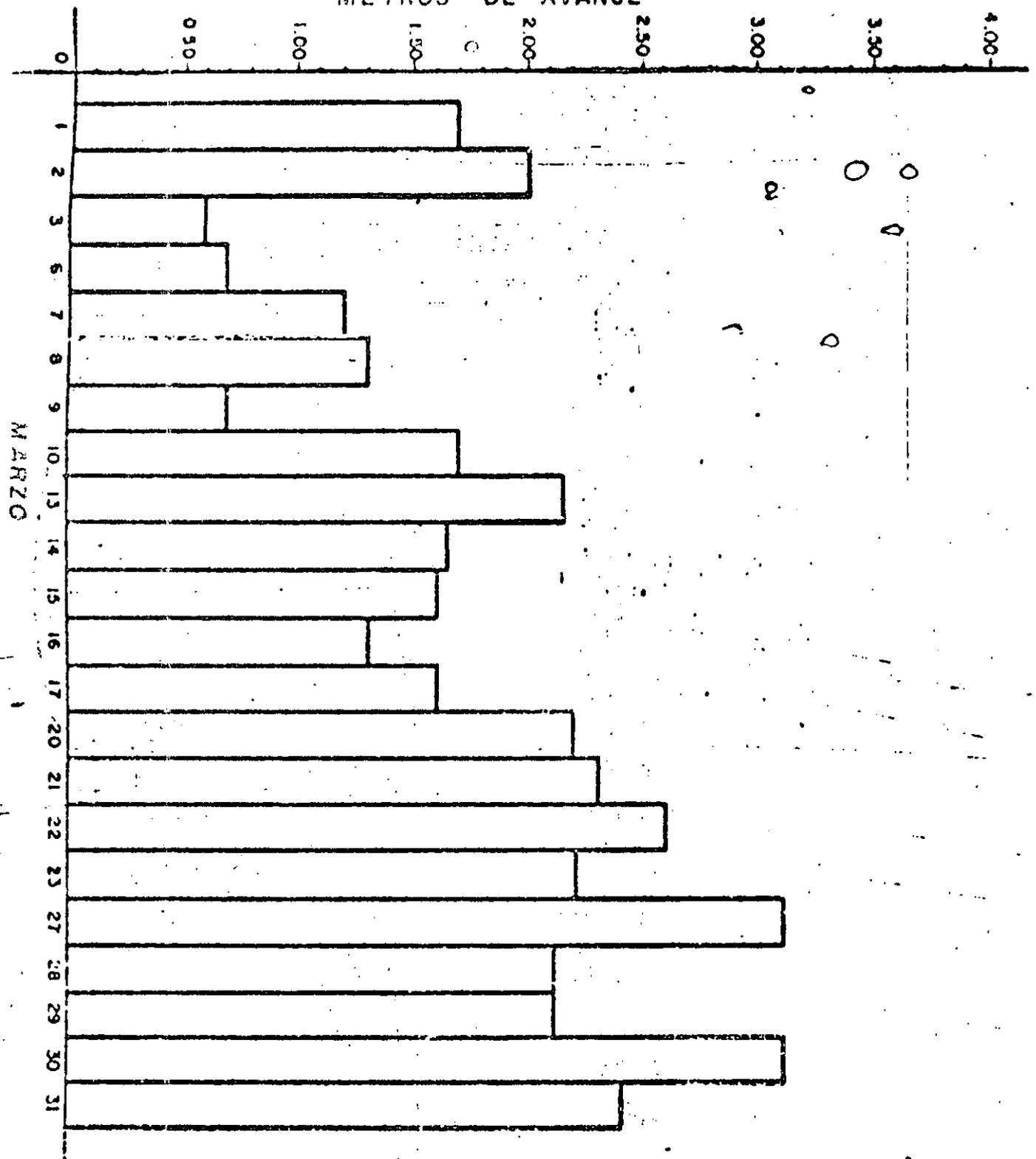


MINA PILOTO No 1

TIEMPOS PROMEDIOS EN PORCIENTOS DE LAS ACTIVIDADES DEL MINERO CONTINUO

ALPINE F 6-A

METROS DE AVANCE



MARZO

"MINA PILOTO No. 1"

AVANCE DIARIO CON MINERO CONTINUO ALPINE F6-A EN FRENTE DE SECCION PROMEDIO DE 11.78 M²



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELLS DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO S A.R.H.
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

SOPORTE CON CONCRETO LANZADO

ING. MARTEIN KRAMERS

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

1.- GENERALIDADES

1.1 Introducción

Nuestra experiencia previa en el uso del concreto lanzado en roca suave e incompetente, a principios de los años 60's, nos enseñó que los resultados prácticos estaban en conflicto fuertemente con todas las teorías y los conceptos existentes de mecánica de rocas conocidos hasta entonces.

La experiencia obtenida en los años siguientes en la India, Zambia, México, Colombia, Panama y Perú fortaleció nuestra convicción al respecto. La mayoría de las teorías de mecánica de rocas consideradas sagradas por más de medio siglo, demostraron ser incompatibles con la experiencia actual en la construcción de túneles. Estas experiencias nos han conducido a una forma de pensar totalmente nueva y diferente con relación a la interacción entre un túnel y el macizo rocoso. Los chinos dicen que una presa debe estar "casada" al terreno en la cual se erige. Aún mas, un túnel debe armonizar con la roca dentro de la cual ha sido excavado. La necesidad de esta armonía es particularmente importante en la relación entre roca y soporte de túneles.

Esta filosofía no ha sido aplicada siempre. Siendo la roca el más resistente de los elementos, durante mucho tiempo fue mal entendida y mal tratada por los diseñadores de túneles, debido a su aparente resistencia. Actualmente hemos logrado hacer de la roca nuestra asociada para que trabaje junto con el diseñador; la roca proporciona los músculos en esta cooperación y nosotros los ingenieros nos debemos proponer suministrar el cerebro.

1.2 El Concreto Lanzado como Sistema

El concreto lanzado no debería ser considerado nunca como una parte simple y separada

del proceso de excavación de un túnel. Las técnicas del concreto lanzado deben ser consideradas como un elemento nuevo y revolucionario de construcción de túneles. Los austriacos han llamado al sistema NATM que significa el "Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles". Los suecos lo han llamado el SPS es decir "Sistema Sueco de Tüneleo"; quisiera enfatizar las palabras "Método de Tüneleo". Estamos hablando de un sistema o método completo de tuneleo en el cual los medios de excavación, la estabilización del terreno, el soporte primario y con frecuencia, el revestimiento definitivo están todos integrados en un sistema; uno de los principales componentes en este sistema es el concreto lanzado. La falta de interés o la incapacidad de los ingenieros de mente conservadora para entender esto, con frecuencia ha sido la razón de algunos fracasos en estas nuevas técnicas.

1.3 Teoría y Práctica

El método se relaciona con las previsiones de seguridad y economía en los sistemas de soporte de túneles y cavidades subterráneas en terrenos incapaces de autosoportarse; tales terrenos incluyen roca fragmentada o descompuesta, debris y suelos. El soporte debe alcanzarse conservando y movilizándolo cualquier resistencia que la roca o el suelo posean.

Los diversos métodos de excavación mediante explosivos, topes o rompedoras neumáticas están dirigidos hacia un propósito básico que no es parte del método de soporte. Asimismo el método de excavación, frentes múltiples o banqueo, no afecta el método de soporte, siempre y cuando no cause retrasos intolerables que originen el deterioro o aflojamiento de la roca o la abertura de las juntas.

Debe enfatizarse que el principal objetivo del concreto lanzado no es funcionar como único soporte del túnel, sino integrar y emplear la roca circundante que es incapaz de funcionar como una estructura autosoportante.

En tales condiciones no es el concreto lanzado, sino la propia roca la que tiene que absorber la carga principal de las presiones existentes en la roca.

Características.- La dependencia en la resistencia de la roca misma para suministrar el soporte necesario no es solamente el objetivo sino también la primera y fundamental característica del método de soporte. Aún en roca débil se requiere la completa movilización de su resistencia y en consecuencia la prevención del deterioro de la roca, abertura de grietas y aflojamiento debido a los movimientos excesivos hacia la cavidad del túnel.

El método sin embargo, permitirá y aún favorecerá alguna pequeña cedencia de la roca para reducir las medidas de protección necesarias para lograr el soporte. Estas medidas protectoras, que incluyen en caso necesario puntales, así como un sistema de anclaje u otros miembros estructurales que se adhieran directamente a, o alcancen directamente la roca inestable, se han desarrollado con el método y pueden ser consideradas como su segunda característica.

El soporte es entonces suministrado esencialmente por la roca, pero con la necesaria ayuda del concreto lanzado.

El axioma de que el refuerzo que proporciona el concreto lanzado debe actuar como una parte integral de la roca y debe activar a la roca para que participe como una parte del soporte del túnel es correcta.

Sin embargo, frecuentemente se cree, pero definitivamente no siempre es cierto, que el concreto lanzado debe aplicarse tan pronto como sea posible, después de que

la roca ha quedado expuesta. Esta regla básica es válida en roca que sea de buena calidad y autosoportante, a condición de que las debilidades tectónicas sean rápidamente resanadas.

Las condiciones normalmente son bastante diferentes en lo que podemos denominar "roca suave". La práctica nos ha enseñado que puede ser benéfico y frecuentemente necesario retardar la aplicación del concreto lanzado, hasta que los esfuerzos iniciales en la roca hayan sido relevados y ciertos movimientos, a menudo claramente visibles, hayan ocurrido.

La filosofía con respecto al refuerzo de un túnel a base de concreto lanzado, particularmente en roca suave es, brevemente, en no pelear en contra de las fuerzas en la roca sino someterse a ellas, dejándolas que tomen su propio camino, y aplicar el remedio cuando su intensidad baja temporalmente, antes de que estas fuerzas se incrementen nuevamente en el proceso final de ruptura. Nosotros podemos llamar a este proceso cedencia controlada de los movimientos de la roca.

Este principio se aclara en las figuras 1, 2 y 3.

La figura 1 ilustra que la presión de borde en la interfase roca-túnel disminuye si nosotros permitimos que la roca se descarge. Sin embargo, al mismo tiempo o un poco más tarde, la estructura de la roca empieza a romperse dando lugar a la llamada presión de alojamiento. La suma de estas dos curvas nos da la presión total, que es con la que nosotros debemos tratar. Podemos ver que la magnitud de la presión total primero disminuye y después aumenta.

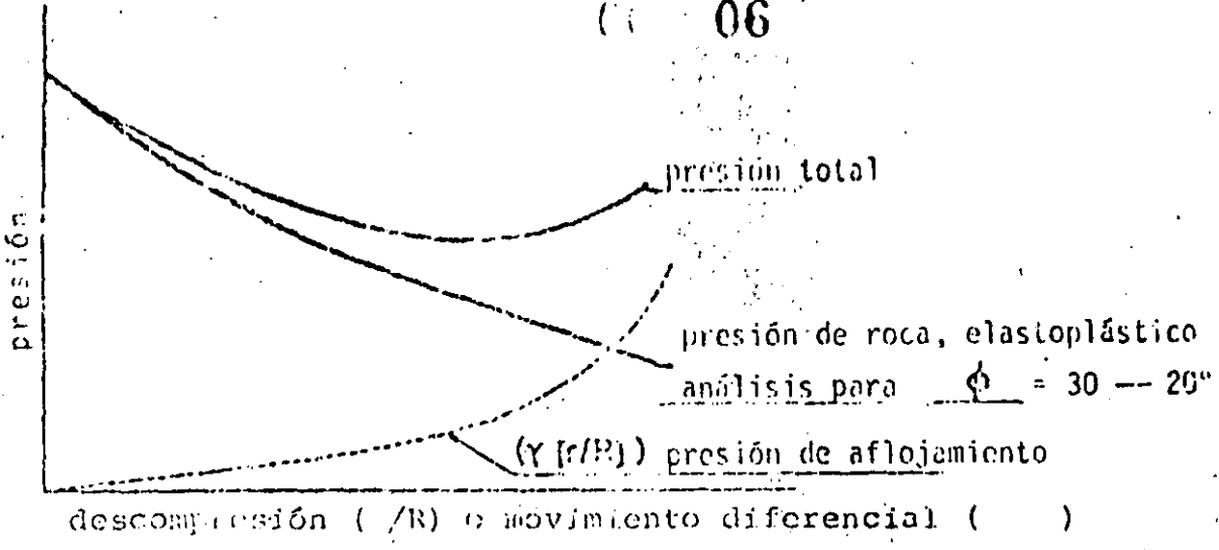


FIG 1.- Relación entre presión de roca, Presión de aflojamiento, Presión total y profundidad de la zona de descompresión o movimiento de la superficie del túnel (según Waquer).

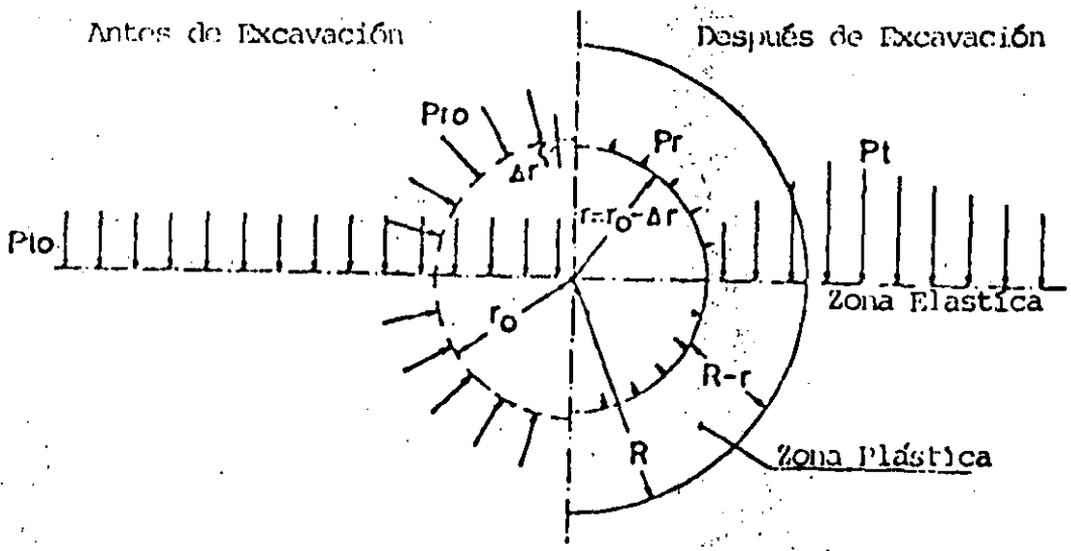


FIG 2.- Esfuerzos y deformaciones alrededor de una cavidad (según Nussbaum). Idealización: $P_o = P_{to}$, todos los esfuerzos principales, iguales, sección del túnel circular.

La siguiente figura 2 muestra el modelo de esfuerzos antes y después de la excavación de la roca o del suelo.

Cuando nosotros descubrimos la roca, encontramos los esfuerzos existentes de la roca P_{to} y P_{ro} . El equilibrio de esfuerzos es perturbado, resultando una redistribución de esfuerzos. La roca trata de curar sus heridas expandiéndose hacia la cavidad, logrando así una descompresión. Esta redistribución de esfuerzos continua, ya sea hasta la falla, o hasta que un nuevo equilibrio de esfuerzos se establece.

Los esfuerzos radiales disminuyen mientras que los esfuerzos tangenciales aumentan en magnitud. El equilibrio se establece en roca sana que tenga una resistencia a la compresión mayor que el esfuerzo tangencial en la periferia del túnel. Este es un típico curso de eventos para la mayoría de los tipos de roca fresca de origen ígneo.

Pero en "roca suave" ocurren deformaciones plásticas que son seguidas por aflojamiento y colapso final, si la deformación no se impide con un refuerzo del túnel, en este caso por concreto lanzado.

La resistencia de soporte necesaria del concreto lanzado para lograr el equilibrio, lo que es de importancia primordial, depende de la descarga de la roca que nosotros permitamos y, en primera etapa es considerablemente menor que los esfuerzos originales en la roca. Una descompresión amada a una redistribución de esfuerzos resulta en la formación progresiva de una zona de deformación plástica o zona protectora. Esta zona reduce la carga unitaria radial en el concreto lanzado. La roca situada dentro de, o detrás de la zona plástica, queda sujeta al mismo tiempo a una correspondiente carga tangencial mayor.

La figura 3 muestra la magnitud de los esfuerzos temporales, radial y tangencial, en la roca elasto-plástica, después de la formación de la zona protectora.

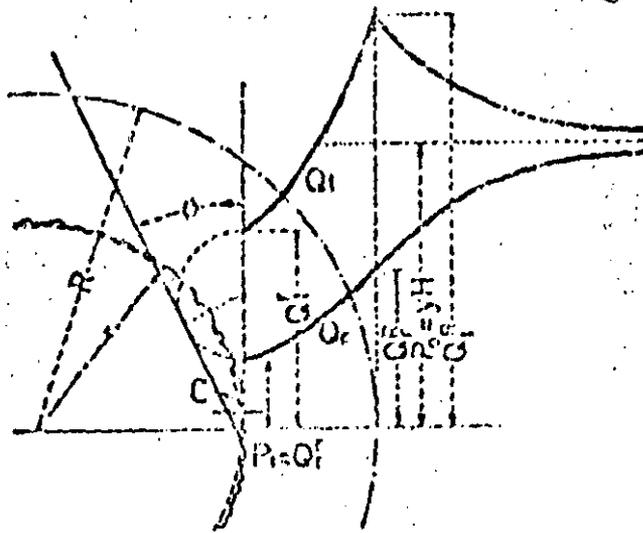
Los esfuerzos radiales y tangenciales en la periferia del túnel disminuyen. El esfuerzo tangencial es máximo en el borde externo de la zona remodelada. La magnitud de los esfuerzos radiales y tangenciales se aproxima a los esfuerzos originales de la roca a medida que nos alejamos de la oquedad del túnel.

Relacionaremos ahora estos fenómenos en la figura 4.

La figura muestra, como hemos visto previamente, que la presión radial en roca que no es autosoportante sufre primeramente una marcada reducción y después un incremento igualmente bien definido. Es por esto por lo que el espesor y el tiempo para la aplicación del concreto lanzado en roca suave resultan de tanta importancia.

El soporte no debe ser ni demasiado rígido o grueso, ni demasiado flexible y cedente. La capacidad soportante P requerida del concreto lanzado será innecesariamente grande y el refuerzo antieconómico si la capa de concreto lanzado es demasiado rígida y/o se aplica muy prematuramente.

Sin embargo, el refuerzo es por lo menos confiable en este caso, puesto que cualquier falla por cortante en el concreto lanzado no es peligrosa, porque el movimiento que sigue a tal falla releva el esfuerzo radial. La falla sana fácilmente y sin peligro. Pero si el concreto lanzado se aplica demasiado tarde o si el refuerzo permite demasiado movimiento, nosotros podríamos llegar a un estado en donde la presión radial es creciente y tendríamos que aplicar una capa aún más resistente de refuerzo de concreto. Adicionalmente al hecho de que esto es antieconómico, la condición también implica riesgo, puesto que cada movimiento de la roca permite un aflojamiento adicional de ella, lo que puede conducir a un colapso total súbito y a derrumbes.



- Q_r esfuerzo radial
- Q_t esfuerzo tangencial
- $P_i=Q_r$ resistencia del concr. lanzado
- C cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna
- R radio de zona de protección
- r radio del túnel

FIG 3.- Esfuerzos alrededor de un túnel con sección circular con presión horizontal (según Kastner).

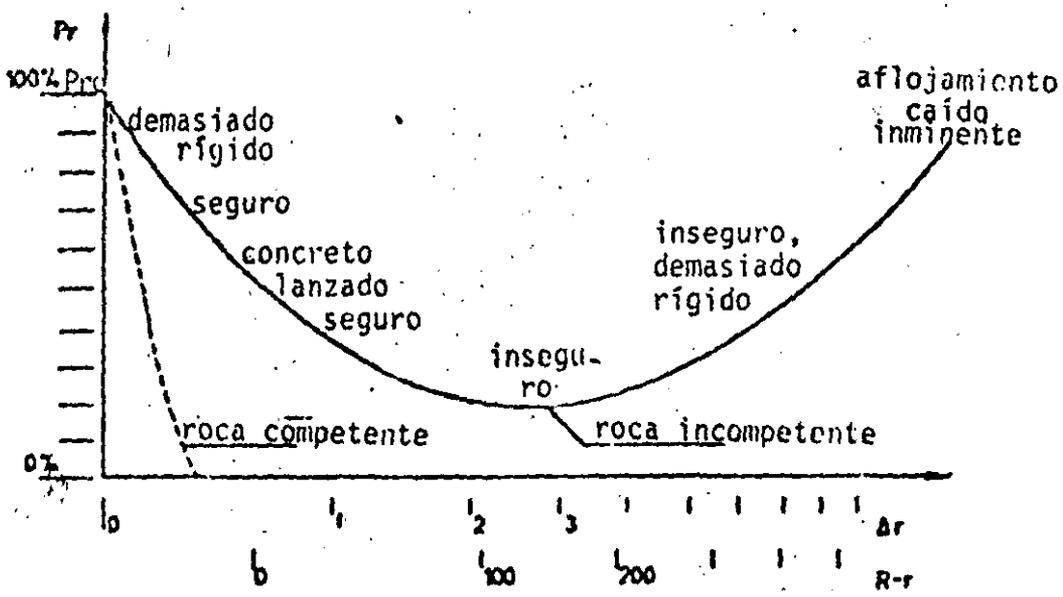


FIG 4.- Resistencia del adome de concreto lanzado p , requerido para equilibrio como función de la reducción del perímetro Δr , o extensión de la zona plástica $R-r$.

En muchos países el concreto lanzado no está aún considerado como un sistema totalmente desarrollado de soporte completo.

Esta actitud probablemente resulte de la carencia de experiencia y de familiaridad con este sistema y del hecho aparente de que no se dispone de criterios satisfactorios de diseño para el dimensionamiento de soporte a base de concreto lanzado. Los diseñadores e ingenieros, en la mayoría de los países que van a la cabeza en la ingeniería de túneles, piensan persistentemente en términos de soporte a base de costillas de acero, las que por ser completamente sólidas dan una sensación (a menudo falsa) de seguridad.

Acostumbrados a este tradicional y probado sistema de soporte, los expertos están renuentes a aceptar que una delgada capa de concreto lanzado pueda hacer el trabajo de soporte tan bien o mejor que los arcos de acero. Además, para arcos de acero, ellos disponen de criterios de diseño claros basados principalmente en los cálculos de Terzaghi, Proctor y White. Estos criterios, sin embargo, han resultado ser demasiado conservadores cuando se aplican al soporte instantáneo de concreto lanzado. Lo anterior se debe a que los cálculos de Terzaghi están basados en la hipótesis de que a la masa de roca se le permite generar una carga considerable por aflojamiento, antes de que el soporte pueda entrar en acción.

La experiencia práctica y las mediciones de campo han demostrado claramente que las fuerzas que actúan en túneles soportados por concreto lanzado son, en general, menores que las consideradas por los diseñadores de túneles, quienes aún actualmente se apegan a hipótesis obsoletas. En consecuencia el soporte de túneles ha continuado persistentemente sobredimensionado, aún cuando el concreto lanzado se especifique como soporte principal.

Los principios que gobiernan el soporte de concreto lanzado difieren considerablemente de aquellos que gobiernan el soporte de acero.

Como hemos demostrado, el objetivo del concreto lanzado no es tomar por él mismo la carga total (a menudo autoinducida) de la roca, sino emplear y activar la roca misma como un miembro soportante. Estos conceptos han originado varios de los criterios de diseño que se han presentado para discusión.

Diseño basado en mediciones.- Una relajación de la presión de la roca en la interfase roca-túnel se ocasiona intencionalmente a través de una deformación controlada de la masa de roca. Como hemos visto los esfuerzos máximos de la roca

se desplazan hacia fuera del túnel como resultado de esta cedencia controlada. Sin embargo, la magnitud de la deformación debe ser tal que no se cause un decremento nocivo a la resistencia de la roca.

El concreto lanzado se adapta idealmente a estos conceptos : se puede colocar casi instantáneamente después de la excavación y, trabajando íntimamente con la roca, el concreto lanzado fresco sigue los movimientos primarios de la roca. De este modo permite que se lleve a cabo una deformación suficiente en la masa de roca para lograr una reducción de los esfuerzos de borde, a medida que simultáneamente crece su resistencia.

La magnitud de la deformación y el desarrollo de los esfuerzos son controlados -- por medio de un programa extensivo de mediciones para decidir las medidas de soporte definitivas que deben ser tomadas (N.A.T.M.).

Sin embargo, para que estas mediciones sean de utilidad, la roca debe ser, en grandes extensiones, monolítica, isotrópica y homogénea. Estas condiciones son a veces cumplidas en los tipos de roca que se encuentran en depósitos sedimentarios, tales como lodolita, toba, conglomerado, arena, limo, arcilla, etc.

Durante el proyecto del Emisor Central, nosotros hicimos una serie de mediciones en las deformaciones de toba de la lumbrera cero, para encontrar los esfuerzos que podrían ser esperados durante excavaciones posteriores. Con este propósito usamos celdas Glötzl que fueron embebidas en el concreto lanzado tanto radial como tangencialmente a la superficie de la roca. Los instrumentos fueron instalados en la unión de los túneles interceptores y el Emisor Central. Aquí el claro del túnel tiene su ancho máximo de 16m.

Debe notarse que esta unión fué excavada en cenizas volcánicas suaves y húmedas, con una resistencia a la compresión entre 5 y 12 kg/cm² (0.5 y 1.2 MPa) la cual fué posteriormente debilitada por una gruesa capa de arena suelta que la cruzaba.

Podemos ver en la figura 6 la posición de las celdas y el desarrollo de esfuerzos radiales entre la roca y el concreto lanzado. Las líneas continuas indican la presión después de transcurridos 2, 10 y 30 días.

Puede verse que los esfuerzos medidos fueron más bien modestos, con un máximo de 30 lb/in², es decir un poco mayor de 2 kg/cm².

La figura 7 muestra la presión de contacto como una función del tiempo. Puede observarse que se obtuvo un equilibrio relativo de esfuerzos después de transcurridas 1 a 1 1/2 semanas.

Lumbrera O
TRANSICION
Pastora-Vallejo
Estación 0+906

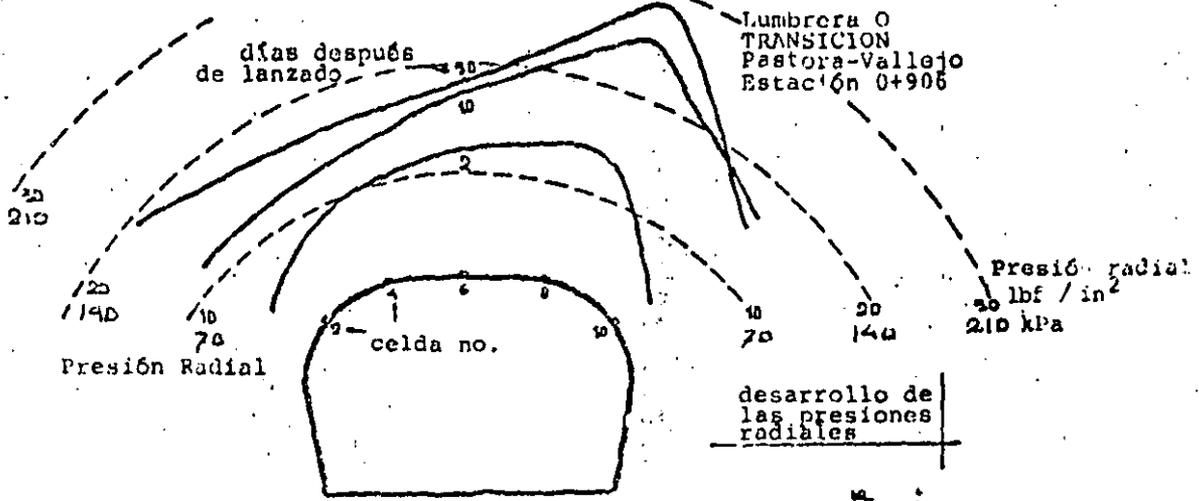


FIG 6.- Distribución de la presión de contacto en concreto lanzado.

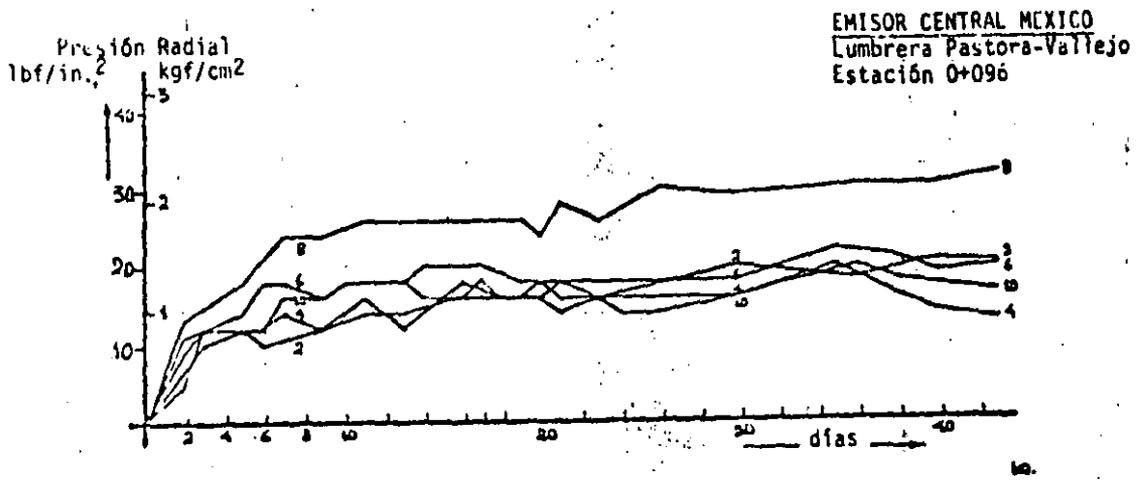


FIG 7.- Presión de contacto en concreto lanzado como función del tiempo después de lanzado.

Las presiones de revestimiento medidas en el concreto lanzado fueron considerablemente mayores (véase fig. 8) pues alcanzaron aproximadamente 300 Lb/in^2 o sea 21 kg/cm^2 en el intradós del túnel.

La anomalía encontrada en la pared derecha, en donde los esfuerzos medidos subieron hasta 40 kg/cm^2 , se piensa que fué debida al asentamiento del piso del túnel.

El desarrollo de la presión de revestimiento del concreto lanzado, como una función del tiempo, se muestra en la fig. 9.

Si descartamos el comportamiento irregular de la celda No. 9 se puede ver que el desarrollo de la presión de revestimiento también alcanzó una etapa de equilibrio después de transcurridos 10 a 12 días.

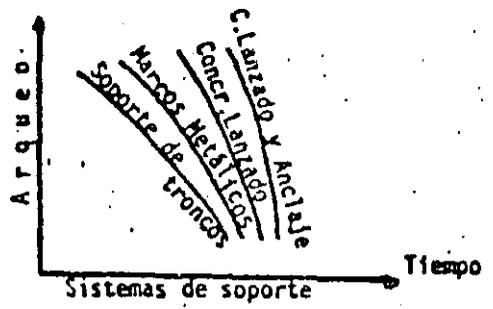
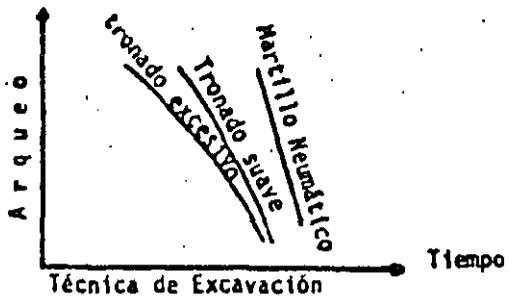
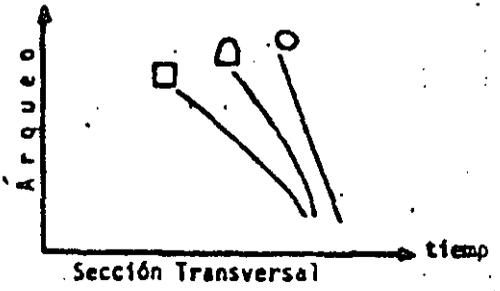
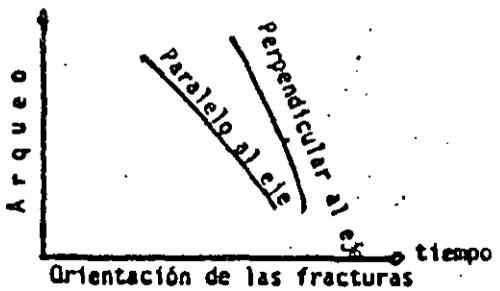
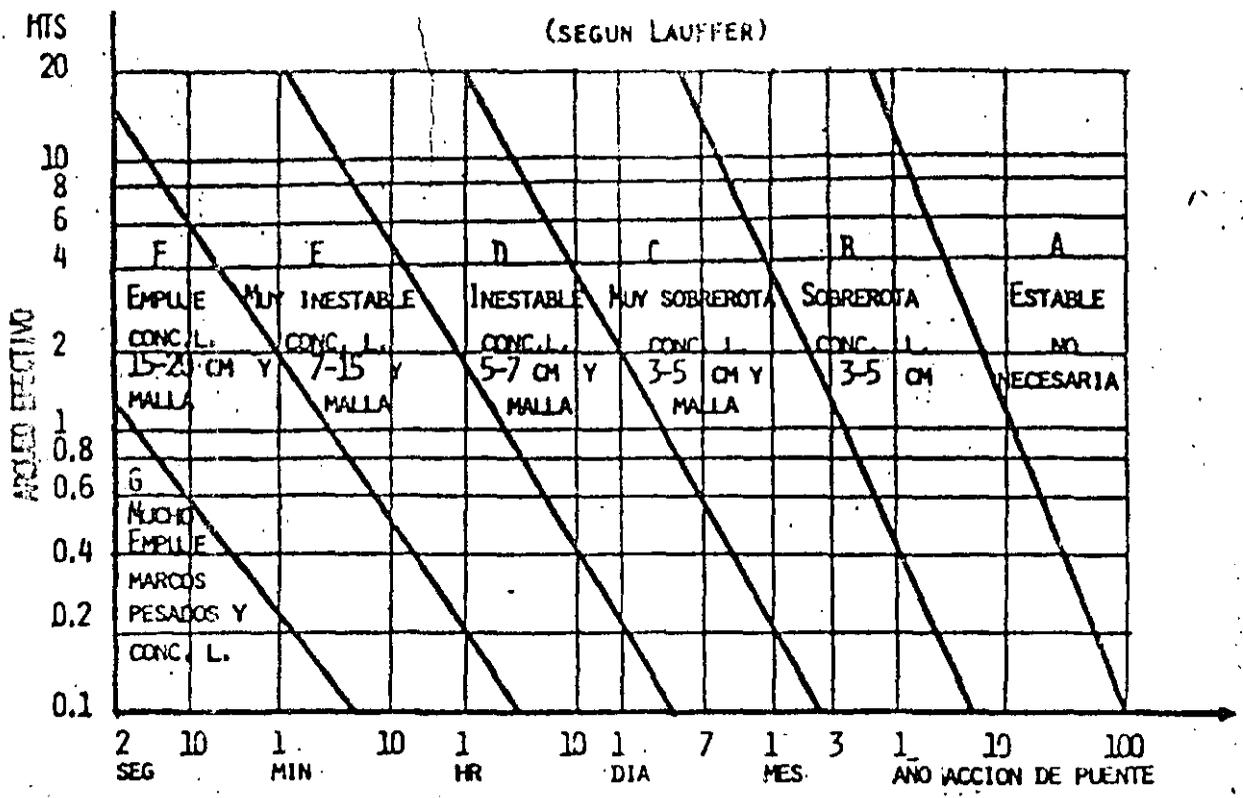
Si se comparan las figs. 6 y 8 se puede notar que las magnitudes de las presiones de revestimiento y de contacto son inversamente proporcionales entre si. Esto confirma la teoría mencionada con anterioridad.

Debe observarse que los esfuerzos medidos son los esfuerzos de revestimiento locales en el concreto lanzado y los esfuerzos entre la roca y el concreto lanzado; en otras palabras, la presión del concreto lanzado contra la roca y el esfuerzo tangencial en el soporte del concreto lanzado respectivamente. Para obtener un panorama completo de lo que está sucediendo, tales mediciones deben combinarse con medidas de precisión de los movimientos de la superficie del concreto lanzado.

Diseño basado en la clasificación de rocas. - Se han presentado a discusión muchas tentativas para designar tipos de roca y condiciones que indiquen medios económicos y adecuados de soporte. Estas aproximaciones varían desde crudas simplificaciones prácticas hasta sistemas muy elaborados.

En virtud de que la roca dista mucho de ser un material isotrópico, el tipo de roca, su calidad y otras características, combinadas con factores que afectan su resistencia, estabilidad y comportamiento, han sido incorporados en fórmulas, de acuerdo con la supuesta influencia de estos parámetros. Un típico ejemplo de tal sistema es de hecho la clasificación de rocas de Terzaghi, basada en sus cargas admisibles. Basando su trabajo en un sistema de clasificación de rocas de Lauffer, Linder (1963) fué el primero en relacionar el espesor requerido de concreto lanzado con las condiciones de la roca y sus tiempos de aplicación. Clasificaciones más recientes incluyen sistemas basados en el índice RQD (Rock Quality Designation), fueron presentados por Deere (1963), Cecil (1970) y Merritt (1972).

Un sistema más amplio de clasificación numérica de rocas, combinado con indicaciones de soporte fué dado a conocer por Wickham (1972) y modificado por Bieniawski (1973).



CAMBIOS DE CLASIFICACION

FIG 10.- Clasificación para ademe de concreto lanzado (según Lauffer).

Recientemente Barton, Lien y Lunde (1974) presentaron a discusión una clasificación basada en unos cuantos cientos de casos registrados que variaban desde roca monolítica sana, hasta roca descompuesta fluible (squeezing ground). Ellos proporcionan 38 categorías de soporte incluyendo el concreto lanzado.

Diseño basado en experiencia.- En la práctica sin embargo, las medidas de soporte son aún raramente determinadas por métodos "racionales". La experiencia y el sentido común determinan el diseño.

Esta aproximación es todavía la más ampliamente usada en Suecia y está basada en la experiencia obtenida durante los últimos 50 años de construcción de túneles y galerías, principalmente para proyectos hidroeléctricos.

Esto puede parecer incongruente con el progreso científico logrado durante las últimas décadas. Sin embargo se ha probado que esta práctica muy a menudo es la más sana, la más flexible y ciertamente la más económica aproximación al soporte de rocas. Naturalmente, es requisito indispensable que se disponga de ingenieros con experiencia práctica y entrenados de preferencia en problemas geológicos.

Puesto que los medios y la extensión del soporte son usualmente decididos conjuntamente por el ingeniero y el contratista se requiere una cooperación estrecha y un entendimiento completo entre estas dos partes.

Es una práctica común hacer un registro continuo de las condiciones encontradas en el túnel, directamente después de la excavación y antes de colocar el concreto lanzado (véase fig. 11). Las observaciones usualmente incluyen : geología, rocas y condiciones tectónicas e hidrológicas; las medidas preliminares de soporte que deben tomarse son también anotadas. Estos datos son igualmente esenciales en etapas posteriores para decidir si el soporte temporal debe ser suplementado para funcionar como permanente.

La mejor experiencia, como siempre, se deriva de la enseñanza colegida de las fallas. El conocimiento, basado en la práctica, decide entonces si el concreto lanzado dará o no un buen resultado en roca débil.

La experiencia de la interacción de concreto lanzado y roca en malas condiciones ha sido recolectada de cuarcita, arenisca, conglomerados y aglomerados, brecha, pizarra grafitada, toba, lodolita, arena, limo, arcilla, carbón y varios tipos de arcillas expansivas como la montmorilonita.

La figura 12 muestra los espesores de concreto lanzado, como una función del tiempo transcurrido entre la excavación de la roca y la aplicación del concreto lanzado, para varios tipos de roca y suelo, para un diámetro de túnel comprendido entre 4 y 5 m.

(INTERCEPTOR C.)

Frente **STA CECELIA**
 De cadenamieto **0+206 m.**
 a cadenamieto **0+209 "**
 Marcar las casillas requeridas

Fecha **5/9-69**
 Hora **"TRONADO" 02.50 hrs**
 Promedio **7EO**
 Muy malo

1 Agua	Ninguna	poco húmedo	húmedo	<input checked="" type="checkbox"/> muy húmedo
2 Dureza de la roca	I	II	III	IV <input checked="" type="checkbox"/> V <input checked="" type="checkbox"/> VI <input checked="" type="checkbox"/>
3 Espaciamiento de las juntas		15 cm	1/2 m	<input checked="" type="checkbox"/> 1 m
4 Espesor de las juntas	Cerrado <input checked="" type="checkbox"/>			
5 Contenido de las juntas	Aire	Calcita	Lodo	Otro
6 Planos de las juntas			Mayor	Menor
	Paralelo	<input checked="" type="checkbox"/>	0°/50°N	
	Perpendicular		-7°/8°N	-
7 Condiciones de roca	Caído	Seguro	Muy posible	Posible
	tajas entre-techo		<input checked="" type="checkbox"/>	
	tajas en paredes			
	piramidales irregular			<input checked="" type="checkbox"/>
Roca parece segura				
8 Croquis de todas las características importantes en el frente	<p>RIOLITA ALTERADA PELIGRO P. CAIDO</p>			
9 Ademe Recomendado	Marcos de Acero	Concreto <input checked="" type="checkbox"/> Lanzado	Ancias	Ninguno
10 Observaciones	<p>CONCRETO 4" PAREDES 4" 5" < TECHO < 7" ACUNADO HASTA 1-3" M. LR.</p>			

FIG 11.- Ejemplo de un reporte geológico diario (emisión central).

ESPESOR CONCR. LANZ. RECOMENDABLE

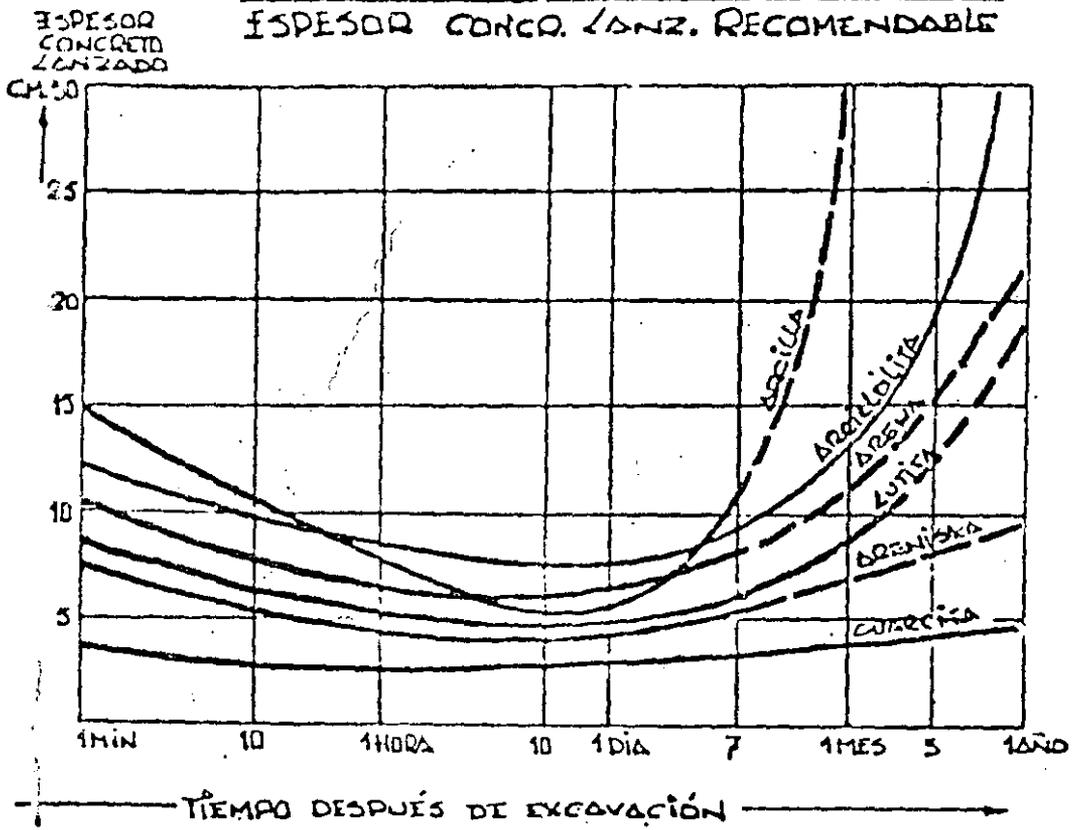


FIG 12.- Espesor recomendado de concreto lanzado como función del tiempo de aplicación después de excavación para varios tipos de roca y suelo (diámetro túnel 4-5 m).

Estas cifras, basadas en la experiencia y observaciones hechas en el proyecto "Chingaza de Colombia", para la planta de fuerza y suministro de agua, pueden servir como una guía tosca.

La gráfica muestra el comportamiento específico de diferentes tipos de roca, los espesores propuestos y los tiempos de aplicación del concreto lanzado para diferentes tipos de roca.

La gráfica muestra también claramente que en estos tipos de roca es ventajoso y puede ser necesario, antes de aplicar el concreto lanzado, esperar hasta después de que la parte principal de la redistribución de presiones y de deformaciones haya ocurrido.

Las fracturas en concreto lanzado, colocado prematuramente, son casi siempre inevitables. El concreto lanzado debe colocarse preferentemente después de que la roca se haya "relajado" por un lapso de 6 a 10 horas.

Como puede verse, la curva para arcillas lameladas es muy pronunciada. La todolita y la pizarra granitizada muestran el mismo comportamiento, aunque más lentamente y menos pronunciado. La arena y la arenosa causan menos problemas.

Evaluación crítica de los criterios de diseño.—Es correcto que se pretenda llegar a cierta clase de sistematización de criterios de diseño. Debe mencionarse que algunos argumentos están en contra de un demasiado apego a tal criterio (NAIM y clasificación de rocas).

La roca nunca es un material isotrópico homogéneo. Aún cuando se atraviesen masas de roca de la misma composición básica, se encontrarán, por cada metro de túnel-excavado, diferentes propiedades físicas y diversas características de esfuerzo. Tales cambios son en general súbitos e impredecibles. Aún pequeñas variaciones en el material o discontinuidades tales como dislocaciones tectónicas, fisuras, descomposición local, presencia de agua, etc., significan en la práctica que el valor del esfuerzo local o la medida de la deformación son solamente válidos en esa localización específica.

Mediciones locales como las usadas en el NAIM muestran, en consecuencia, solamente una parte, y en algunos casos ninguna, de las condiciones prácticas reales. Abundan ejemplos típicos como en el caso de la riolitas en donde se encuentra que una roca sana está localmente descompuesta por completo, a menudo sin indicación previa. Incrementando la extensión del programa de mediciones interiere la demasia

do con la excavación de túnel y sería virtualmente imposible conservar el mismo ritmo de avance del túnel. El no cerrar la plantilla de la cavidad, como es práctica común, implica que la base de la aproximación teórica se pierda considerablemente.

El peligro de basarse y ceñirse con demasiado rigor a mediciones y resultados de clasificación es aparente. Por una parte existe el peligro de subdimensionar el soporte y por otro lado, por generalización, existe muy a menudo una tendencia al sobredimensionamiento. De este modo, el objetivo específico y el carácter del soporte del concreto lanzado son pasados por alto. Supuestamente, es por esta razón que el NATM, contrariamente a su propia teoría, tiende a combinar en gran medida el concreto lanzado con el uso de pernos, mallas pesadas, refuerzo y aún costillas de acero, lo que es completamente incompatible con el concreto lanzado.

La misma reserva es válida para el criterio de clasificación para soporte de roca (Linder, Barton, etc.).

La roca a menudo desafía las hipótesis básicas de los sistemas de clasificación. Un ejemplo típico es que mientras más sea la frecuencia de grietas en la roca, mejor reaccionara ésta como soporte, en combinación con el concreto lanzado.

La brecha entre teoría y práctica nunca podrá ser totalmente cerrada. Los esfuerzos combinados y mediciones de deformación, así como la clasificación de rocas pueden dar ciertas indicaciones preliminares de la roca o de las condiciones del terreno, pero nunca remplazarán completamente el trabajo de revisión continúa de los expertos de túneles. Las decisiones finales con relación al soporte de concreto lanzado, incluyendo el espesor de la capa, los pernos necesarios, etc., deberán hacerse sobre la base de un reconocimiento del túnel metro por metro. Así entonces, se encuentra que los resultados de medición o clasificación solamente tienen un valor académico.

MEXICO

Proyecto del Emisor Central

Este trabajo se distingue por ser probablemente, el túnel continuo mas largo en el mundo; por esa misma razón, se tuvieron que aplicar mas de 225,000 m³ en un plazo de poco mas de 5 años. Esta parte del proyecto consistía en mas de 100 km de túneles para el drenaje de la Ciudad de México. Casi la mitad eran túneles de 6.50 m de diámetro y el resto de 8.00 m. También se construyeron 48 lumbreras a profundidades entre 40 y 220 m.

El trabajo se desarrollo en condiciones muy variables de roca. Se combinaron dificultades técnicas muy grandes con cantidades enormes de agua; como quizá en ningún otro trabajo de túneles.

La geología del sistema se puede agrupar en 4 grupos :

- las conocidas arcillas bentoniticas de la Cd. de México
- tobas arenosas sedimentarias del lago
- rocas volcánicas juvenes como riolita, dacita, andesita y basalto
- arcillas y esquistos

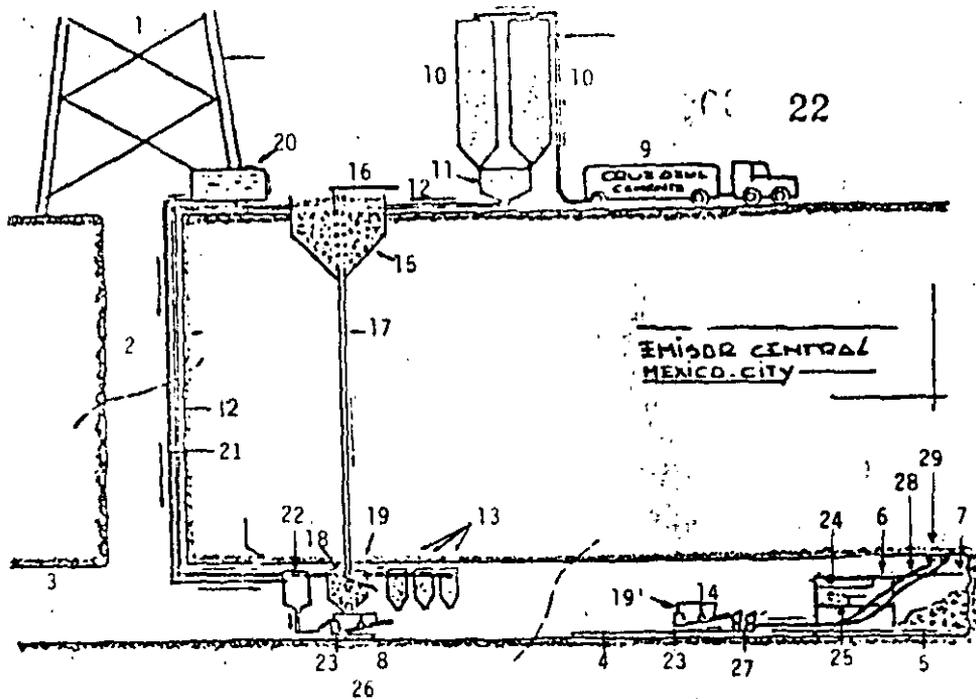
También se presentaron formaciones de compactidad media tales como aglomerados, conglomerados, brechas, sedimentos fluviales, etc.

Al principio de los trabajos habia 9 compañías independientes, que mas tarde formaron un consorcio. Algunas compañías, preferían utilizar arcos metálicos para soporte temporal, hasta que después de un año, se optó en todo el proyecto por utilizar el concreto lanzado. Así se pudieron lograr avances hasta de 250 m mensuales, a pesar de presentarse condiciones tan adversas.

La magnitud del proyecto requirió mas de 1,000 trabajadores, 48 lanzadoras, 52 TRIXEB, 2 plantas de agregados, 24 estaciones de concreto y agregados, 8 estaciones de acelerantes, 2 talleres y una planta para producir acelerante líquido.

El cemento se transportaba neumáticamente desde la superficie donde habia 2 silos de 40 toneladas cada uno, hasta los silos auxiliares en el interior de los túneles (fig. 13).

FIG. 13.- Lista esquemática de las operaciones de concreto lanzado.



INDICE.-

- | | |
|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Torre de Manteo 2. Lumbreira, diámetro 6-8 m, profundidad 50-220 m 3. Túnel, diámetro 8 m 4. Cambio California 5. "Navajo blanket" 6. Jumbo 7. Plataforma deslizante 8. Estación de carga p/conc. lanz. 9. Carro transportador de cemento a granel con tolva presurizada 10. Silos para cemento 2 x 40 ton. 11. Cámara de presión 12. Transporte de cemento, tubo 4" 13. Tolvas para cemento, 5 a 7 pzas. a 8 m³, con filtros 14. Tolva para cemento, 1.5 m³. 15. Tolva subterránea para agregados 40-70 m³. 27. Lanzadoras de concreto (2 unidades) | <ol style="list-style-type: none"> 16. Compuerta de descarga 17. Pozo adomado, diámetro 12-20" para bajado de agregados 18. Criba vibratoria 19. Tolva secundaria para agregados, 5-10 m³. 19'. Tolva para agregados, 5 m³. 20. Tanque para acelerante concentrado, 10-20 m³ 21. Tubo para transporte del acelerante líquido, diámetro 2-3" 22. Tanque secundario (intermedia p/ acelerante líquido (4-8m³)) 23. Tanque de presión para acelerante líquido 24. Tanque p/acelerante líquido (en jumbo 2 m³) 25. Bomba p/mezclas acel. liq. y agua y transporte a las boquillas. 26. Carro de agregados (Trixen) p/transportación, proporciónamiento y mezclado de cemento y agregados. 28. Manguera p/transporte del concreto lanzado seco (12 horas) 29. Boquillas (2 unidades) de conc. lanzado. |
|---|--|

Los agregados se abastecían a través de tolvas de 40 a 80 m³, pudiendo cargar un TRIXER en cosa de 5 minutos.

El acelerante se abastecía de manera semejante, a partir de tanques situados en la superficie que se conectaban a tanques auxiliares cercanos a la zona de trabajo.

En los frentes, el acelerante se transportaba usando aire a presión hasta un tanque de 1,000 l en el Jumbo y de ahí a dos bombas conectadas a los chiflones de lanzado. El concreto lanzado se realizaba con dos máquinas trabajando simultáneamente al mismo tiempo que se rezagaba.

El espesor típico de concreto lanzado varió de 5 a 15 cm. En ocasiones la adhesión entre el concreto lanzado y la roca fue muy pobre, pero aún así se pudo lograr una estructura semirígida que permitió la formación de una zona de roca comprimida alrededor de la carridad.

Para obtener adherencia artificial entre el concreto lanzado y la roca se colocaron varillas de 60 cm de longitud a cada 40 cm entre sí sin inyección. Aunque el procedimiento es rápido no siempre fue efectivo, ya que con cierta frecuencia se desprendían trayendo consigo parte del terreno. Resultó más efectivo, aunque más tardado alrededor de las anclas que tenían hasta 3.00 m de longitud en los sitios donde se esperaban problemas.

Los problemas más importantes se presentaban en las intersecciones con el techo y con el piso. Un error generalizado al palicar concreto lanzado en materiales suaves es no completar el piso del túnel. La roca parece moverse hacia arriba y hacia abajo separándose de las paredes. El piso del túnel se levanta y el concreto lanzado de los muros se rompe dejando vacíos entre el concreto y la roca. Cuando se coloca el concreto lanzado prematuramente, aparecen fallas en los arranques del arco del techo. Colocar malla como refuerzo, mejora la situación pero a veces resulta insuficiente.

Se recurrió también a colocar puntales en la base del túnel, pero no evitaban el problema, y aún fallaban drásticamente. La solución más efectiva en estos casos, es la de completar el concreto lanzado formando un círculo completo, incluyendo el piso. Es típico en túneles excavados en este tipo de materiales que los mayores problemas no ocurren en la clave, siempre y cuando el techo forme un buen arco. Las grietas que se presentan son por flexión pero no es necesariamente cierto que constituyan la causa principal del concreto lanzado. Muchas de estas grietas se estabilizan y firmemente no causan problemas.

Una observación relativa a la sección herradura es que presenta buen comportamiento -

24
si se va a colar el piso, pero en caso contrario es preferible que los muros tengan una ligera inclinación convergente hacia arriba. También es deseable que el contorno de los muros y el techo sea convexo, ya que las concavidades provocan esfuerzos de tensión y propician roturas.

En lugares donde había toba muy suave y quebradiza o donde existía riolita muy alterada con tendencias expansivas, se colocó un sistema de anclas, de 3.00 m de longitud - aproximadamente, con inyecciones pero sin presfuerzo.

Cuando se encontraron arcillas expansivas, se aplicó concreto lanzado, se retiraron los marcos metálicos y se sustituyeron por puntales en el piso.

Cabe hacer notar que, cuando se usaron marcos metálicos sin concreto lanzado, o cuando su espesor era insuficiente, se presentaron movimientos grandes en la roca y deformaciones notables en los marcos.

En formaciones de conglomerados fluviales, una capa de 5 a 10 cm proporcionó todo el apoyo necesario, aunque tanian que adoptarse precauciones especiales cuando había gran cantidad de filtraciones. Otra parte importante del túnel se perforó a través de marga sedimentaria verdosa usando equipo de frente entero, pero se abandonó el procedimiento después de que se atascó varias veces. El trabajo se continuó usando procedimientos convencionales ya sean marcos, concreto lanzado o una combinación de ambos.

La arcilla se desprendía con martillos neumáticos una vez que se aflojaba la parte central de la sección. Mostraba relativamente buena capacidad al cortante cuando conservaba su contenido natural de agua. Se encontró conveniente dejar pasar de 2 a 8 horas antes de aplicar el concreto. Cuando la arcilla perdía humedad y la recuperaba después, se volvía un material muy peligroso que se desintegraba explosivamente. Después, se aplicó el método convencional usando concreto lanzado y se pudo avanzar de uno a ocho metros diarios.

Otra experiencia significativa de este trabajo, fue el observar la capacidad del concreto lanzado para resistir movimientos causados por sismos. Aunque se presentaron varios temblores de importancia durante la construcción, el concreto lanzado no mostró daños, mientras que algunas estructuras de concreto convencional si los resistieron.

COLOMBIA

25

Otro ejemplo de túnel en el que se encontró roca suave y en el que el concreto lanzado jugó un papel muy importante es el proyecto Chingaza de Colombia. La obra consiste en la construcción de un sistema de túneles de aproximadamente 70 km, los cuales bajan de los 4,300 m sobre el nivel del mar a 2,500 m, y cuyo fin principal es satisfacer las necesidades de agua potable de Bogotá. El proyecto comprende además una presa para la generación de energía.

La roca está compuesta de pizarras (generalmente grafiticas), esquistos, arcilla cuarcita, arenas, areniscas, limos, conglomerados de aluvión y aún vetas de carbón ricas en gas.

Es interesante el hecho de que las especificaciones indicaban que tanto el refuerzo primario del túnel, como el final, se hicieran con concreto lanzado. El refuerzo primario consiste de concreto lanzado únicamente, anclado donde fuera necesario. En ocasiones se ha visto la necesidad de utilizar arcos de acero, pero debido principalmente a la falta de experiencia del contratista con el concreto lanzado.

Resulta importante hacer notar que el contratista original no pudo con la obra, perdiéndolo principalmente debido a su falta de experiencia en el soporte de túneles por medio de concreto lanzado-empleando el método del concreto lanzado húmedo. Cuando el concurso se hizo nuevamente la compañía ganadora fue el Consorcio Mexicano ICA. Este contratista aplicó su experiencia obtenida con el sistema seco que se utilizó en el proyecto de México. A la fecha se han lanzado aproximadamente 90,000 m³ de concreto.

PERU

Otro proyecto de características similares se está llevando a cabo actualmente en Perú (Majes). Sólo quisiera mencionar que aquí el concreto lanzado también está demostrando su flexibilidad como un sistema para el soporte de túneles, no obstante la gran variedad y mala calidad que de la roca que ha sido encontrada. De particular importancia son los éxitos obtenidos en las arcillas y conglomerados encontrados debajo del Desierto de Sigwas. En contraste con los otros proyectos mencionados, no existieron en este proyecto, problemas con el agua.

PANAMA

Finalmente, mencionaré el proyecto Los Valles-Estrella, que lleva a cabo la compañía Shanska en Panamá. Aquí también el concreto lanzado muestra su resistencia en materiales piroelásticos, tufas, milonitas, brecha volcánica muy intemperizada, así como sedimentos arenosos y arcillas.

Consideraciones importantes acerca del concreto lanzado usado como soporte temporal o permanente.

Flexibilidad.- Se puede modificar la magnitud de soporte rápidamente, variando su espesor, en función de las condiciones locales de la roca.

Adaptabilidad.- Las variaciones en las dimensiones del túnel causadas por sobreexcavación, desprendimientos pequeños, desalineamientos; no modifican la eficiencia del soporte, contrario a lo que sucede cuando se usan marcos tradicionales.

Control de la sección del túnel.- Se puede obtener una sección más precisa al efectuar las voladuras, ya que el concreto lanzado aplicado con anterioridad, -- confina y refuerza el macizo rocoso hasta el frente.

Menor espesor de revestimiento.- Se pueden aceptar espesores menores de revestimiento, porque los esfuerzos rasantes entre roca y concreto lanzado se reducen -- en comparación a los que se presentan al usar marcos de acero.

No se requieren obras complementarias.- Cuando se utiliza al concreto lanzado -- como soporte definitivo, solo se requieren engrosamientos locales, aplicados sobre la capa preliminar y se evitan los sistemas de transporte de concreto, andamios, etc., que pueden ser muy costosos.

Control de filtraciones.- Las filtraciones se pueden controlar más fácilmente -- cuando se usa concreto lanzado que, cuando el revestimiento permanente es colado en el lugar.

Sismos.- El concreto lanzado gracias a su ductilidad, y a su interacción íntima con la roca, ha demostrado que puede resistir sollicitaciones sísmicas mayores que los revestimientos masivos.

Rellenos e inyecciones de contacto.- Estos trabajos tardados, no se requieren - cuando se especifica al concreto lanzado como soporte definitivo.

Economía.- Comparado con los métodos convencionales se puede ahorrar mucho tiempo y dinero. También se pueden ejecutar simultáneamente los trabajos de excavación y soporte. Para ganar todavía mas tiempo, se puede aplicar una capa preliminar, continuar perforando y aplicar después capas posteriores que pudieran necesitarse.

4.- DESARROLLO TECNICO

Es un error que mientras que los sistemas usados internacionalmente en túneles se han vuelto mas avanzados y mecanizados, los métodos de concreto lanzado en la mayor parte de los países son los mismos todavía que los usados varias decadas atrás. El avance de excavación en túneles se puede hacer hoy en día con equipos de frente entero, mientras que los materiales para concreto lanzado todavía se preparan con mezcladoras sencillas y se colocan usando chiflones sostenidos por personas.

La intención del desarrollo del concreto lanzado en Suecia ha sido acompañar las tendencias modernas en trabajos de túneles y lograr procedimientos mas seguros y efectivos para la aplicación de concreto lanzado.

Una solución ha sido el ROBOT o sea chiflón operado a control remoto. Los desarrollos mas recientes han llegado a utilizar máquinas con varios chiflones completamente automáticos trabajando en conjunto con los equipos de frente entero. se encuentran en estudio otros desarrollos en este campo basados en principios totalmente nuevos. Otros resultados son el TRIKER (un transporte revolver para mezcla seca), el ROBOT-TRIKER (una unidad móvil para mezclar y lanzar operada por un solo hombre), los aditivos acelerantes líquidos y las bombas de acción continua para su dosificación. Los desarrollos mas recientes se refieren al uso de concreto lanzado reforzado con fibras.

EL ROBOT

Durante la excavación de un túnel en la planta Holjes en Suecia (1957-1961) se encontraron tan grandes dificultades con cuarzos porfiríticos desintegrados que el avance casi se suspendió. Derrumbes de importancia hacían que el concreto lanzado manualmente

fuera muy peligroso o casi imposible. Se requirió la construcción de un dispositivo para lanzar concreto a control remoto, el cual tuvo tanto éxito que se abandonó la idea de colocar revestimiento convencional y se reconoció al concreto lanzado como único medio de soporte.

Desde entonces, el sistema ROBOT se ha perfeccionado y ha llegado a ser un equipo estándar en soporte de túneles en Suecia.

Ventajas. Las ventajas que ofrece un chiflón operado a control remoto son numerosas.

- se puede tratar a la roca según se exponga después de cada tronada ya que el brazo ROBOT puede pasar sobre el montón de rezaga, se pueden evitar los trabajos difíciles y lentos para desprender ciertos materiales que pudieran debilitarse.
- el lanzador trabaja con completa seguridad, protegido por una capa de concreto lanzado aplicada anteriormente.
- no agobiado por el peso de mangueras y chiflones, el operador puede trabajar por largos ratos. La producción del concreto lanzado y su calidad se ven aumentadas notablemente.

Cuando se aplica manualmente en la clave es casi imposible obtener buenos resultados, ya que el lanzador tiende a aplicarlo oblicuamente. Esto además aumenta el rebote. Además, al estar parado bajo una lluvia de rebote no puede ver lo que está haciendo. Esto significa que, el soporte en la clave del túnel es más delgado y de calidad inferior, aspecto que se escapa fácilmente a los supervisores. El ROBOT elimina estos inconvenientes

- Con la ayuda de reflectores potentes en la pluma, el lanzador tiene una visión perfecta del chiflón y de la roca. Esto es un problema difícil de resolver cuando se aplica concreto lanzado sin ayudante.

RADIO DE ACCION BOQUILLA

RADIO DE ACCION BOQUILLA

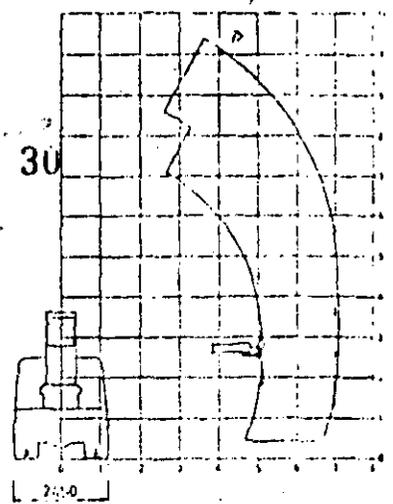
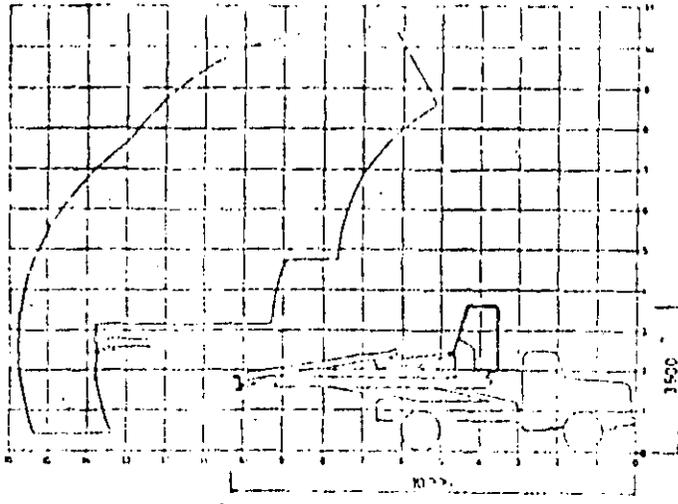


Fig. 14.- Robot, tipo Stabilator 75, en plataforma hidráulica, en posición baja.

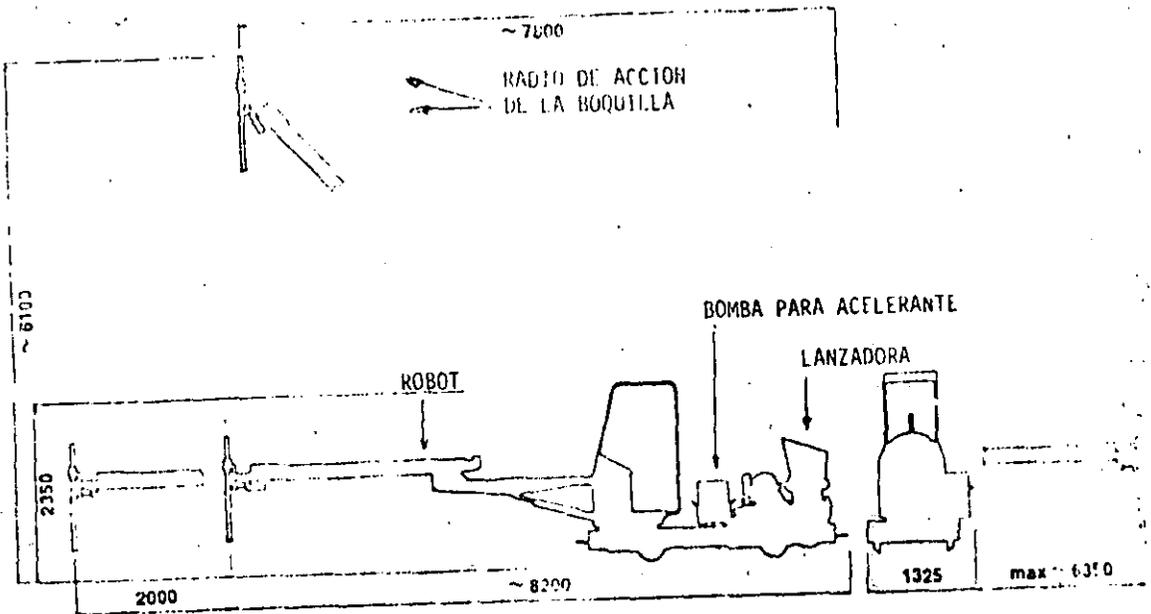


FIG 15.- Robot 75, sobre vagoneta en rieles.

- Ya que se puede alcanzar una gran área de roca desde una sola posición, se pueden aplicar varias capas y aún, algunas veces, no utilizar aditivos acelerantes, sin perjuicio de la calidad del concreto lanzado.
- En túneles grandes el ROBOT puede rezagar y lanzar simultáneamente, eliminando una fase del ciclo de excavación y reduciendo considerablemente el tiempo.

La mayor ventaja del sistema ROBOT está en poder atacar y cubrir una zona de caídos rápida y eficientemente. Cuando se aplica a mano el concreto lanzado, es extremadamente peligroso y virtualmente imposible tratar grandes zonas de caídos o derrumbes, ya que el tiempo disponible para detener estas situaciones es corto. Si no se toman medidas para controlar la iniciación de caídos, generalmente ocurren condiciones peligrosas, que pueden llegar a cerrar el túnel. Sin la ayuda del ROBOT, solo quedan medidas complicadas, costosas y tardadas para reiniciar los trabajos y superar tales calamidades.

EL TRIKER

El método clásico de premezclar en seco los ingredientes para concreto lanzado siempre ha sido uno de los aspectos discutibles en el proceso. Es difícil y en algunas ocasiones imposible poder cumplir con las especificaciones que se refieren a la edad del concreto lanzado fresco. Con el aumento constante entre las estaciones de mezclado y de lanzado, la pérdida de tiempo por transporte puede ser inaceptable al no poder garantizar una buena calidad de la mezcla.

Cualquier tipo de contratiempo causado por retrasos en las tronadas, fallas mecánicas, descarrilamientos, u ordenes inesperadas pueden obligar a vaciar los materiales premezclados. No existe sin embargo, el riesgo de usar accidentalmente una revoltura pasada o deteriorada. Las comunicaciones deficientes, que no son extraordinarias, en trabajos de túneles aumentan los problemas.

Estas fueron algunas de las razones por las que se pensó que se tenía que idear un sistema combinado mejor para transportar y colocar el concreto lanzado.

Operación. El TRIXER (transporte-mezcladora) lleva el cemento y los agregados en recipientes separados. La mezcla se lleva a cabo, en las proporciones deseadas para cumplir con necesidades locales durante el lanzado mismo. El TRIXER debe estar por lo tanto listo para operar inmediatamente en cualquier parte. Dado que la máquina está diseñada para arrancar en el momento, siempre produce la cantidad de concreto lanzado necesaria. Se evita el desperdicio de materiales, y aumenta la calidad del concreto lanzado, ya que solo pasa concreto lanzado fresco por el chiflón.

Cuando se usan procedimientos de premezclado, normalmente, se debe instalar una estación mezcladora para cada frente de trabajo. Con el sistema TRIXER, solo se requieren estaciones para suministro de material, ya que un solo equipo TRIXER puede dar servicio a varios frentes.

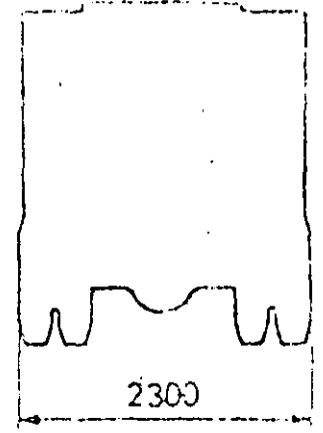
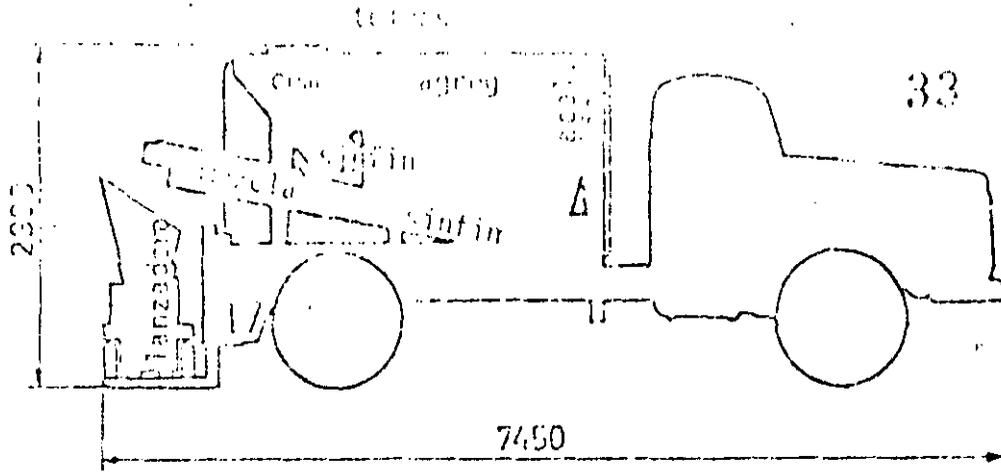


FIG 16.- Trixer (carro de agregados), tipo B 1.5-4.0, montado en camión.

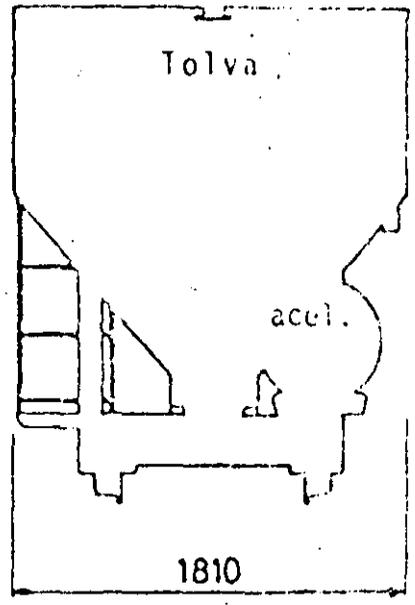
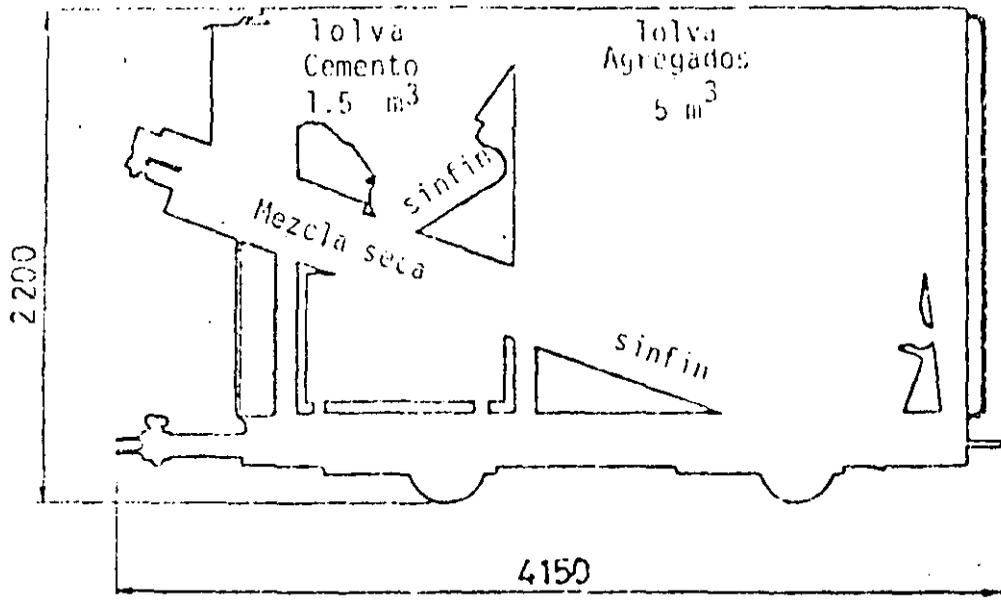


FIG 17.- Trixer (carro de agregados), tipo S 1.1-3.8, en plataforma sobre rieles.

EL ROBOT-TRIXER

En los últimos años, ha habido una tendencia para construir equipos de lanzado demasiado grandes y costosos, que requieren varios operadores, con capacidades nominales muy superiores a los requisitos técnicos y económicos, aprovechadas únicamente en proyectos excepcionales.

En consecuencia, la compañía sueca STABILATOR planeó una unidad compacta y fácilmente maniobrable, que denominó ROBOT-TRIXER. Este equipo autopropulsado combina las ventajas de lanzado a control remoto con el proporcionamiento y mezclado de cemento, agregados y acelerante.

Esta unidad, está altamente automatizada, sólo un hombre se encarga del transporte, proporcionamiento, mezclado, dosificación de aditivo y lanzado. En esta forma, se pueden reducir notablemente los retrasos, tiempo de aplicación, y de desplazamiento. Se pueden realizar trabajos técnica y económicamente satisfactorios gracias al uso de los chiflones orientados en varias direcciones.

La versión del ROBOT-TRIXER mostrada en la Fig. 18 se planeó especialmente para usarse en minas donde los espacios reducidos para túneles son muy frecuentes. La capacidad del material para esta unidad es de 4.5 m^3 , que resulta suficiente para recubrir después de cada ciclo de excavación. La capacidad nominal de mezclado es de $7 \text{ m}^3/\text{hr}$ que es suficiente para abastecer los equipos usados en ese tipo de trabajo. La unidad es propulsada por un motor Deutz de 58 HP, puede desplazarse a 17 km/hr y subir pendientes hasta de 12%.

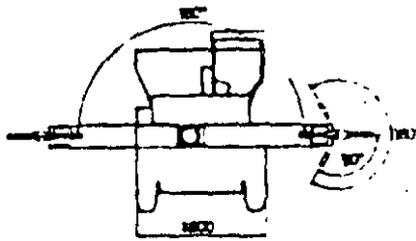
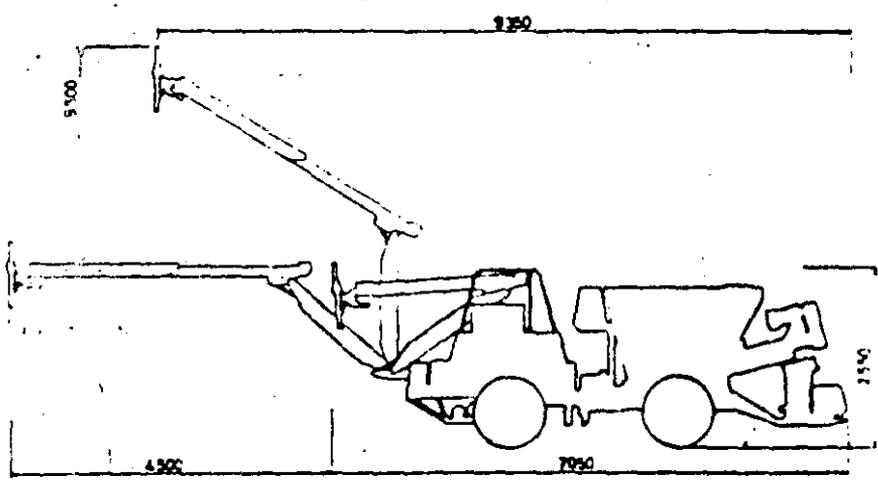
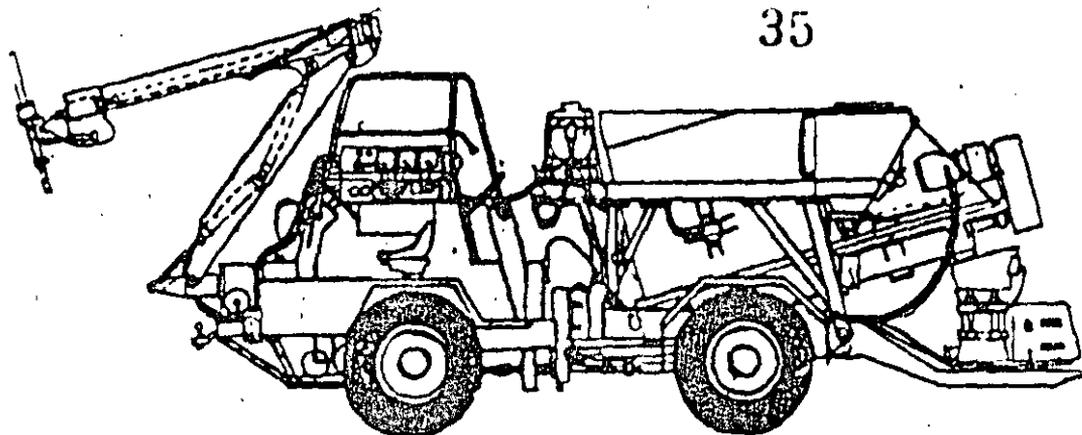


FIG 18.- Robot-Triker.

La figura 19, muestra un equipo montado sobre rieles para lanzar concreto automáticamente diseñado para un túnel ferroviario que se perforó en Heitersberg, Suiza. La capacidad de producción de concreto lanzado tenía que ser muy alta y continua y todo el equipo para la construcción del túnel estaba montada sobre rieles. En este trabajo, se tuvieron que usar tolvas alimentadoras entre el TRIKER y los cañones. El equipo de lanzado, AUTOSPRITZEN, que fue realizado por Stabilator y Prader, controlaba automáticamente hasta 3 chiflones. También se ha aplicado concreto lanzado automáticamente en lumbreras, auxiliándose por cámaras de televisión para controlar el trabajo.

Accelerantes líquidos y bombas dosificadoras.

Hay en la actualidad una tendencia muy marcada en el uso de acelerantes líquidos en lugar de productos en polvo. El cambio de polvo a líquido se debe principalmente al incremento en la calidad del concreto lanzado que se puede lograr sin sacrificar los beneficios reales del fraguado acelerado. Se evitan el taponamiento del equipo de lanzado, el deterioro implícito y el mal funcionamiento, ya que el líquido acelerante entra a las mangueras, justamente en el chiflón. Se evita el efecto indeseable del fraguado, que ocurre al usar polvos, desde que se añade el acelerante hasta que la mezcla sale por el chiflón. El efecto del fraguado instantáneo mejora y la calidad del concreto lanzado aumenta. La principal desventaja de los sistemas anteriores que utilizaban acelerante líquido era que se requería mezclar el acelerante con el agua a la dosificación deseada y después transportar este material hasta el lugar de trabajo.

Operación de la bomba.- Finalmente, se proyectó una bomba de doble acción pequeña y ligera, que hacía posible combinar el aditivo concentrado y el agua, directamente hasta el frente del túnel. Ya que la relación agua-acelerante debe variar instantánea y con-

tinuamente, con esta bomba la concentración de acelerante se puede modificar para adaptarse a las condiciones hidro-geológicas existentes.

Mientras no se necesita presión para introducir agua, la manguera de salida se puede regular hasta 215 lb/m^2 (15 bar). El sistema puede usarse aún donde no existan líneas de agua. La bomba arranca o se detiene automáticamente dependiendo de si la válvula del chiflón está cerrada o abierta.

La aplicación de la bomba de acelerante ha demostrado ser un avance importante en los procedimientos de concreto lanzado.

Acelerante líquido.

Se afirma a menudo que el éxito de la capa de concreto lanzado como soporte de roca depende de la magnitud de la capacidad que se pueda lograr en el menor tiempo posible. E significa que debería aplicarse el concreto lanzado lo mas pronto posible después de hacer las tronadas, y que sería muy conveniente contar con una alta resistencia a edades tempranas. El primer requisito, se puede lograr fácilmente usando plantas técnicamente reconocidas para el lanzado tales como el ROBOT y el TRIXER; y el segundo, utilizando acelerante líquido.

Introduciendo agua y acelerante en una bomba dosificadora en buenas condiciones, se pueden obtener las proporciones requeridas directamente en el chiflón. Así, es posible manejar concreto lanzado de fraguado casi instantáneo. Los sistemas de mezclado por volumen para fabricar concreto lanzado, no son recomendables cuando se usan acelerantes, ya que la presencia de humedad en los agregados, puede causar un fraguado prematuro. La adición de acelerantes en el cañón puede significar riesgos también por la dificultad en garantizar la dosificación correcta y la mezcla uniforme.

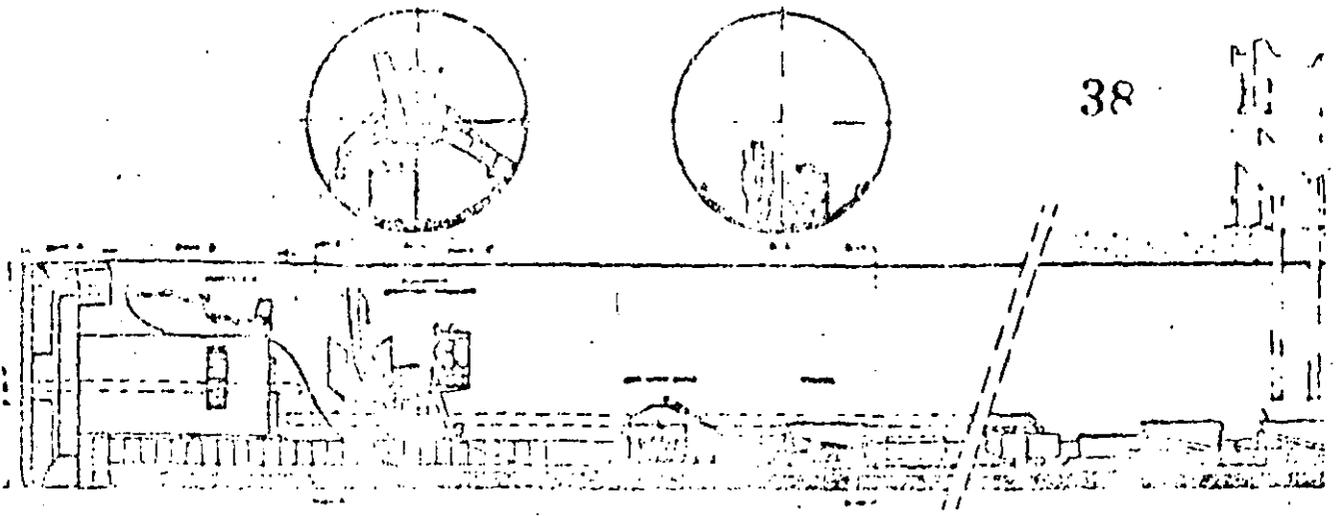


FIG 19.- Equipo para lanzado automático (Heit-ersberg).

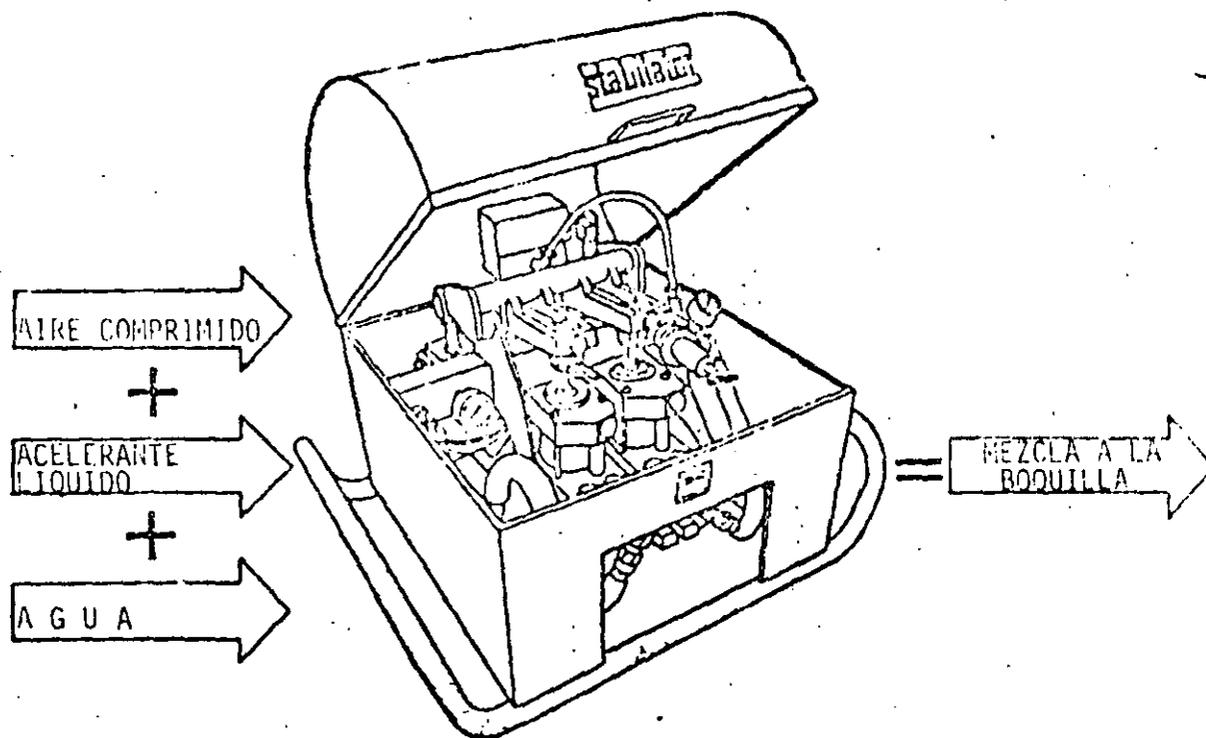


FIG 20.- Bomba para dosificar, mezclar y presionar acelerante líquido concentrado y agua.

La figura muestra el efecto de los acelerantes en la resistencia a compresión del concreto lanzado. Las pruebas las realizó el Consejo Estatal de Energía de Suecia por medio de pruebas de penetración Proctor modificada para la primera parte (0 a 1.5 MPa) y con pruebas de agujas para la otra parte (1.5 MPa a 10 MPa). Después, se desarrollaron muchas pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a compresión real. Se debe tener presente que la mayoría de los otros acelerantes usados en concreto lanzado, reducen la resistencia final del concreto, algunas veces al grado de no poderse tolerar. Los acelerantes líquidos para concreto lanzado, generalmente, se basan en silicatos compuestos y no poseen cloruros.

La efectividad del acelerante depende principalmente de su capacidad para fijar las sales de calcio en el agua del cemento, evitando así que se forme una capa de Ettringite alrededor de las partículas de cemento que aparece en el proceso normal del fraguado del concreto. La ausencia de esa capa, permite que se efectúe más rápidamente la reacción de los aluminatos, provocando un fraguado rápido. Los acelerantes líquidos también contribuyen directamente a este fraguado rápido formando un gel con los componentes en el agua cemento.

Concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

Algunos países, tal vez encabezados por Suecia, tienen grandes programas de investigación acerca del concreto lanzado reforzado con fibras. Dentro de este programa de investigaciones, se efectuó una prueba a gran escala en condiciones reales de campo en 1974. La superficie de prueba consistió en $4,500\text{m}^2$ de roca dura en una refinería en Brofjorden en la costa occidental de Suecia.

A pesar de que las mezclas secas durante estas primeras pruebas contenían solo 0.7% de fibras en volumen ($l=25\text{ mm}$, $d=0.4\text{ mm}$) la capa continua de concreto lanzado de 30 mm se comportó muy satisfactoriamente. La alternativa de diseño convencional hubiera significado 70 mm de concreto lanzado con juntas a cada varios metros.

También se estudiaron diferentes tipos de fibras, varios aditivos para reducir el rebote y la influencia del contenido de cemento en la cantidad de éste último. Las propiedades motivo de la investigación fueron, resistencia a compresión, resistencia a tensión, resistencia a flexión, propiedades de deformación y densidad.

La mezcla seca usada fue principalmente 1:4 (cemento/agregados), en peso, con material menor que 16 mm (5/8"). Los mejores resultados se obtuvieron con fibra ondulada de 20 mm de largo y 0.35 mm de diámetro. La resistencia a tensión del concreto lanzado reforzado con fibras aumentó un 50% y la resistencia a flexión aumentó 180% con respecto a la del concreto lanzado convencional. Aún, la resistencia a compresión aumentó considerablemente lo cual, no es usual. Estos datos, corresponden a un contenido de fibras en la mezcla seca de 2.3% en volumen, o sea, una cantidad que pudiera manejarse sin problemas con el equipo mecánico mejorado.

En virtud de que el rebote de las fibras es mayor que el rebote de otros materiales, el contenido real de fibras en la prueba fue bastante menor que en la mezcla seca y se calculó del orden de 1.34%, en volumen.

Después de que se hicieron estas pruebas, se han hecho muchos intentos para encontrar métodos que reduzcan el rebote en general y el de las fibras en particular. Los resultados preliminares han demostrado que el rebote se puede disminuir considerablemente tomando medidas tan sencillas como bajar ligeramente la velocidad del material en el chiflón.

Una propiedad que ha hecho al concreto lanzado tan adecuado para refuerzo de túneles es su relativamente alta ductilidad, especialmente poco tiempo después de su aplicación. Por medio del concreto lanzado reforzado con fibras, esta propiedad mejora todavía más.

La diferencia más notable en el comportamiento del concreto lanzado entre el ordinario y el reforzado con fibras está en la ductilidad o resistencia después del agrie-

tamiento. Esto también pudo demostrarse claramente con las pruebas suecas.

Usando el equipo descrito anteriormente, en mezcla seca de concreto lanzado convencional, se puede obtener una producción rápida y altamente mecanizada. Aún en grandes túneles, se puede evitar el uso de andamios o plataformas. Pero si se desea reforzar el concreto lanzado convencional con retículas de varilla, entónces entran en juego nuevos factores que llevan tiempo y maniobras. Se puede usar el refuerzo con fibras, en su lugar, y ahorrar mucho tiempo que es importante sobremanera para el refuerzo temporal. Por sólo esta razón, el concreto lanzado reforzado con fibras seguramente llegará a ser de mucha importancia en la realización de túneles en el futuro.

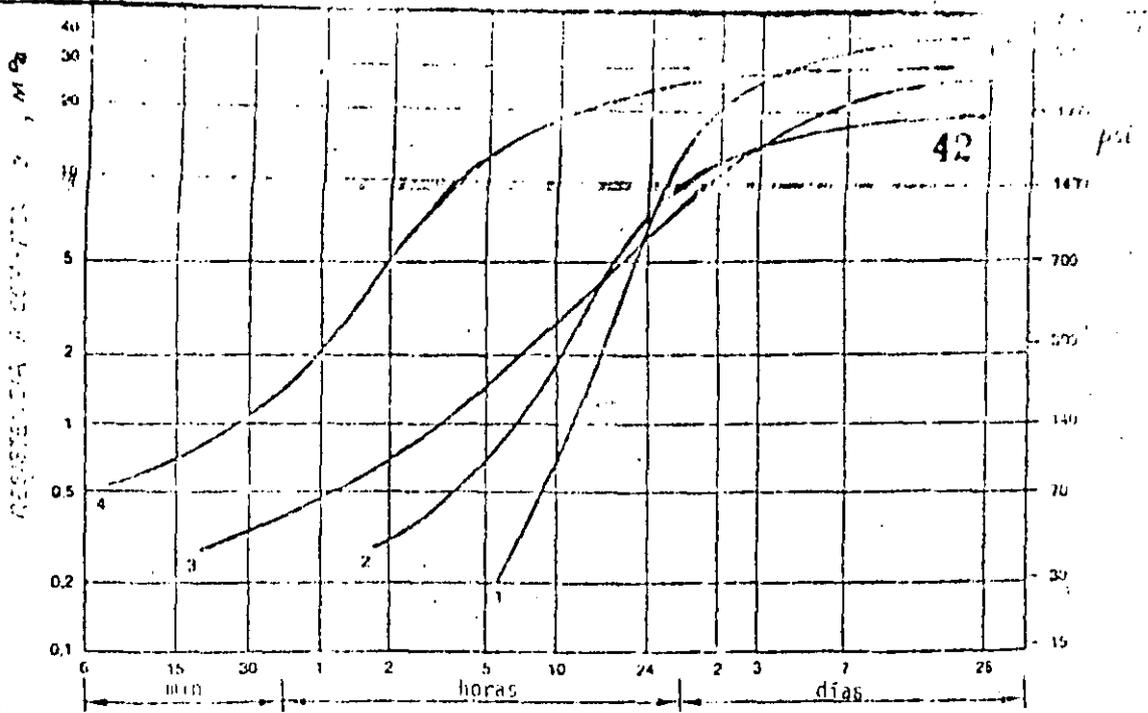


FIG 21.- Efecto de diferentes aceleradores en la resistencia a la compresión:

1. Ningún acelerador
2. Acelerador en polvo, cantidad normal
3. Acelerador líquido, cantidad normal
4. Acelerador líquido, cantidad excesiva moderada

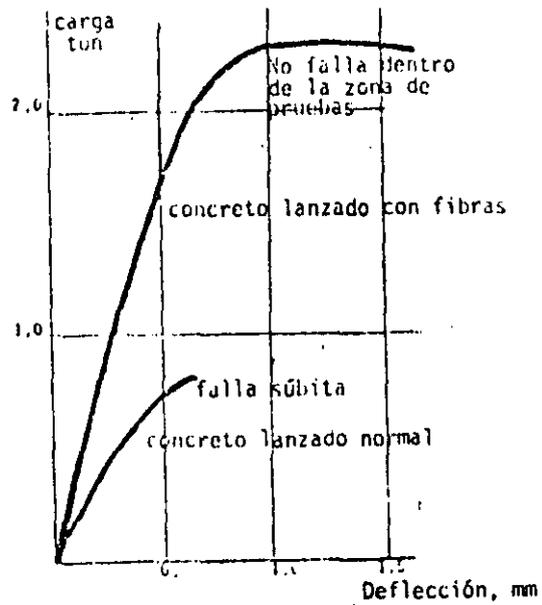


FIG 22.- Relación entre carga y deflexión con concreto lanzado normal y con fibras.

5.- CONCLUSIONES

En resumen, deseo enfatizar que como se ha mostrado, el concreto lanzado es un método confiable para soporte de túneles, algunas veces superior a los métodos más tradicionales, especialmente en rocas suaves y en condiciones de trabajo muy desfavorables.

Las mediciones de esfuerzos y deformaciones en el concreto lanzado como refuerzo pueden dar buena información acerca de las condiciones del suelo o roca que se pueden esperar en un proyecto de túneles, pero nunca podrán remplazar totalmente a la información continua de apoyo que porporcionan los ingenieros experimentados, especialmente en aspectos de geología.

Se debe enfatizar que, especialmente en terrenos que muestren un comportamiento visco-plástico y bajo condiciones de esfuerzos altos, puede convenir o aún ser necesario retrasar la aplicación del concreto lanzado hasta que se haya presentado un cierto relajamiento controlado.

Más aún, la experiencia práctica ha demostrado que las fuerzas que obran en los túneles son considerablemente más bajas que las utilizadas por los diseñadores, siempre que el refuerzo del túnel se lleve a cabo correctamente. Se puede decir que, el soporte de túneles en la actualidad todavía se encuentra sobre diseñado.

Finalmente, es a la vez triste y molesto que se trate al concreto lanzado con tanta injusticia. Esta actitud se debe probablemente a la falta de conocimiento tecnológico y al hecho de que no existen criterios de diseño satisfactorios para utilizar al concreto lanzado como refuerzo. La falta de tales especificaciones probablemente es el resultado de las características propias de los sistemas de concreto lanzado. El resultado es que el concreto lanzado se usa principalmente en túneles donde su necesidad es discutible y se le excluye por considerarlo inadecuado en formaciones rocosas en las que sería de mayor utilidad.

6.- BIBLIOGRAPHY

1. Alberts, C. and Bäckström, S., Instant Shotcrete support in Rock Tunnels, Tunnels and Tunnelling, January 1971.
2. Kramers, M., Erfarenhet från sprutbetongförstärkning (Experiences from shotcrete support projects) IVA Bergmekanikkommittéen, Stockholm, March 1967.
3. Kramers, M., Shotcrete Support in bad rock, (Experiences from Projects Abroad) Engineering Science Academy, Stockholm 1977.
4. Kramers, M., The Swedish approach to rock support, Water power and Dam Construction, September 1978).
5. Kramers, M., and Sioestroem. Snotcrete as a support system, Tunnels and Tunneling, 1978.
6. Mahar, J.W., Parker, H.W., Wuellner, W.W., Shotcrete Practice in Underground Construction, Dept. of Civ.Eng., University of Illinois. Report No. FRA-OR&D 75-90, 1975.
7. Mason, B.E. and Mason, R.E., "Shotcrete Support with Special Reference to Mexico City Drainage Tunnels", Rock Mechanics, Vol 4, 1972, pp 115-128.
8. Mason, R.E., Shotcrete at Mexico City. Tunnels and Tunnelling, March 1974.
9. Rabcewicz, L.v., "Dimensioning of Underground Excavations", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol 113-114, 1963.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

TEMA: DISEÑO DEL TUNEL DEL TRAMO SN. JOAQUIN-POLANCO
DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ.

HUIQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

Diseño del Túnel del Tramo Sn. Joaquín-Polanco de la Línea 7 del Metro de la Ciudad de México

L. B. RODRIGUEZ
S. A. RUELAS
L. G. FRAUSTRO

Jefe del Dpto. de Mecánica de Suelos de I.S.T.M.E. S.A.
Subjefe del Dpto. de Mecánica de Suelos de I.S.T.M.E. S.A.
Ingeniero especialista de Mecánica de Suelos de I.S.T.M.E. S.A.

1. Antecedentes.

Dentro de las ampliaciones que actualmente se -- llevan a cabo en el Sistema de Transporte Colectivo "Metro" de la Ciudad de México se encuentra la construcción de la Línea 7, la cual tendrá una longitud aproximada de 12.6 km. y 10 estaciones.

La línea 7 se localiza al Poniente del Área metropolitana recorriéndola de Norte a Sur tal como se observa en la figura N.º 1; el trazo de esta línea, se ubica sobre las avenidas Golfo de México, Lago Chiem, Hielmar, Arquímides, Parque Lira y Revolución. Debido a la alta densidad poblacional, intenso tráfico de vehículos y el tipo de suelos existentes en la zona, se decidió construir la línea mediante un proceso de túnel para causar el mínimo de molestias en la superficie.

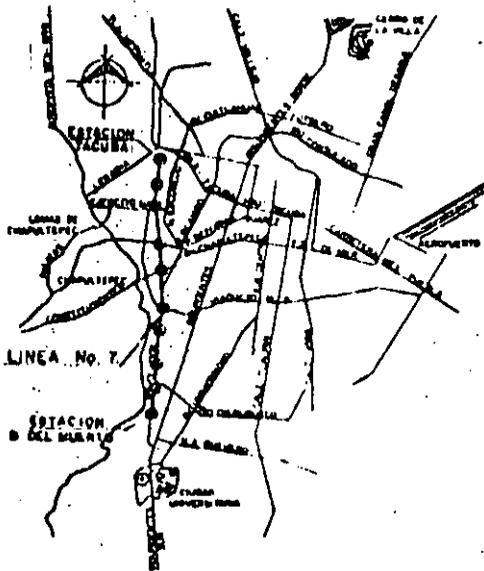


FIG. 1.- CROQUIS DE LOCALIZACION.

La definición del trazo fue resultado de un pro-

grama de simulación origen-destino alimentado por los datos de los medios de transporte de su superficie existentes en la zona. El tipo de solución fué producto de una intensa campaña de exploración mediante sondeos con objeto de definir la estratigrafía y las características físicas y mecánicas del subsuelo así como la profundidad donde quedaría alojado el túnel por construir.

2. Estratigrafía y Propiedades.

En términos generales la estratigrafía del subsuelo donde se alojarán los túneles de la Línea 7, está constituida por limos arenosos de compactación variable, entre medianamente compactos a muy compactos y en algunos casos cementados, que corresponden a los suelos de la denominada "zona de limas" de la Ciudad (ref. 1), tal como se observa en la figura N.º 2.

En la zona Norte de la línea existe un estrato de arcilla blanda de origen volcánico la cual se localiza entre los nueve y once metros de profundidad, con un espesor promedio de cuatro metros. Asimismo se observó una frontera entre los limos arenosos medianamente compactos y muy compactos a una profundidad variable entre 12.0m y 20.0m. En algunos casos se encuentran pequeñas lentes de arena pumítica atravesando el túnel.

A lo largo de toda la línea y a la profundidad donde quedará alojado el túnel, no fue detectada la presencia del nivel de aguas freáticas, sin embargo la piezometría instalada, indica la presencia de mantos "colgados" entre 5 y 10m de profundidad.

En las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos, se realizaron pruebas de laboratorio con el objeto de determinar parámetros tales como peso volumétrico, resistencia al corte y ángulo de fricción interna, obteniéndose para los estratos de limo arenoso en la zona de influencia del túnel valores de resistencia al corte variables entre 2.4 y 6.50 ton/m² y ángulos de fricción interna variables entre 30° y 10°. Para el estrato de arcilla los valores promedio obtenidos fueron de 3.50 ton/m² y 10° respectivamente.

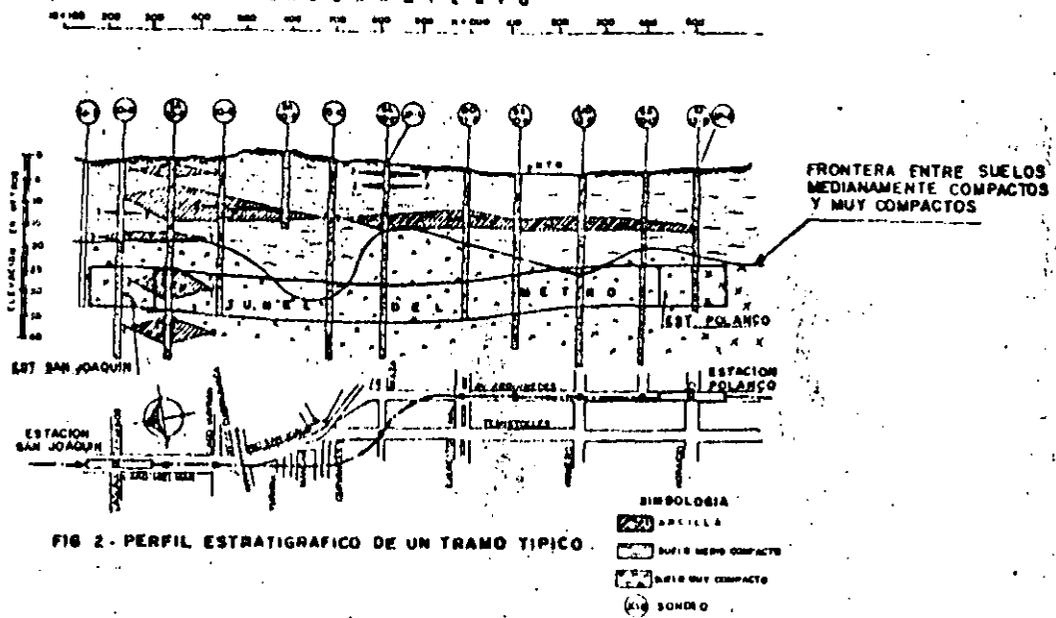


FIG 2. PERFIL ESTRATIGRAFICO DE UN TRAMO TÍPICO.

3. Geometría y Perfil de los Túneles.

La geometría de la sección transversal del túnel fue gobernada por tres aspectos fundamentales:

Debería tener las dimensiones interiores necesarias para permitir el paso del Metro y sus instalaciones, ser estable durante su proceso de construcción, considerando el perfil que transurre entre la excavación y el colado del revestimiento definitivo y; la estructura definitiva debería presentar un comportamiento adecuado a largo plazo ante las cargas que le transmite el terreno.

De acuerdo con las condiciones mencionadas en los párrafos anteriores se eligió una sección circular, intersectada en su parte inferior por una losa de sección variable. Ver figura N° 3.

Una vez conocida la estratigrafía del subsuelo y definida la sección transversal, se decidió alojar el túnel en suelos duros, estableciendo los siguientes requisitos: que la distancia mínima entre la clave del túnel y el nivel de terreno natural fuera una vez y media el diámetro de la sección excavada y que el túnel se alojara siempre en los limos arenosos muy compactos.

Las limitantes antes mencionadas dieron como resultado que a lo largo de la línea la distancia promedio entre la clave del túnel y el nivel de terreno natural fuera del orden de los 23.00m tal como se observa en la figura N° 2.

4. Sollicitaciones sobre el Túnel.

Considerando las características de la estratigrafía del subsuelo donde se decidió alojar el túnel y la geometría de la sección elegida, se analizaron los diferentes criterios existentes para la valuación de las cargas que se presentan a largo plazo, seleccionando como el más apropiado para este caso el propuesto por Terzaghi cuya expresión para determinar el ancho "B" de la zona de arqueo es la siguiente: (ref. 2).

$$B = \left[\frac{b}{2} + m \operatorname{tg} (45 - \delta/2) \right]$$

donde "b" es el diámetro del túnel, "m" es la altura del túnel y "δ" el ángulo de fricción interna del suelo en la zona de arqueo.

La expresión para obtener la presión vertical "Pv" a largo plazo sobre el revestimiento definitivo es:

$$p_v = \frac{\gamma m - \frac{2c}{B}}{2K \operatorname{tg} \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2Kl}{B} \operatorname{tg} \phi \right) \right]$$

donde "γm" es el peso volumétrico del suelo arriba de la clave del túnel, "c" es la resistencia al corte del material en la zona de arqueo "k" es un coeficiente considerado en este caso igual a 1, y "l" es la profundidad a la clave del túnel.

Considerando en este caso $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$, $\phi = 33.5^\circ$, $c = 2.10 \text{ ton/m}^2$, $l = 18. \text{ m}$, $b = 9.34 \text{ m}$ y $m = 8.33 \text{ m}$, se obtienen los siguientes valores:

Ancho de la zona de arqueo "B": B=18.79m

Carga vertical a largo plazo: $P_v = 15.80 \text{ ton/m}^2$

Para evaluar los empujes horizontales que actuarán a largo plazo sobre la estructura definitiva, se consideró la siguiente expresión:

$$e_c = P_v \cdot k_0$$

$$e_p = P_v + \gamma_m \cdot m \cdot k_0$$

Donde "e_c" es el empuje al nivel de la clave del túnel "P_v" es presión vertical de Terzaghi antes descrita, "k₀" coeficiente de empuje en reposo definido en función de "φ" según Terzaghi (ref. 3) y "e_p" el empuje al nivel del piso del túnel. La distribución de estos empujes es lineal y su valor se indica en la figura N° 4.

La reacción vertical sobre el piso del túnel, se consideró igual a la presión vertical "P_v" más el peso de la estructura despreciando la fricción entre las paredes y el suelo.

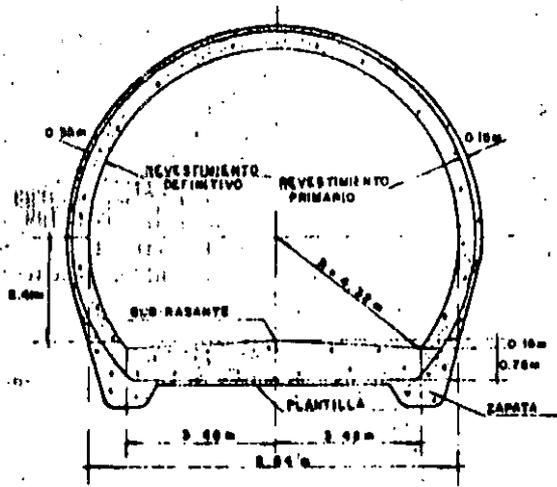


FIG 3 - SECCION TRANSVERSAL

6. Diseño del Revestimiento definitivo.

Una vez definidas las cargas verticales y horizontales que se presentarán a largo plazo, se efectuó el análisis de las estructuras del túnel bajo la acción de las cargas ya descritas, considerando las siguientes dos posibilidades.

a) Un análisis convencional en el cual se consideró que el suelo perimetral a la sección únicamente actúa como carga sobre la estructura y no participa como restricción en las deformaciones de la misma, obteniendo de esta manera los elementos mecánicos que se indican en la figura N° 5.

Para estas condiciones de carga el análisis muestra que la estructura se deforma

horizontalmente hacia el suelo empujando sobre él, y que la deformación en la losa de piso es mayor en la zona ventral que en los extremos condiciones de deformación que conducen a un diseño conservador ya que el suelo perimetral restringe las deformaciones de la estructura y modifica de manera importante la distribución y magnitud de las presiones horizontales y de la sección vertical.

b) Tomando en cuenta lo anterior, se realizó un segundo análisis considerando un modelo simple de interacción suelo-estructura idealizando al suelo como un conjunto de barras horizontales y verticales que rodean a la estructura y restringen sus desplazamientos a las cuales se les consideró una rigidez a la compresión simple igual a la del suelo perimetral, tal como se muestra en la figura 6, definiendo las dimensiones de dichas barras mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{EAh}{L} = k_v \cdot A_t, \quad \frac{EAh}{L} = k_h \cdot A_t$$

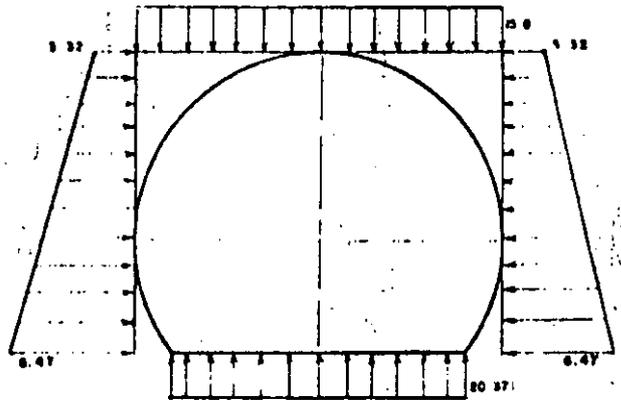


FIG 4 - DIAGRAMA DE FUERZAS ACTUANTES SIN CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

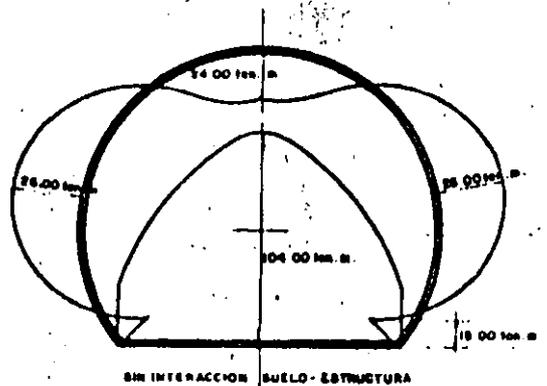


FIG 5 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES SIN INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

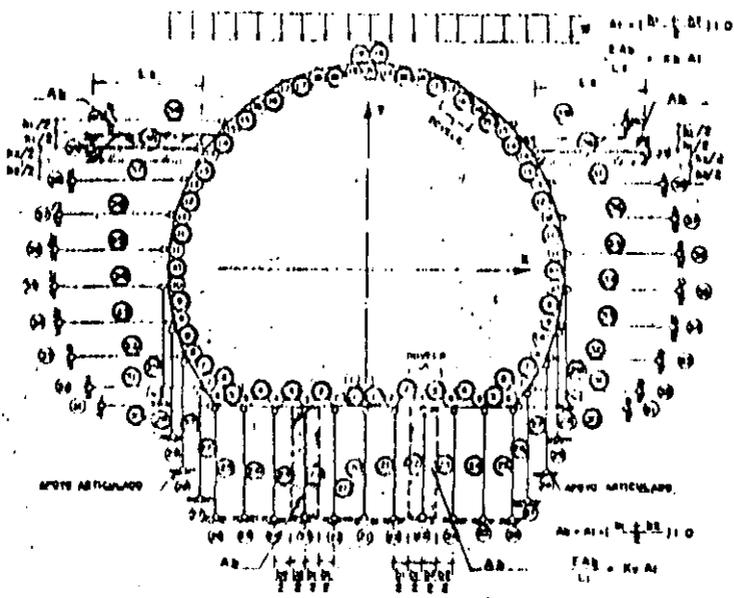


FIG. 6 - MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

Donde:

- E = Módulo de elasticidad de la barra que simula al suelo.
- Ab = Área de la sección transversal de la barra que simula al suelo.
- l = Longitud de la barra que simula el suelo.
- Kv y Kh = Módulos de reacción de subgrado vertical y horizontal del suelo.
- A_s = Área de la sección transversal de la columna de suelo que será simulada por una barra.

El modelo propuesto permite considerar por separado los módulos de reacción de subgrado vertical y horizontal seleccionandose si fuera necesario valores distintos de dichos módulos para cada barra.

Como resultado de los análisis realizados con este modelo, se obtuvieron los diagramas carga y momentos flexionantes que se indican en las figuras N° 7 y 8. Comparando las figuras 5 y 8 se observa que los elementos mecánicos obtenidos aplicando el modelo de interacción suelo-estructura resultan del orden del 60% menores que los obtenidos sin aplicar este criterio. En la figura N° 9 se muestra la diferencia en el acero de refuerzo para la sección calculada con los criterios antes descritos.

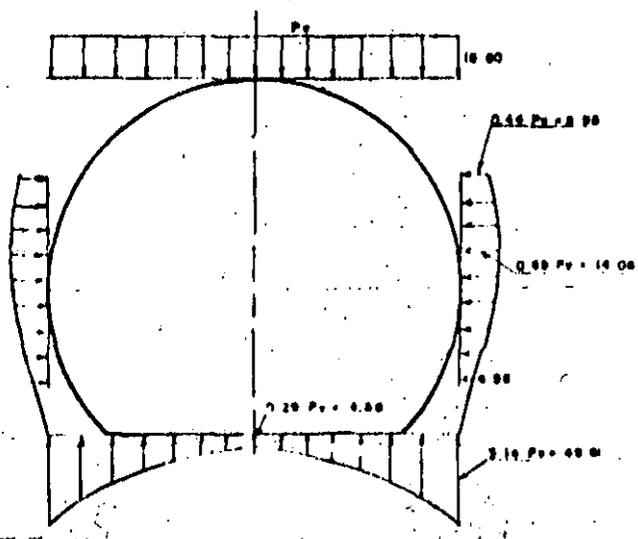
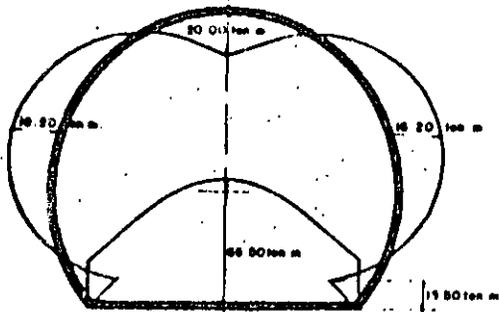


FIG. 7 - CARGAS DEL SUELO RESULTANTES DEL MODELO EN EL QUE SE CONSIDERA LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.



CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
FIG. 8.- DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

7. Análisis de Estabilidad del Frente.

Los análisis de estabilidad del frente se realizaron mediante un mecanismo sencillo propuesto por E. Taméz (ref. 4) que permite evaluar las condiciones del riesgo de un deslizamiento del frente del túnel.

Dicho mecanismo consiste en suponer que la falla ocurre por el deslizamiento de un prisma de suelos. Ver figura N° 10 de altura "Zd" localizado arriba de la clave del túnel cuando la excavación avanza una distancia "e". Evaluando las condiciones de equilibrio elástico de dicho prisma se obtiene el factor de seguridad contra una falla de deslizamiento en el frente, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{2S}{(1+e/l) K_a} \frac{Zd}{A} + \frac{S}{B} \frac{Zd}{B} + \frac{2.6c \sqrt{K_p}}{1+(e/l)} \frac{\delta A}{(1+e/l)^2}$$

Donde:

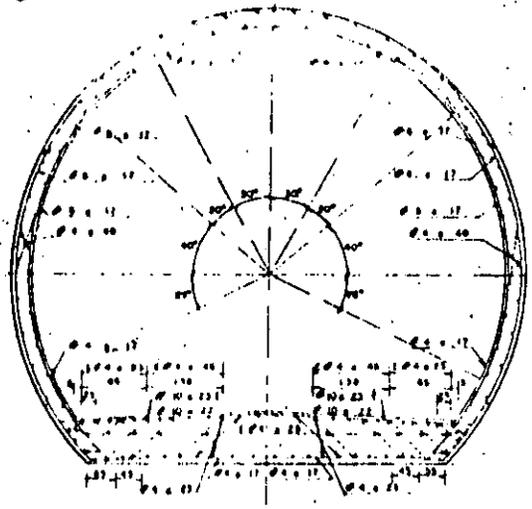
$$S = \frac{0.35}{2} Zd$$

"Zd", es la altura de la zona donde se distribuyen los esfuerzos cortantes inducidos por la excavación, "e" longitudinal de avance, "A" longitud del prisma triangular del frente "A" altura del túnel, "B" radio del túnel, "C" valor medio de la cohesión, "K_a" coeficiente activo de empuje de tierras, "K_p" coeficiente pasivo de empuje de tierras.

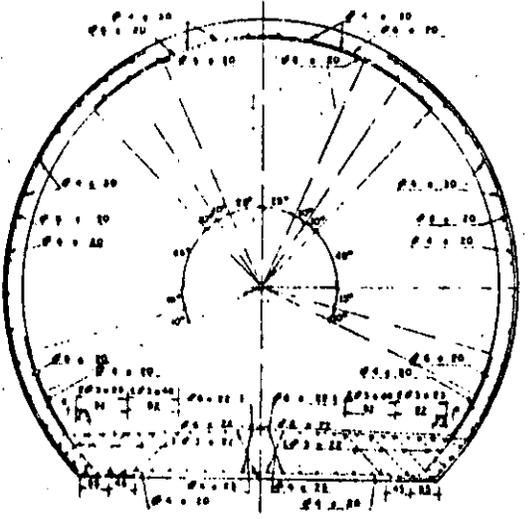
En nuestro caso, con una longitud de avance "e" de excavación de 2.40m, se obtuvo un F.S. de:

Excavando a media sección F.S. = 1.95

Excavando a sección completa F.S. = 1.73



a) SIN CONSIDERAR EL MODELO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



b) CONSIDERANDO EL MODELO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

FIG 9.- COMPARACION DE ESPESOR DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO Y ACERO DE REFUERZO OBTENIDOS CON LOS CRITERIOS DE ANALISIS UTILIZADOS.

	a	b
Espesor Bóveda	35cm	35cm
Espesor Losa Piso	90cm	90cm
Acero de Refuerzo en Bóveda.	127.7 Kg/m ³	79.7 Kg/m ³
Acero de Refuerzo en Losa de Piso.	93.3 Kg/m ³	59.9 Kg/m ³

Conclusiones.

1. El uso de un modelo simple de interacción-suelo-estructura que considere las restricciones a la deformación impuestas por el suelo en la estructura, del revestimiento definitivo del túnel del tramo A-B de la L-7; redujo de manera importante el acero de refuerzo en comparación con el diseño tradicional que considera empujes horizontales del suelo con una distribución lineal.
2. Se observa que la longitud de avance de la excavación y la altura de la cavidad por construir influyen de manera muy importante en la estabilidad del frente, lo cual debe ser tomado en consideración ya que la ocurrencia de caídos en el frente involucra en ocasiones no poco frecuentes pérdidas de vidas humanas y equipo y en el mejor de los casos, retrasos importantes en la ejecución de la obra.

Agradecimientos.

Los autores agradecen la ayuda prestada por el Sr. J.L. González en la elaboración de los dibujos y de la Srta. M.L. Barada en la labor mecanográfica.

Referencias.

1. R. Marzal y M. Mizari 1959.
El subsuelo de la Ciudad de México Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cementaciones U.N.A.M. México.
2. K. Szechy 1973.
The Art. Of Tunnelling
Akademiai Kiado Hungría.
3. T. W. Lambe y R. Whitman 1981.
Mecánica de Suelos. México.
4. E. Tóñez 1981.
Estabilidad en el Frente de un Túnel en Suelos (Artículo sin publicar) México.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

TEMA : CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN LA ETAPA DE
CONSTRUCCION DE TUNELES.

ING. RAMON DELGADO LOO.

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN LA ETAPA DE CONSTRUCCION
DE TUNELES

Durante la etapa de construcción de los túneles , en lo que a iluminación se refiere no existen normas o reglamentos que recomienden parámetros para la ubicación ó selección de equipos ó niveles de iluminación ,pero no deja de ser importante el prevenir ciertas consideraciones antes y durante la construcción .

A continuación se mencionan algunos de los aspectos básicos que se tienen que tomar en cuenta para la alimentación y distribución del alumbrado y fuerza .

- Se proporcionará a la compañía suministradora de energía -- eléctrica una copia del proyecto en planta , así como su localización .
- Relacionar los equipos eléctricos tomando sus características de operación , como por ejemplo, voltaje , corriente , H.P., etc.
- Realizar un cálculo aproximado de la carga a instalar en -- watts (lámparas y equipo eléctrico) .
- Para el alumbrado en el " frente " normalmente se instalan reflectores de cuarzo .
- Ya terminado el " cajón " se instalará un alumbrado de seguridad , con lámparas incandescentes a los lados del túnel .

SELECCIONAR NO SE DEBE DEBER DE SER EL QUE SE DEBE DE

Para el suministro de la energía eléctrica de este tipo de obra , la Comisión Federal de Electricidad proporcionará el servicio temporal y lo clasifica dentro de la tarifa No. 7 , que a continuación se describe :

1.- Aplicación . . .

Esta tarifa se aplicará a todos los servicios que destinen la energía temporalmente a cualquier uso ,exclusivamente donde y cuando la capacidad de las instalaciones del suministrador lo permitan y este tenga líneas de distribución adecuadas para dar el servicio .

2.- Horario

Lo convenido en cada caso entre el suministrador y el usuario el que no deberá hacer uso del servicio fuera del horario estipulado .

3.- Contratación del servicio y determinación de la energía eléctrica .

Los contratos se celebran por el número de días consecutivos por los que el usuario quiera disponer del servicio . Ningún servicio temporal podrá tener una vigencia mayor de treinta días excepto en los casos donde se justifique la utilización de energía por más tiempo. El computo de la demanda y el consumo se hará de acuerdo con la carga de los aparatos instalados y el número de horas que se use el servicio, el que en ningún caso será menor de 4 horas diarias , teniendo el suministrador derecho de verificar en cualquier momento la carga individual y el consumo de cada uno de los aparatos instalados.

4.- Demanda por contratar .

La demanda por contratar la fijará inicialmente el usuario -- en base a sus necesidades . Cualquier fracción de Kilowatts -- se tomará como kilowatt completo .



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO.

TEMA: SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD.

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO.

JUNIO 1985.

SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD

- SUPERVISIÓN TÉCNICA DE LA CALIDAD DE OBRA
- SUPERVISIÓN ADMINISTRATIVA
(Cuantificación de obra, programas)

HERRAMIENTAS DEL SUPERVISOR:

PLANOS

ESPECIFICACIONES

NORMAS DE CALIDAD

LABORATORIO DE MATERIALES

ESENCIALES PARA TRABAJOS DE TU- NELEO:

PROPIEDADES INGENIERILES DEL SUBSUELO

A CONTINUACIÓN SE MENCIONAN LAS PRINCIPALES OBLIGACIONES DEL SUPERVISOR, EN LO REFERENTE A LA VERIFICACIÓN DE CALIDAD:

- ESTAR COMPLETAMENTE FAMILIARIZADO CON LOS PLANOS Y ESPECIFICACIONES DE SU FRENTE DE TRABAJO.
- INSPECCIONAR Y ENSAYAR LOS MATERIALES O PRODUCTOS, ANTES DE QUE ESTÉN EN SU POSICIÓN FINAL.
- ASEGURARSE QUE EL CONSTRUCTOR HA INTERPRETADO CORRECTAMENTE LOS PLANOS Y ESPECIFICACIONES.
- RECONOCER EL TRABAJO DEFECTUOSO EN LAS ETAPAS PREVIAS, ANTES DE QUE LA CORRECCIÓN SEA IMPOSIBLE O MUY COSTOSA.
- NOTIFICAR OPORTUNAMENTE AL CONSTRUCTOR SI CUALQUIER MATERIAL O PORCIÓN DEL TRABAJO NO CUMPLE CON LO ESTABLECIDO, EXPLICÁNDOLE POR QUÉ NO CUMPLE.
- LLEVAR A CABO LAS REVISIONES DE MANERA RÁPIDA, EN LAS ETAPAS DE APROBACIÓN CUANDO SE LE SOLICITEN, A EFECTO DE EVITAR DEMORAS.

CONOCIMIENTO DE LOS EQUIPOS DE EXCAVACION DE TUNELES (1)

TODOS LOS PROCESOS DE EXCAVACIÓN UTILIZADOS ACTUALMENTE SE BASAN EN LOS EFECTOS DE:

IMPACTO

ABRASIÓN

Ó MÉTODOS MINEROS CONVENCIONALES: PERFORACIÓN Y USO DE EXPLOSIVOS.

POR LO QUE RESPECTA A LA EXCAVACIÓN DE ROCAS, UN CAMPO SUJETO A INVESTIGACIÓN ES EL DE:

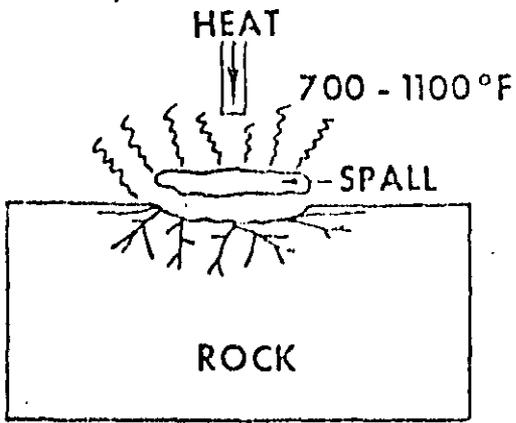
ACCIÓN TÉRMICA

FUSIÓN Y VAPORIZACIÓN

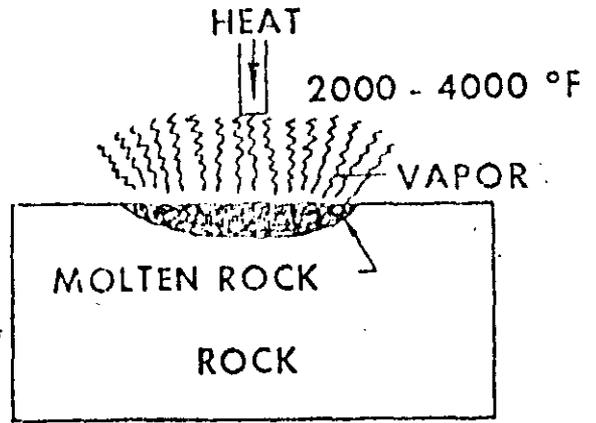
REACCIÓN QUÍMICA

EL AVANCE MÁS ESPECTACULAR HA SIDO EN EL GRADO DE MECANIZACIÓN Y CONTROL DE LOS EQUIPOS, Y EN EL INCREMENTO DE SU CAPACIDAD DE ATAQUE (TOPOS Y FRESADORAS), EN SUELOS FIRMES Y ROCAS. LO MISMO PUEDE DECIRSE PARA LOS ESCUDOS MECANIZADOS Y DE FRENTE PRESURIZADO, UTILIZADOS EN SUELOS BLANDOS.

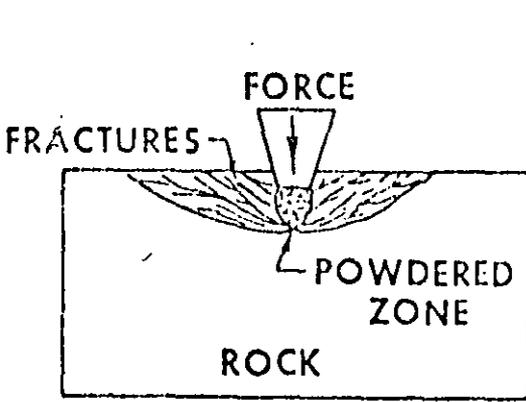
(1) Referencia: Hand book of Mining and Tunneling Machinery.
Barbara Stack - John Miley



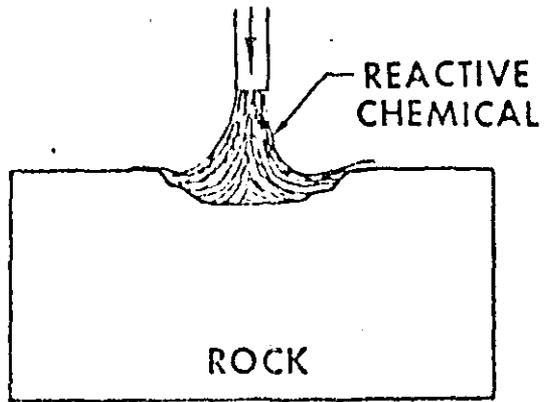
(1) SPALLING



(2) FUSION & VAPORIZATION



(3) MECHANICAL STRESS



(4) CHEMICAL REACTION

SELECCION DE UN PROGRAMA DE INSTRUMENTACION

P A S O S

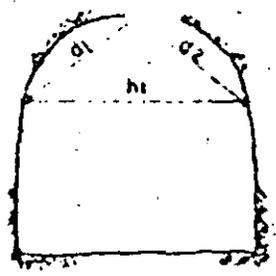
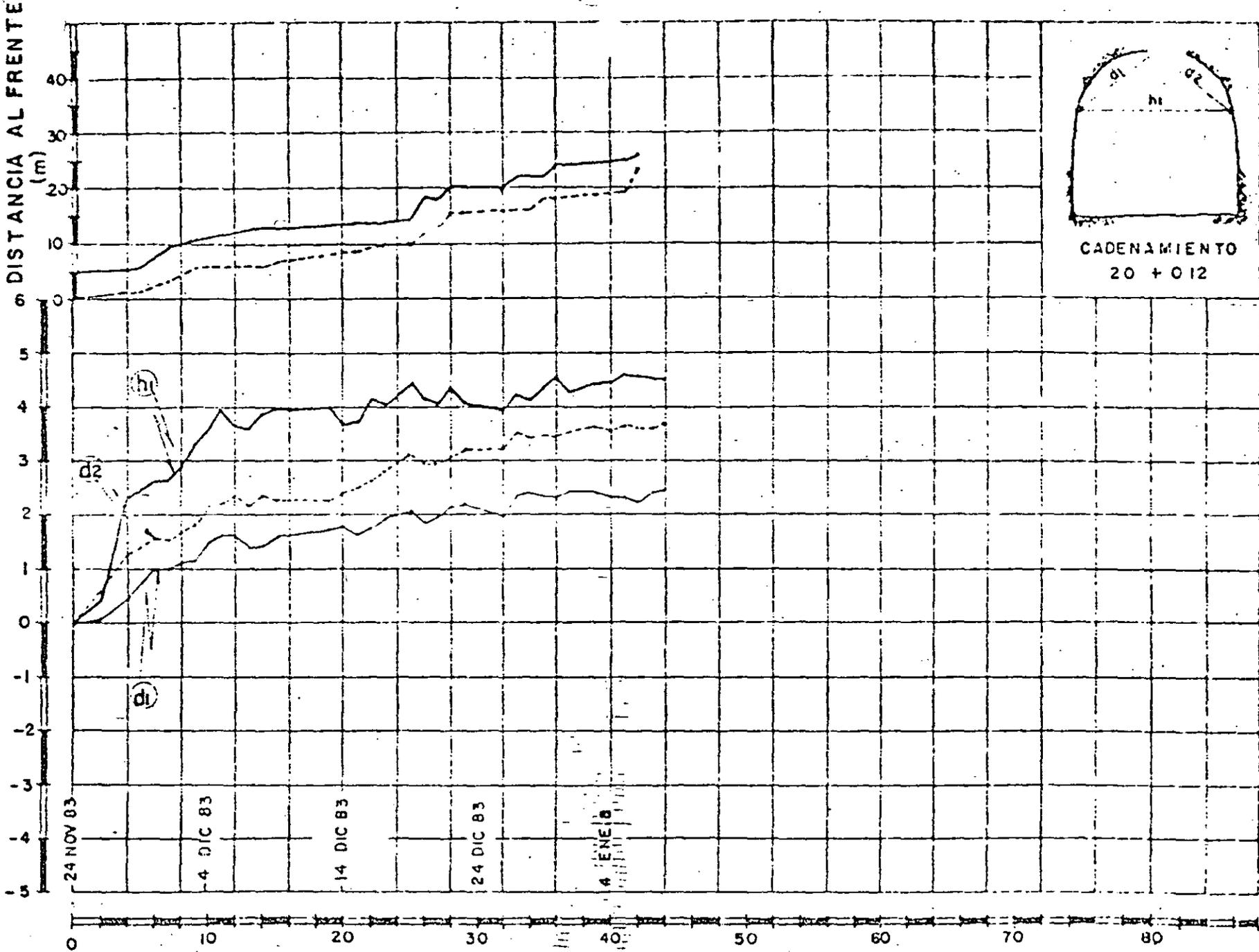
O B S E R V A C I O N E S

Definir las características del proyecto	Métodos de construcción, condiciones geotécnicas
Definir el propósito de la instrumentación	¿Qué ventajas se obtienen?
Seleccionar las variables a medir	¿Cuales serán de mayor utilidad?
Predecir el comportamiento	Fijar rango y exactitud
Selección de los instrumentos	Confiabilidad
Especificaciones de instrumentación y de su instalación	Costeo y supervisión
Determinar qué factores influyen la información	Para análisis de causa - efecto
Verificación de las lecturas, calibración	Certeza de que los instrumentos están trabajando correctamente
Ubicación de las estaciones de medición	Determinación de zonas críticas
Instalación y mantenimiento	Cooperación con el constructor
Frecuencia de lectura, procesamiento, análisis e interpretación	Acciones a tomar para situaciones adversas
Comunicación oportuna (Constructor - Supervisor - Proyectista)	El programa es inútil en caso contrario

I N S T R U M E N T A C I O N

M E D I C I O N	I N S T R U M E N T O	A P L I C A C I O N
Asentamientos superficiales desplomes de estructuras.	Nivelación topográfica	Asentamiento de vialidades, estructuras, instalaciones.
Asentamientos subsuperficiales.	Bancos profundos Extensómetros	Verificar la efectividad de la inyección de contacto en el revestimiento. Correlacionarlos con los asentamientos superficiales (pérdida de suelo).
Movimientos horizontales - subsuperficiales.	Inclinómetros Extensómetros horizontales	Controlar los movimientos del frente de excavación. Verificar la efectividad de anclas, inyecciones, etc...
Cambios de diámetro.	Extensómetros	Verificar la distorsión del revestimiento primario o secundario. Refuerzo adicional o apuntalamiento en su caso.
Cargas o esfuerzos en soportes estructurales.	Celdas de carga Deformímetros	Verificar la eficacia de anclas, marcos, dovelas, etc...
Nivel del agua.	Pozos de observación	Registrar los cambios de nivel debido al tuneleo, bombeo.
Presión de poro.	Piezómetros	Prever los flujos de agua y suelo hacia el interior del túnel.
Vibración.	Sismógrafos	Verificar que las vibraciones por uso de explosivos no excedan las tolerables.

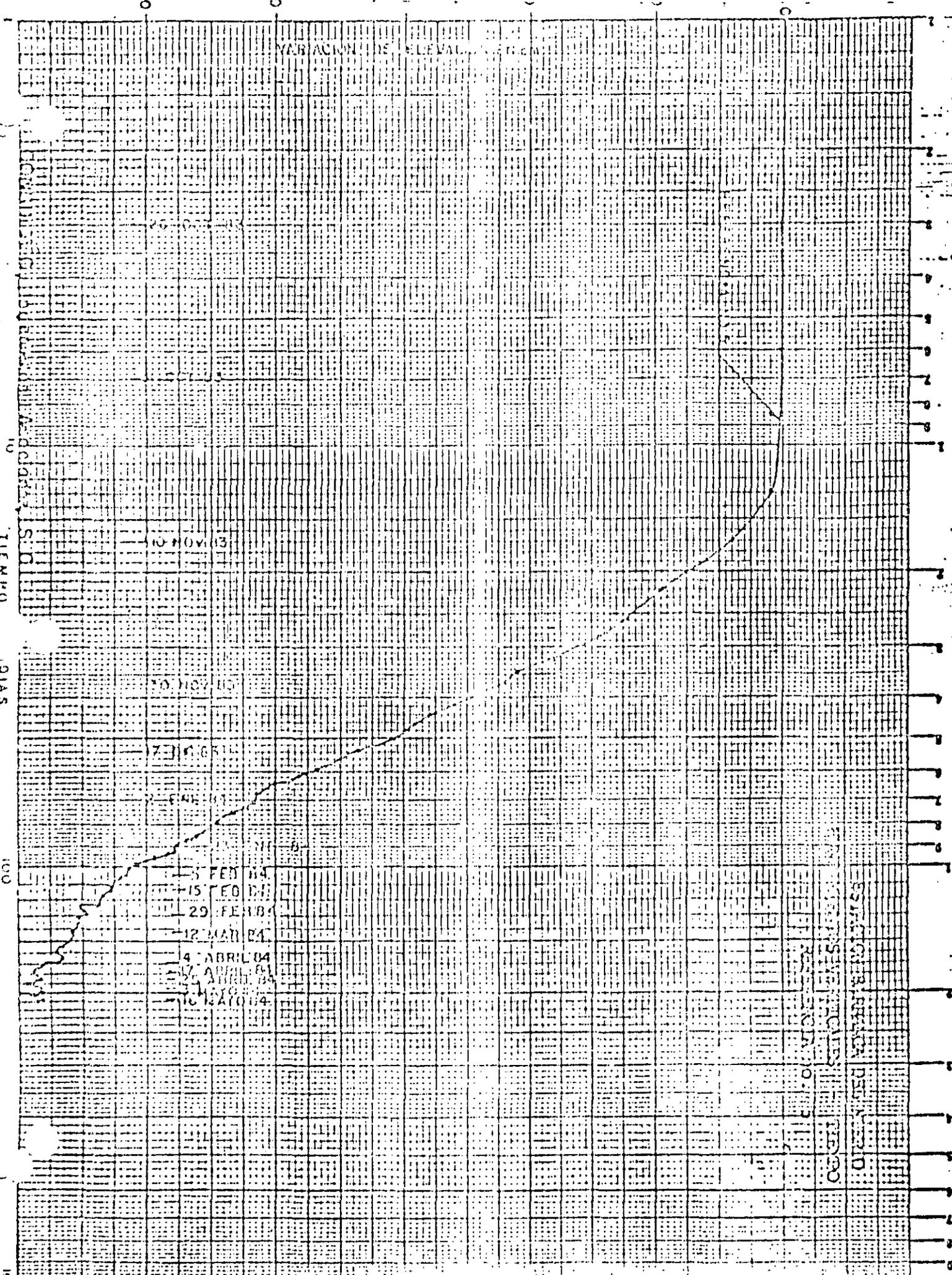
ALARGAMIENTO (mm) ACORTAMIENTO



CADENAMIENTO
20 + 012

CAMBIO DE LONGITUD EN LINEA DE MEDICION Vs TIEMPO SECCION 64 (BM)

VARIACION DE ELEVACION



TIEMPO

DIAS

100

0

13 NOV 63

20 NOV 64

7 JUN 64

15 FEB 64

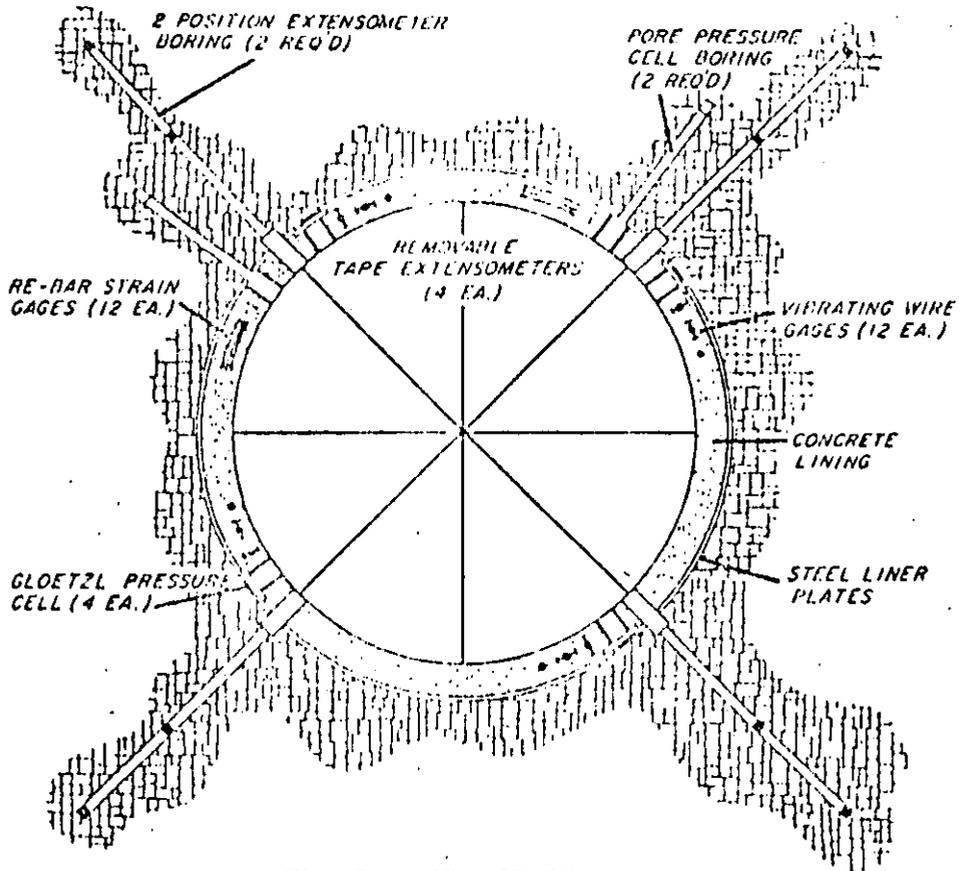
29 FEB 64

12 MAR 64

4 ABRIL 64

16 MAY 64

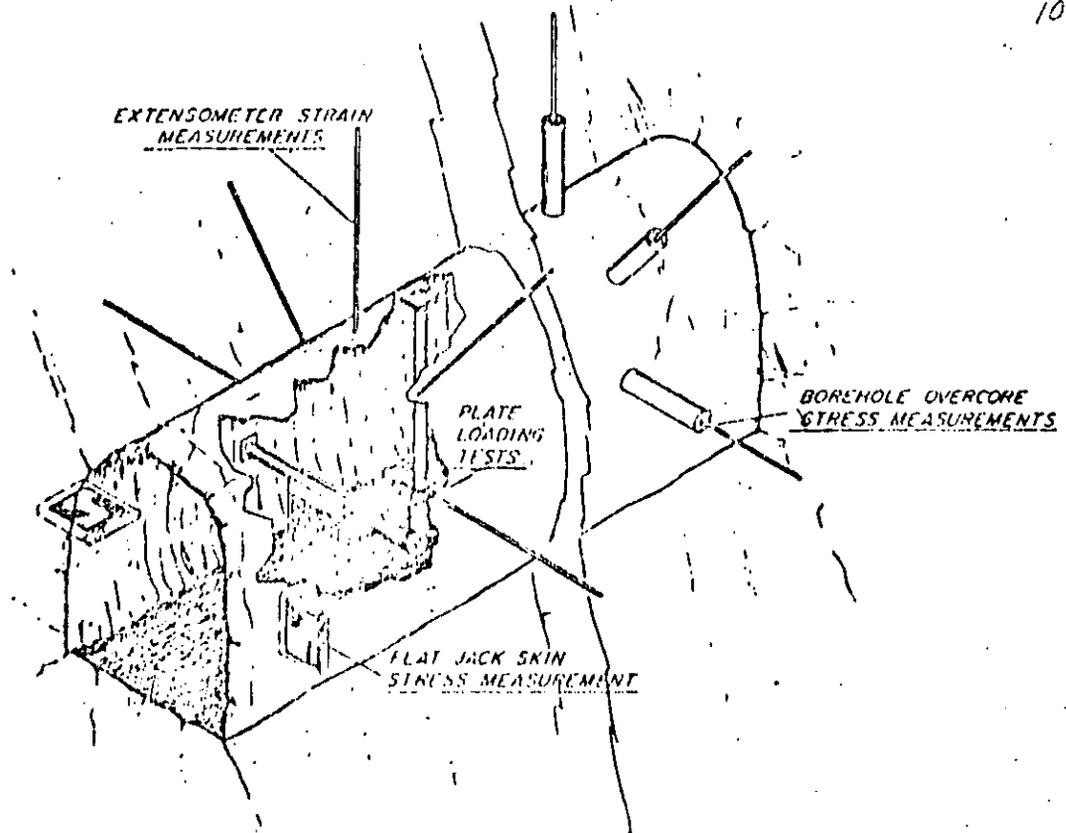
ESTACION
PUNTO



TUNNEL INSTRUMENTATION

No Scale

Fig. 3-16. Soft ground instrumentation scheme.



GENERALIZED SCHEMATIC DRAWING THRU AN EXPLORATORY ADIT SHOWING SOME COMMON ROCK MECHANICS TESTS.

Fig. 3-15. Generalized schematic drawing through an exploratory adit showing some common rock mechanics tests.

CONOCIMIENTOS DEL SUBSUELO

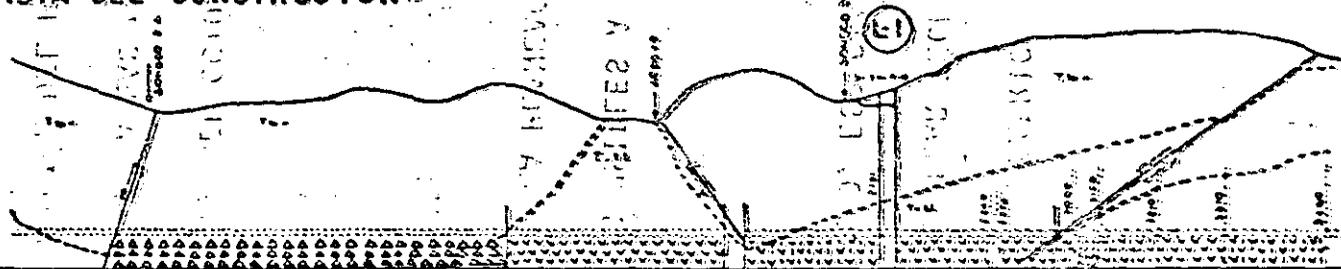
EN PARALELO CON LA SOFISTICACIÓN LOGRADA EN LA FABRICACIÓN DE EQUIPOS DE EXCAVACIÓN, ES NECESARIO DESARROLLAR TÉCNICAS MÁS AFINADAS DE MUESTREO Y ENSAYE DEL SUBSUELO, ESPECIALMENTE "IN SITU".

LOS EQUIPOS MODERNOS DE EXCAVACIÓN SON MÁS SENSIBLES A LOS CAMBIOS DEL SUBSUELO, POR LO QUE ES ESENCIAL LA PLANEACIÓN E INTERPRETACIÓN DE LOS PROGRAMAS DE EXPLORACIÓN, CON LA INTERVENCIÓN DE ESPECIALISTAS EN ESE CAMPO.

TANTO EN LOS EQUIPOS DE EXCAVACIÓN COMO EN LA SELECCIÓN DEL SOPORTE, DEBERÁN CONSIDERARSE SU ADAPTABILIDAD A LAS CONDICIONES DE HETEROGENEIDAD DEL SUBSUELO Y POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO (1).

- (1) Referencia: Sistemas de soporte en suelos firmes.
Luis Vicitez U.- Publicación Túneles en Suelos Blandos y Firmes.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

DIÁGRAMA 3- EJEMPLO DE CARACTERIZACION GEOTECNICA DE UN TRAMO DE TUNEL EN TERRENOS VOLCANICOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL CONSTRUCTOR.



ESTACION	190	200	250	300	350	400	450	500	550	600
LONGITUD DEL TRAMO	100	100	500	500	500	500	500	500	500	500
DESCRIPCION DEL TIPO DE MATERIAL			DEPOSITO DE DEGRADA... HASTA GRANDES BLOQUES CEMENTADOS EN UNA MATEZ AEROSOLADA. EN OCASIONES SE ENCUENTRAN ZONAS DE ALTERACION CON CENTRO TACTICO DE MUJOS APALOSAS	TUBO	TODA ANDESITICA CONSOLIDADA	ANDESITICA FERRUGINOSA	ANDESITICA FERRUGINOSA	TODA ANDESITICA CONSOLIDADA	ANDESITICA CONSOLIDADA	TODA ANDESITICA CONSOLIDADA
PROBLEMA ESPECIFICO										
PROBLEMA APORTACION DE AGUA										
PROFUNDIDAD DE LA DABERINACION (CM)	150	100	100	100	100	100	100	100	100	100
AVANCE ESPECTIVO POR PROMADA (CM)	150	100	100	100	100	100	100	100	100	100
SISTEMA DE SOPORTE										
CONCRETO										
ANCLAJE										
REJILLA										
OTROS										
TRATAMIENTOS ESPECIALES EN LA ZONA										
VELOCIDAD DE AVANCE EN EL TRAMO (M/DIA)	60	40	60	70	60	60	60	60	60	60
VELOCIDAD EN EL AVANCE	60	40	60	70	60	60	60	60	60	60
CONDICION OPTIMISTA	II	V	II-III	II-III	II	II	II	II	II	II
CONDICION PESSIMISTA	II	V	II-III	II-III	II	II	II	II	II	II

0 CONCRETO DE CALOR
 I SUELO
 II TRACERADA
 III REJILLA
 IV ANCLAJE
 V ESTABILIZACION
 VI ESTABILIZACION

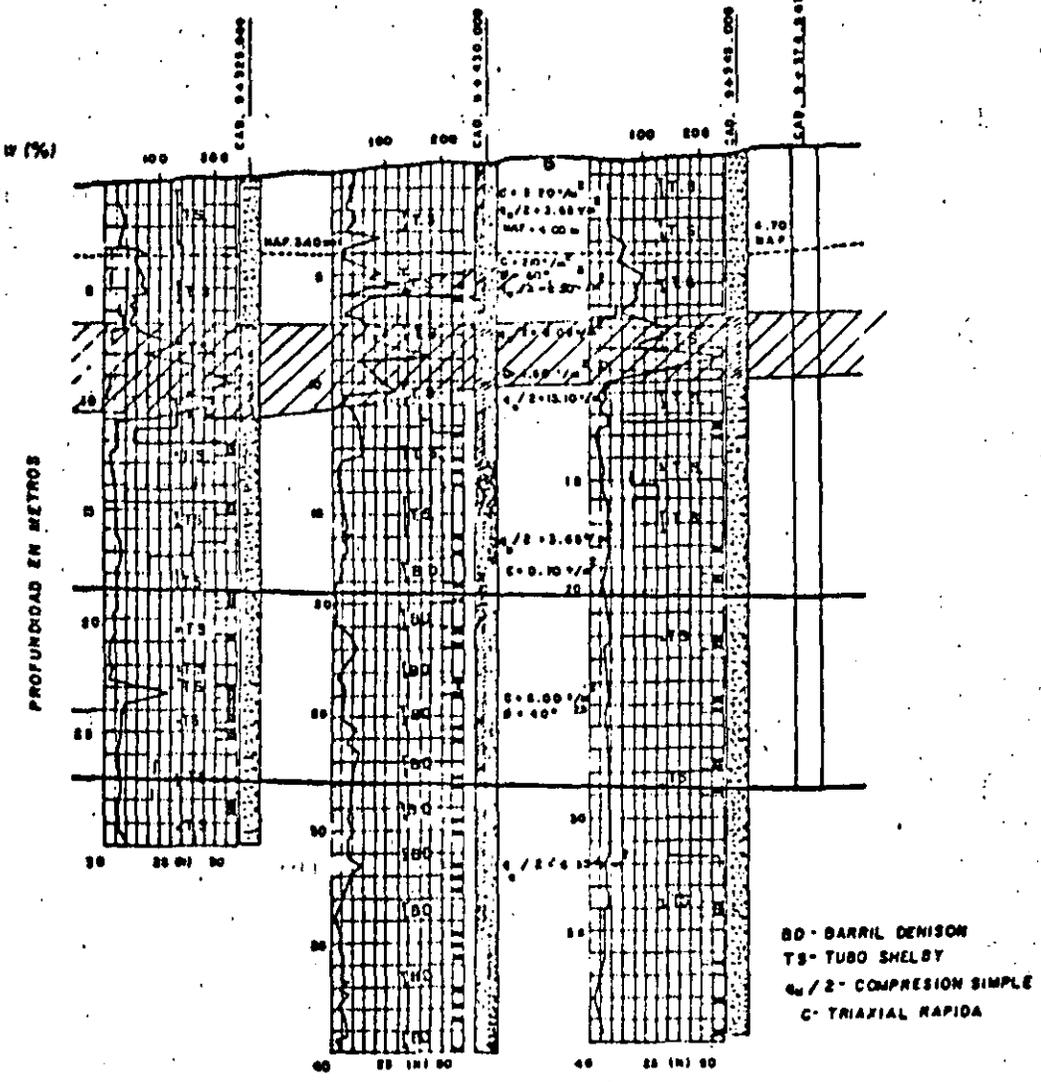


FIG. 6b. PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA ZONA DE TRANSICION UNOS 3 KM AL PONIENTE DEL SONDEO DE LA FIG. 1a (CORRESPONDE A LA SECCION DE MEDICION DE LA FIG. 6a).

SUPERVISION TOPOGRAFICA

14

PROYECTISTA: ENTREGA LA POLIGONAL DE APOYO Y BANCOS DE NIVEL, MONUMENTADOS Y REFERENCIADOS. LOS RECIBE MANCOMUNADAMENTE EL CONSTRUCTOR Y LA SUPERVISIÓN.

CONSTRUCTOR: RESPONSABLE DEL CONTROL PLANIMÉTRICO Y ALTIMÉTRICO, SECCIONAMIENTO Y POSICIÓN DE CIMBRA, - GÁLIBOS.

TOPOGRAFÍA ESPECIALIZADA:

TEODOLITO DE 1/10"

NIVEL (\pm 0.3 mm / Km)

DISTANCIÓMETRO

GIRÓSCOPO (BUSCA-MERIDIANO)

POZOS DE CONTROL TOPOGRÁFICO

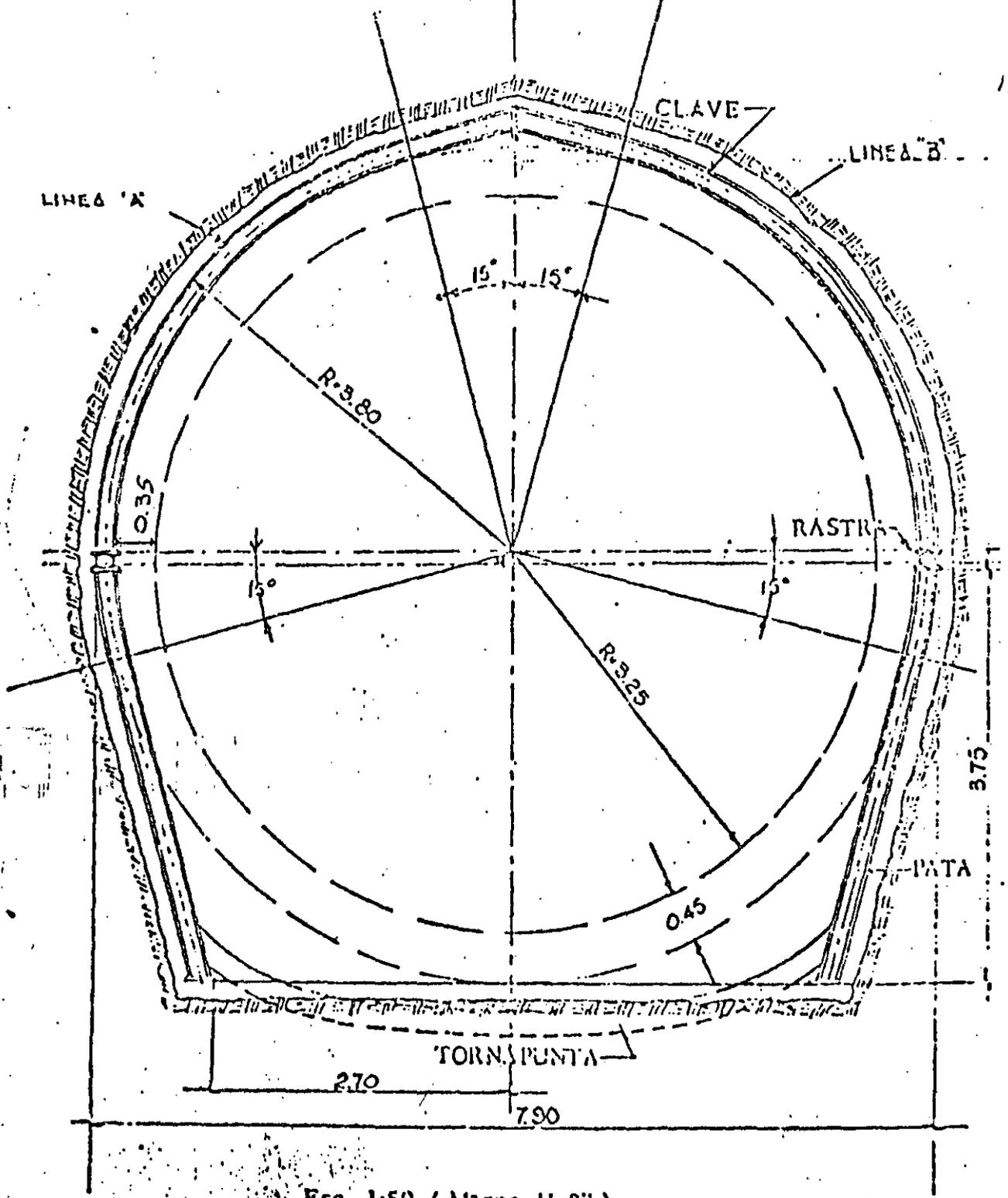
SUPERVISIÓN: VERIFICACIÓN DE LA TRANSFERENCIA DE TRAZO Y NIVEL EN EL ARRANQUE DE LA EXCAVACIÓN Y DE TODOS LOS PUNTOS BÁSICOS, ESPECIALMENTE EN LOS CAMBIOS DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL.

VERIFICACIÓN ALEATORIA EN TANGENTES

LEVANTAMIENTO DE SECCIONES TRANSVERSALES PARA CUANTIFICACIÓN

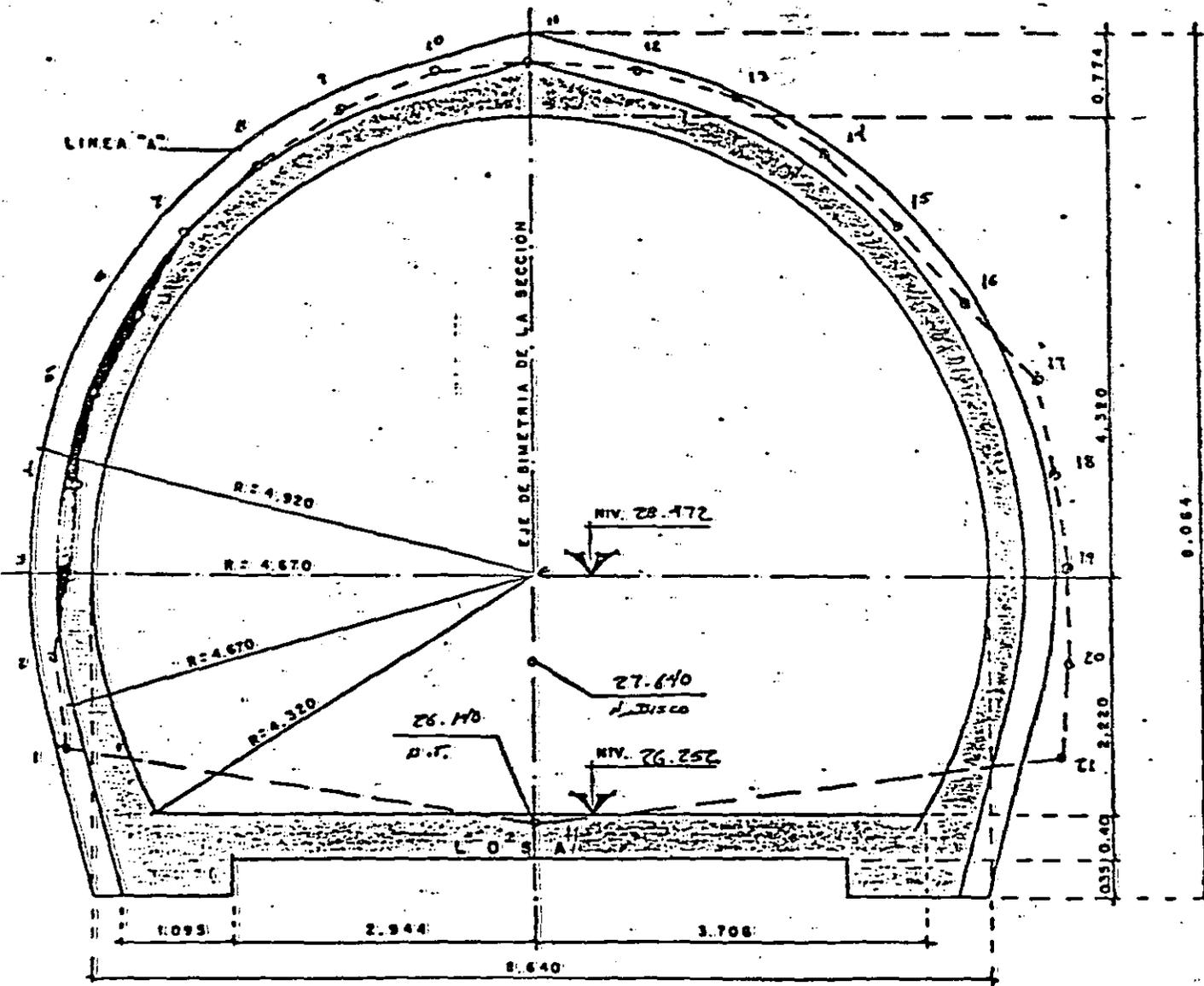
VERIFICACIÓN DE POSICIÓN DE CIMBRA

TOLERANCIAS: GÁLIBOS, REDUCCIONES DE SECCIÓN, CAMBIOS MENORES DE ALINEAMIENTO.



Esc. 1:50 (Marco H-8")

SECCIÓN EMISOR

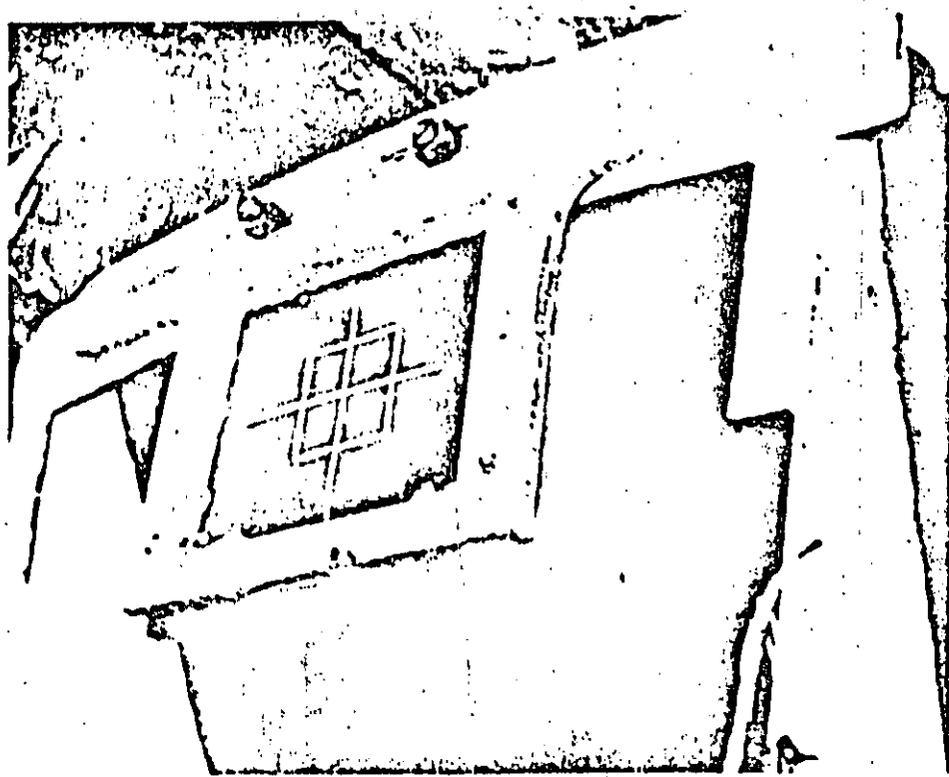
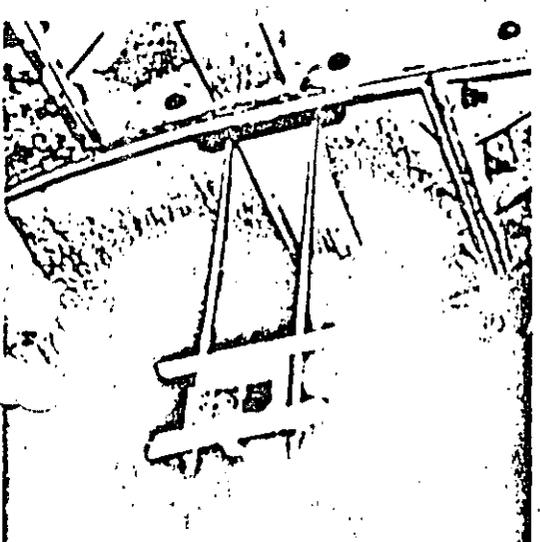
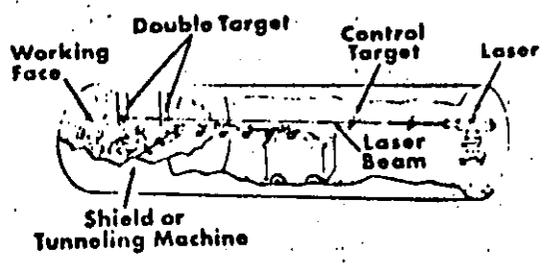
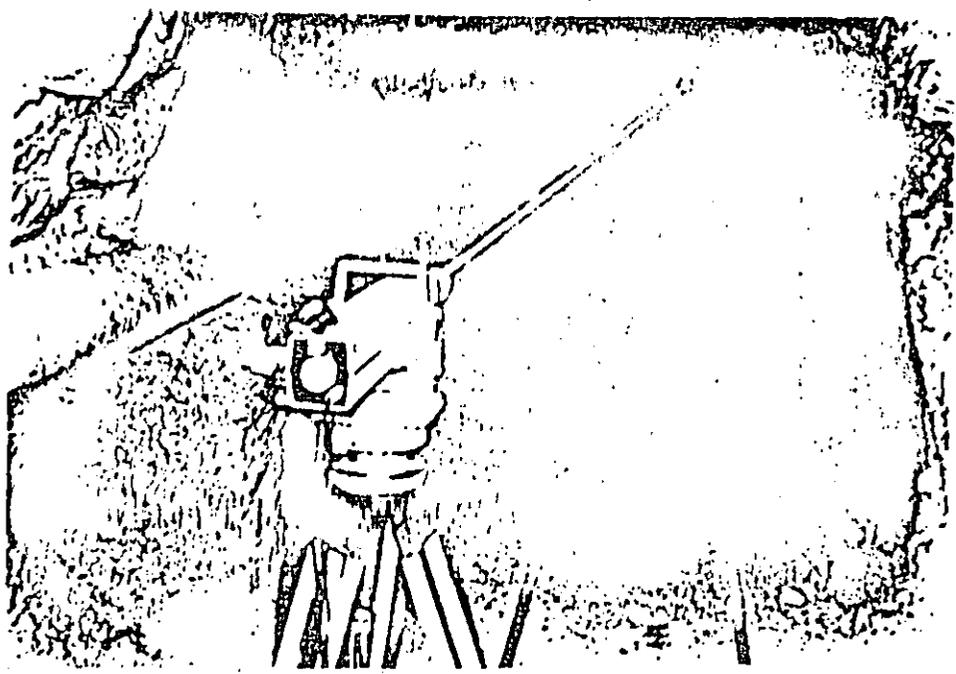


FECHA: 1 / Febrero / 81
 CADENAMIENTO: 15 + 651.00
 TRAMO: TACAPU - SIERRA DEL P.
 LUMBRERA: 17 - Norte
 SECCION OBTENIDA EN: CASE. LANZADA
 ESCALA: 1 / 30
 ACOT. EN METROS.
 RADIO COMPARATIVO = 4.670

Nº PUNTO	SOBRE EXC	PEINES
1	---	---
2	---	---
3		0.13
4		0.12
5		0.07
6		0.10
7	---	---
8	---	---
9	---	---
10	---	---
11	---	---
12	---	---
13	---	---
14	---	---
15	---	---
16	---	---
17	0.07	
18	0.13	
19	0.12	
20	0.27	
21	0.42	
22		

Nº PLANO: B-VI-B-90700-III-23-6964
 MODIFICACION: 3

SECCION TIPO "T"



No. 7; en una sección dada, el hundimiento se inicia antes de que la frente alcance su ubicación y al alcanzarla se ha presentado ya de 20 a 25% del movimiento total, que finalmente se ha detectado con valores hasta de 120 a 140 mm. El progreso de la excavación afecta también al de los hundimientos superficiales a lo largo del eje del túnel; al detenerse el escudo en una ubicación dada los hundimientos siguen progresando con el tiempo, abarcando una mayor zona de influencia e incrementando su magnitud en cada sección, con tendencia a alcanzar su valor final. Las convergencias en esta zona muestran claramente la interacción entre el subsuelo y el ademe, que en este caso muestra alguna flexibilidad para soportar la carga que transmite el suelo, conforme transcurre el tiempo, Fig. No. 8.

2.- Túneles para dos vías en la línea 7.

Las figuras 9 y 10 muestran la frecuencia con que han sido registradas deformaciones de convergencia en las paredes y en las claves y pisos de los túneles, respectivamente; la mayoría han sido menores de 6 mm y las más frecuentes son de 1 a 4 mm. Los inclinómetros han registrado deformaciones laterales entre 1.8 y 6.0 mm con un promedio de 3.2 mm. Los extensómetros han revelado desplazamientos relativos entre la clave y la superficie del terreno natural en un rango de 3.8 a 12.5 mm, con un promedio de 6.80 mm. Las nivelaciones señalan que en general los hundimientos al eje del túnel han sido de 10 a 40 mm, con un promedio de 17 mm; en la zona de Tacuba están comprendidos entre 50 y 150 mm y en las cercanías de la estación Auditorio han sido de 90 a 100 mm, Fig. No. 11. La Tabla No. 3 resume los rangos y promedios de deformaciones registradas con los diferentes instrumentos empleados.

Es interesante mostrar el comportamiento registrado con el tiempo en los distintos instrumentos; la figura No. 12 muestra que los desplazamientos de la clave del túnel se iniciaron 40 días, y 40 m, antes de alcanzar esa particular sección de medición con extensómetros y el desplazamiento registrado al excavar en dicha sección es ya del orden de 1/2 a 2/3 del desplazamiento final registrado; en cambio, una sección de nivelación cercana empezó a registrar movimientos sólo 5 a 6 días, y no más de 5 m, antes de que la excavación llegara a esa sección, Fig. No. 13.

3.- Túneles para la línea 3 Sur.

Las figuras No. 14 y 15 muestran la distribución de frecuencias con que se han obtenido valores de convergencia en sentido horizontal y vertical para túneles de dos vías, respectivamente; aunque no han medido convergencias horizontales hasta de 23 mm, la mayoría se encuentran en el rango de 1 a 11 mm, y las más frecuentes son de 1 a 2 mm; las convergencias verticales, medidas en diagonales como muestra la figura No. 15, han sido hasta de 14 mm, la mayoría de 1 a 9 mm y las más frecuentes de 1 a 5 mm.

La Tabla No. 4 resume rangos y promedios de las deformaciones medidas en los diferentes túneles de la línea 3 Sur, según su registraron con los otros tipos de instrumentos empleados.

CERTIFICACION DE LAS DEFORMACIONES REGISTRADAS.

Los diferentes instrumentos utilizados han permitido corroborar la bondad de la información obtenida; en efecto, si por ejemplo se comparan los resultados de las mediciones con inclinómetros y los correspondientes a las convergencias de las paredes, se obtienen correlaciones como la mostrada en la figura No. 16; los desplazamientos laterales registrados en los inclinómetros a ambos lados del túnel y a partir del momento en que se inicia la medición de convergencias, que es después de haber realizado la excavación del túnel, muestran una buena concordancia en magnitudes y tendencias.

Por otro lado, el desplazamiento total de la clave de la excavación es la suma del hundimiento en superficie, obtenido de las nivelaciones, y del corrimiento registrado en los extensómetros en su punto más cercano a la excavación; las convergencias de las diagonales de clave a piso miden el progreso del 90% del desplazamiento vertical de la clave, después de ejecutada la excavación; por lo tanto, en un mismo lapso, la velocidad de desplazamientos obtenidos para la clave con ambos grupos de instrumentos debe ser 10% diferente; menor la de las convergencias. Las Tablas 5 y 6 muestran la comparación de velocidades antes citada para los sitios de mayor deformación registrada en las líneas 7 y 3 Sur, respectivamente; puede verse que hay una muy aceptable aproximación entre los valores de las velocidades obtenidas a diferentes fechas.

Asimismo, las convergencias horizontales a media sección deben mostrar el doble de la velocidad de deformación registrada en un inclinómetro ubicado en la misma sección; las Tablas 5 y 6 revelan que la coincidencia de velocidades de desplazamientos laterales es también satisfactoria.

COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS CON LOS VALORES TEORICOS COMPUTABLES.

Para poder realizar la comparación indicada es necesario establecer primeramente el estado, ya sea fundamentalmente elástico o elasto-plástico, del subsuelo alrededor de los túneles. Teniendo en cuenta que en general ha sido reducida la magnitud de los desplazamientos laterales de las paredes y que el lapso en que se presenta su valor final es corto, y que además no se han detectado indicios de generación de presión lateral activa, se puede admitir que el comportamiento del subsuelo alrededor de los túneles de que se trata es básicamente de tipo elástico. Los desplazamientos en la clave y en las paredes que pueden obtenerse de la Teoría de la Elasticidad para un túnel circular excavado en

una masa del suelo sujeta a presiones verticales p_v y horizontal $p_h = K_0 \cdot p_v$, se muestran en la figura No. 17 en función de K_0 y para los valores extremos y promedio del módulo de elasticidad obtenido en el laboratorio - para los suelos hallados a lo largo de las líneas 7 y 3 Sur; los valores mostrados consideraran una profundidad al centro del túnel de 25 m, que es representativa de la máxima profundidad de los túneles para la línea 7; cabe señalar que los desplazamientos así -- calculados son prácticamente proporcionales a dicha profundidad.

Es interesante notar que de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad, el desplazamiento vertical en la clave es casi independiente de la relación K_0 , en tanto que el desplazamiento horizontal de las paredes depende importantemente de este parámetro.

Relacionando los valores medidos de tales -- desplazamientos en los túneles que se analizan, con los indicados en la figura 17, puede concluirse que existe correspondencia entre ambos grupos de valores cuando K_0 está comprendido entre $1/3$ y $1/2$, ó sea que la -- relación de Poisson ν varía de $1/4$ a $1/3$, magnitudes que son apropiadas para los tipos -- de suelos atravesados por los túneles de -- las líneas 7 y 3 Sur. En la figura 17 se -- presenta particularmente la determinación -- de valores del módulo de elasticidad y de -- la relación de Poisson correspondientes a -- la masa de suelo afectada por la excavación en la estación Auditorio y que se pueden obtener toda vez que se conozcan las magnitudes totales de los desplazamientos de la -- clave y de las paredes de los túneles, lo -- cual solo es posible mediante una instrumentación completa como la que se ha realizado en los túneles para el METRO de México.

El comportamiento de los túneles, que revelan los resultados de la instrumentación, -- indica también que la aplicación de la teoría de Terzaghi para valorar las presiones -- que se utilicen para diseñar los ademes y -- revestimientos de los túneles, conduce a -- condiciones del lado de la seguridad, pues las zonas laterales con incipiente falla -- plástica que considera el planteamiento de Terzaghi, Fig. No. 18, se generan con una -- extensión menor, e inclusive, donde la resistencia del material de las paredes sea -- mayor de 2.5 a 3 veces la presión vertical original, tales zonas laterales no se -- generan y las zonas de aflojamiento potencial -- en la clave tendrán un ancho menor al -- marcado en los esquemas de la Fig. No. 18 como B, en la presentación que aparece en el libro de Szechy, ó 2B, que utilizó Terzaghi al -- establecer su teoría al respecto de presiones sobre túneles; es importante que no se -- confunda el significado de estas literales al emplear una u otra expresión de las fórmulas para valorar la presión esperada en la -- clave, ambas son idénticas y conducen a -- igual resultado, si se emplean correctamente.

Cabe señalar que en contraposición de la --

reducción del ancho efectivo de la zona de aflojamiento por efecto de la resistencia -- del material en las paredes, que puede reducir el valor de la presión calculada para -- la clave, se puede establecer que el coeficiente K que aparece en la fórmula de Terzaghi y que él mismo señaló con valor próximo a uno, es función de las propiedades de resistencia del suelo que se encuentre arriba del túnel; en efecto, K es la relación entre presión horizontal y presión vertical -- en los límites del bloque que se analiza sobre la hipótesis de que en los planos verticales que lo limitan ocurren esfuerzos cortantes últimos; en tal caso, asociado a la presión horizontal p_h se presenta el esfuerzo cortante de falla τ_{cu} y la ubicación de -- estos esfuerzos en un plano de Mohr será la que se muestra en la figura No. 19, donde -- también se indica la ubicación de la presión vertical p_v como esfuerzo actuante en dirección perpendicular a p_h en el bloque -- analizado. Puede demostrarse fácilmente -- que la relación geométrica entre p_h y p_v -- queda definida por la expresión que se marca en la misma figura No. 19 como $K\beta$. Con propósito ilustrativo se hace ver que en -- suelos sin cohesión, el valor

$$K\beta = \frac{1 - \text{sen}^2 \beta}{1 + \text{sen}^2 \beta} = \frac{p_h}{p_v}$$

representa la relación entre las presiones horizontal y vertical, que para los valores de β correspondientes a ese tipo de suelos, adquiere valores menores a uno, tal como se muestra en la Fig. -- No. 20, lo que significa que la presión en la clave calculada con la fórmula de Terzaghi, usando el valor de $K = K\beta$, resulta considerablemente mayor, 67% en el caso de -- $\beta = 30^\circ$, que la obtenida con el valor $k=1$, que sólo es válido para valores de β próximos a cero, Fig. No. 20.

RECONOCIMIENTOS.

Se agradece a la COMISION DE VIALIDAD Y -- TRANSPORTE URBANO (COVITUR) del DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, la oportunidad que han brindado para llevar a cabo las instrumentaciones y estudios que se reportan y el alto interés que han mostrado por los resultados obtenidos; en especial se agradece al Sr. Ing. Francisco Noreña Casado, Vocal Ejecutivo de COVITUR, su ausencia para dar a -- conocer estos resultados.

Los ingenieros Jorge Albarrán Ascencio, -- Eduardo Anaya Mora y Eduardo Hjort Delgado, colaboradores del autor en GEOSISTEMAS, S.A. ayudaron importantemente en la elaboración y presentación de este trabajo.

REFERENCIAS

K. Terzaghi. Theoretical Soil Mechanics. -- John Wiley. 1975.
K. Szechy. The art of tunneling. Akademiai Kiado. 1970.

APENDICE

Relación entre presión horizontal y vertical en condiciones de esfuerzo cortante último - en los planos verticales.

De la figura No. 17 se tiene:

$$P_h' = \frac{P_1' + P_2'}{2} - \frac{P_1' - P_2'}{2} \text{ sen } \beta$$

$$P_v' = \frac{P_1' + P_2'}{2} + \frac{P_1' - P_2'}{2} \text{ sen } \beta$$

Así:

$$\frac{P_h'}{P_v'} = \frac{(P_1' + P_2') - (P_1' - P_2') \text{ sen } \beta}{(P_1' + P_2') + (P_1' - P_2') \text{ sen } \beta}$$

Dividiendo numerador y denominador entre $(P_1' + P_2')$ resulta:

$$\frac{P_h'}{P_v'} = \frac{1 - \frac{P_1' - P_2'}{P_1' + P_2'} \text{ sen } \beta}{1 + \frac{P_1' - P_2'}{P_1' + P_2'} \text{ sen } \beta}$$

por lo:

$$\frac{(p_1' - p_2')/2}{(p_1' + p_2')/2} = \text{sen } \beta$$

por tanto

$$\frac{p_h'}{p_v'} = \frac{1 - \text{sen}^2 \beta}{1 + \text{sen}^2 \beta} = K \beta$$

y así:

$$\frac{p_h + \frac{c}{\text{tg } \beta}}{p_v + \frac{c}{\text{tg } \beta}} = K \beta$$

y finalmente:

$$\frac{p_h \cdot \text{tg } \beta + c}{p_v \cdot \text{tg } \beta + c} = K \beta = \frac{1 - \text{sen}^2 \beta}{1 + \text{sen}^2 \beta}$$

La expresión de $K \beta$ se muestra gráficamente - en la figura No. 20

Se hace notar que si $c = 0$, entonces

$$\frac{P_h}{P_v} = K \beta$$

TABLA N° 1

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS QUE ATRAVESARA EL TUNEL DE LA LINEA Y DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO
MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL DEPOSITS THROUGH THE TUNNEL OF LINE Y METRO, MEXICO CITY

ESTRATO	LOCALIZACION	PROFUNDIDAD DE SUELO (M)	CANTIDAD DE SUELOS			GRANULOMETRIA			PESO ESPECIFICO RELATIVO			COMPRESION SIMPLE			COHESION			ANGULO DE FRICCION		
			NO.	LA	LP	LP	NO.	LA	LP	NO.	LA	LP	NO.	LA	LP	NO.	LA	LP	NO.	LA
ARELLAS LIMAS	100	0.53	100	200	0	0	96	1.160	1.307	1.500	0.100	0.100	1.63	0.170	0.350	0.67	0°	12°	19°	
ARELLAS Y ARELLAS	200	0.53	27	10	16	46	33	1.537	1.820	1.973	0.470	0.31	10.1	0.30	1.72	1.40	10°	13°	43°	
ARELLAS Y ARELLAS	300	0.53	23	20	30	61	23	1.361	1.770	1.100	0.200	0.040	1.400	-	0.65	-	-	30°	-	
ARELLAS Y ARELLAS	400	0.53	22	25	7	0	33	1.600	1.700	1.810	0.90	1.00	1.10	0.10	0.23	0.26	36.2°	36.9°	37.5°	
ARELLAS Y ARELLAS	500	0.53	27	10	0	25	66	0	1.920	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ARELLAS Y ARELLAS	600	0.53	-	-	0	30	31	1.040	1.767	1.000	0.7	2.2	7.2	0.2	0.56	1.3	33.5°	30.4°	43°	
ARELLAS Y ARELLAS	700	0.53	10	16	10	1	62	37	1.652	1.000	1.953	0.8	2.30	14.0	0.05	0.95	1.0	30°	35.5°	43°
ARELLAS Y ARELLAS	800	0.53	10	13	13	60	24	0	1.000	1.770	1.100	0.31	1.0	0.0	0.03	1.27	3.0	14°	30°	42°

TABLA N° 2

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS QUE ATRAVESARA EL TUNEL DE LA LINEA 3 SUR DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO
MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL DEPOSITS THROUGH THE TUNNEL OF LINE 3 SOUTH METRO, MEXICO CITY

ESTADO	UBICACION LOCATION	CONTENIDO DE HUMUS % CONTENT	TIPO DE SUELO ATTERBURG LIMITS			ANALISIS LIQUIDO SHRINKAGE ANALYSIS			PESO VOLUMEN TIPO NATURAL UNIT NATURAL WEIGHT			COMPRESION SIMPLE UNIFORMED COMPRESSION STRENGTH			CONESION COHESION			ANGULO DE FRICCION FRICTION ANGLE		
			LL	LP	IP	W _L	W _P	W _U	γ _n	γ _{sat}	γ _{sub}	q ₁	q ₂	q ₃	c ₁	c ₂	c ₃	φ ₁	φ ₂	φ ₃
ARTICIA ARENOSA SANDY CLAY	17-000	20	48	15	20	1	33	86	1.770	-	-	4.700	1.300	1.750	2.130	-	20	-	-	
ARENA FINE SAND FINE	17-700	10	NP	NP	NP	21	73	6	1.751	-	-	0.330	-	1.017	-	-	15	-	-	
ARENA LIGERA CLAYEY SAND	18-100	17	17	7	10	0	62	10	1.850	-	-	1.500	2.100	2.600	-	0.600	30	41	43	
ARCILLA LIGERA SILTY CLAY	19-050	10	34	16	14	0	32	60	1.757	1.815	1.872	3.210	5.711	6.215	1.400	2.150	2.900	10	20	24

TABLA N° 3

RESUMEN DE DEFORMACIONES REGISTRADAS EN LOS TUNELES DE LA LINEA 7 DEL METRO DE MEXICO

DEFORMACION REGISTRADA	TUNELES PARA DOS VIAS		
	N° DE MEDICIONES	RANGO (mm)	PROMEDIO (mm)
DESPLAZAMIENTO LATERAL MEDIDO CON INCLINOMETRO	12	1.80 - 6.00	3.21
HUNDIMIENTO AL EJE DEL TUNEL OBJETIVO DE NIVELACIONES	10	7.00 - 90.00	24.40
DESPLAZAMIENTO DE CLAVE RESPECTO AL NIVEL DE SUPERFICIE REGISTRADA EN EXTENSOMETROS	7	3.80 - 12.50	6.80
CONVERGENCIA HORIZONTAL A MEDIA SECCION EN EL PISO	112	0.25 - 6.50	2.21
	108	0.20 - 9.50	3.00
CONVERGENCIA EN DIAGONALES DE CLAVE A PISO	18	0.20 - 7.00	3.01
CONVERGENCIA EN DIAGONALES DE CLAVE A MEDIA SECCION	41	0.50 - 6.70	2.33

TABLA N° 4

RESUMEN DE DEFORMACIONES REGISTRADAS EN LOS TUNELES DE LA LINEA 1 SUR DEL METRO DE MEXICO

DEFORMACION REGISTRADA	TUNELES PARA UNA VIA			TUNELES PARA DOS VIAS		
	N° DE MEDICIONES	RANGO (mm)	PROMEDIO (mm)	N° DE MEDICIONES	RANGO (mm)	PROMEDIO (mm)
DESPLAZAMIENTO - LATERAL MEDIDO - CON INCLINOMETRO	4	2.70 - 9.00	4.43	7	3.40 - 26.00	9.80
HUNDIMIENTO AL EJE DEL TUNEL OBTENIDO DE NIVELACIONES	5	10.00 - 20.00	17.20	5	9.00 - 23.00	16.00
DESPLAZAMIENTO - DE CLAVE RESPECTO AL NIVEL DE SUPERFICIE, EN EXTENSOMETROS	8	1.20 - 5.60	2.91	8	0.40 - 12.60	3.15
CONVERGENCIA HORIZONTAL - A MEDIA SECCION - EN EL PISO	31	0.20 - 22.50	4.57	56	0.30 - 21.00	2.77
	28	0.40 - 18.00	3.00	40	0.20 - 19.50	2.97
CONVERGENCIA EN DIAGONALES DE CLAVE A PISO	46	0.10 - 14.00	2.59	29	0.30 - 12.40	3.74
CONVERGENCIA EN DIAGONALES DE CLAVE A MEDIA SECCION	45	0.50 - 12.50	3.12	35	0.10 - 3.00	3.26

T A B L A N º 5

ESTACION AUDITORIO DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS MEDICIONES DE DEFORMACION REALIZADAS CON LOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EN EL SUBSUELO.

INSTRUMENTO	DEFORMACION MAXIMA EN MM	VELOCIDAD MAXIMA EN MM/DIA
EXTENSOMETRO N° 3	11.80	* 0.10 ** 0.09
NIVELACION	62.00	* 0.35 ** 0.18
EXT. + NIV.	73.80	* 0.45 ** 0.27
CONVERGENCIA		
LINEA 1-4 y 7-4	12.00	* 0.40 ** 0.30
LINEA 6-2	2.00	* 0.02 ** 0.02
INCLINOMETRO	4.00	* 0.015 ** 0.01

NOTA : LAS VELOCIDADES DE DEFORMACION FUERON CALCULADAS A LOS 38 y 53 DIAS DE EXCAVADO EL TUNEL EN EL INSTRUMENTO CORRESPONDIENTE

* 38 DIAS
** 53 DIAS

T A B L A N º 6

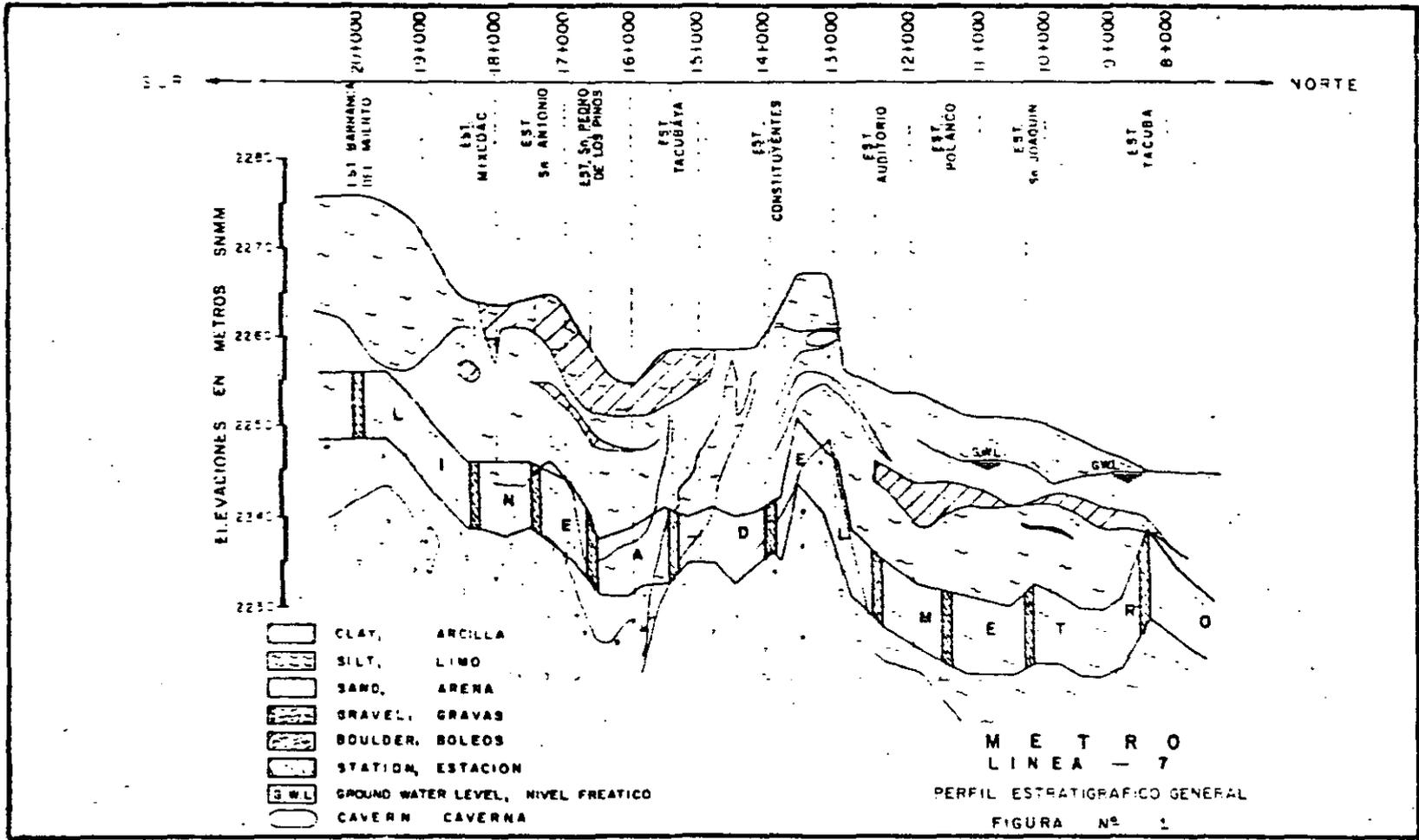
ESTACION MIGUEL ANGEL DE QUEVEDO DE LA LINEA 3 SUR DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

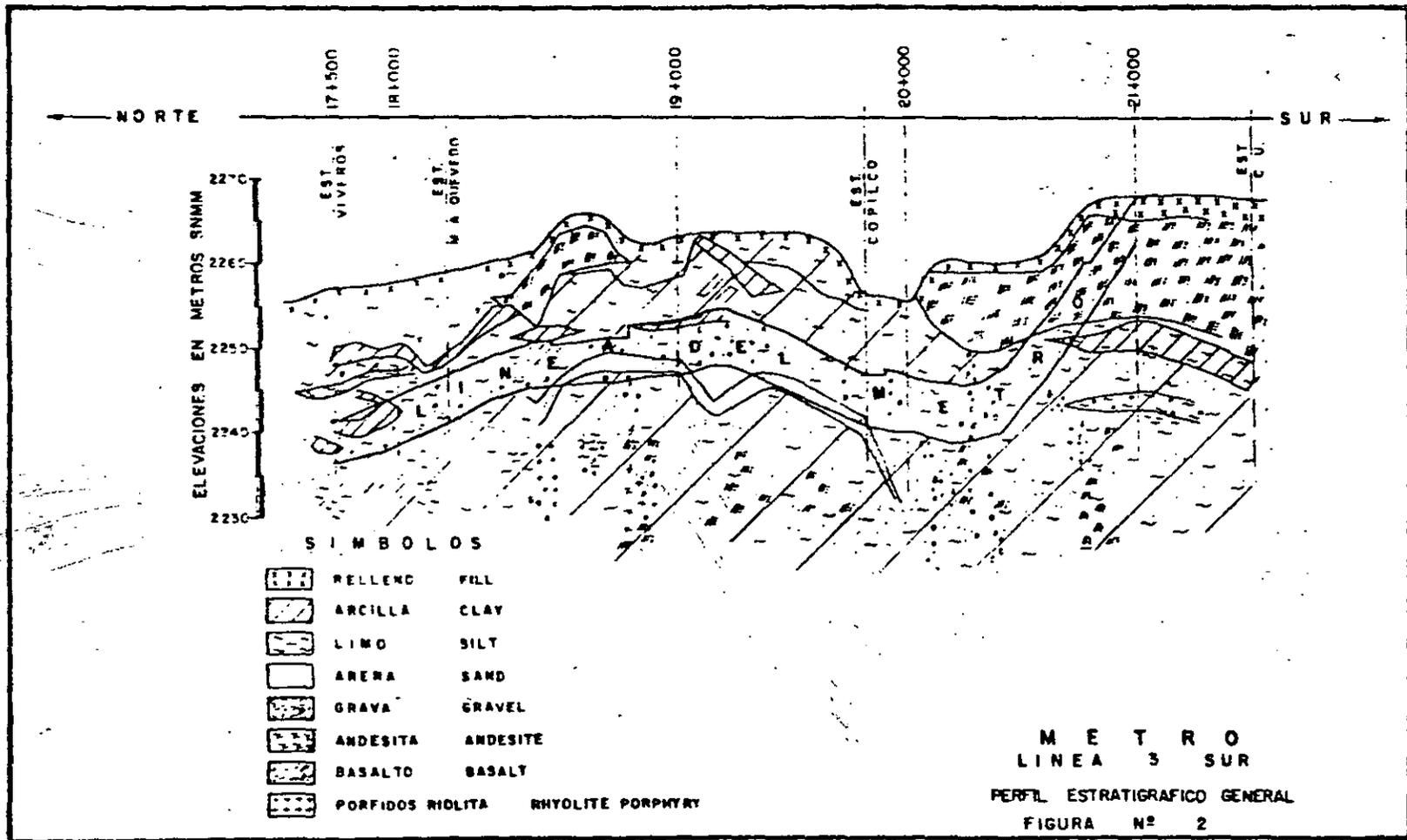
CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS MEDICIONES DE DEFORMACION REALIZADAS CON LOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EN EL SUBSUELO.

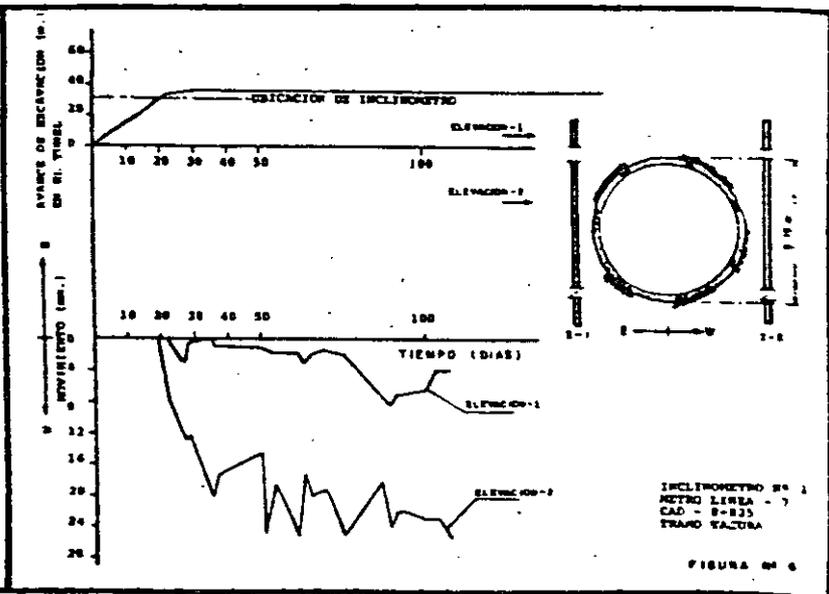
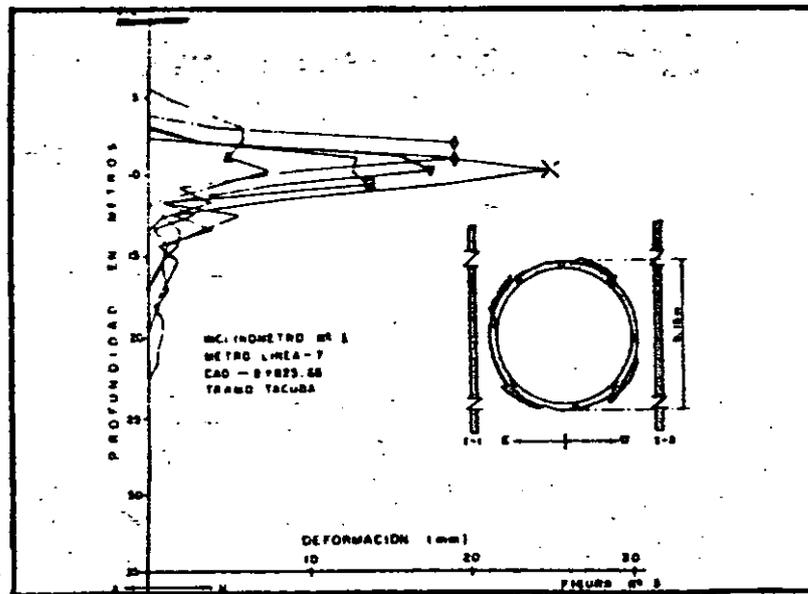
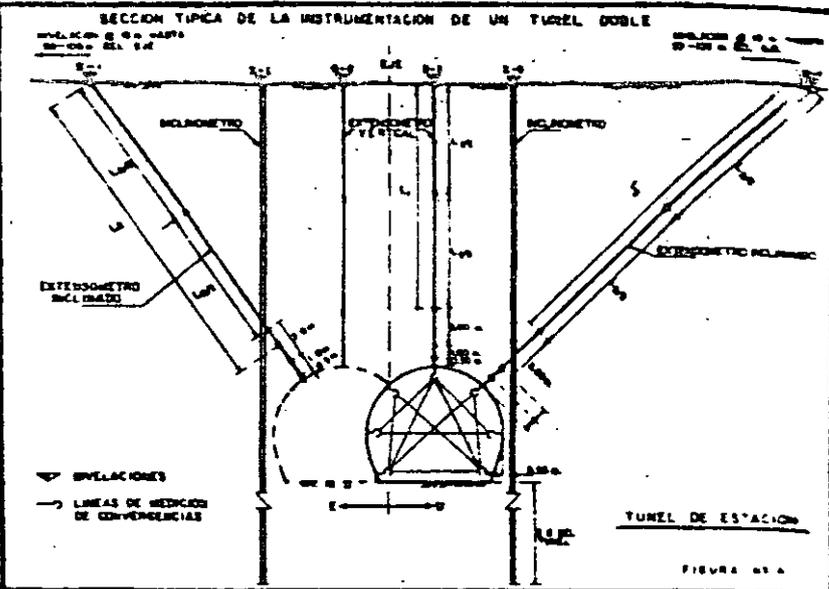
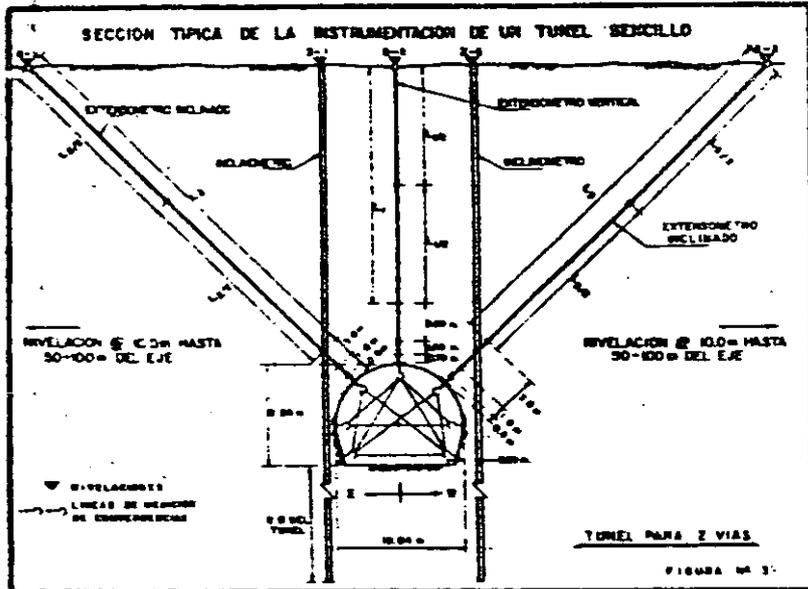
INSTRUMENTO	DEFORMACION MAXIMA EN MM.	VELOCIDAD MAXIMA EN MM/DIA
EXTENSOMETRO N º 6	* 1.00 ** 1.70	* 0.090 ** 0.030
EXTENSOMETRO N º 5	* 0.70 ** 0.70	* 0.050 ** 0.000
EXTENSOMETRO N º 4	* 0.80 ** 0.80	* 0.030 ** 0.00
NIVELACION	* 17.0 ** 20.0	* 0.20 ** 0.08
EXT. + NIV.	21.7	0.29 0.11
EXT. + NIV.	20.7	0.25 0.08
EXT. + NIV.	20.8	0.23 0.08
CONVERGENCIA		
LINEA N º 6 - 2	* 1.70 ** 3.90	* 0.11 ** 0.07
LINEA N º 1 - 4	* 3.50 ** 4.80	* 0.23 ** 0.07
LINEA N º 7 - 4	* 3.50 ** 3.50	* 0.36 ** 0.09
		PROM. 0.30 0.08
INCLINOMETRO	* 3.6 ** 6.80	* 0.10 ** 0.03

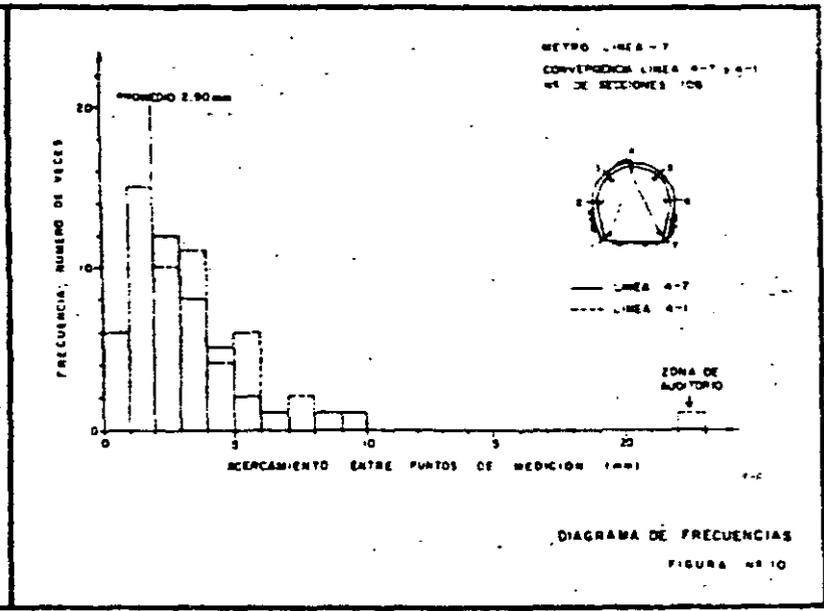
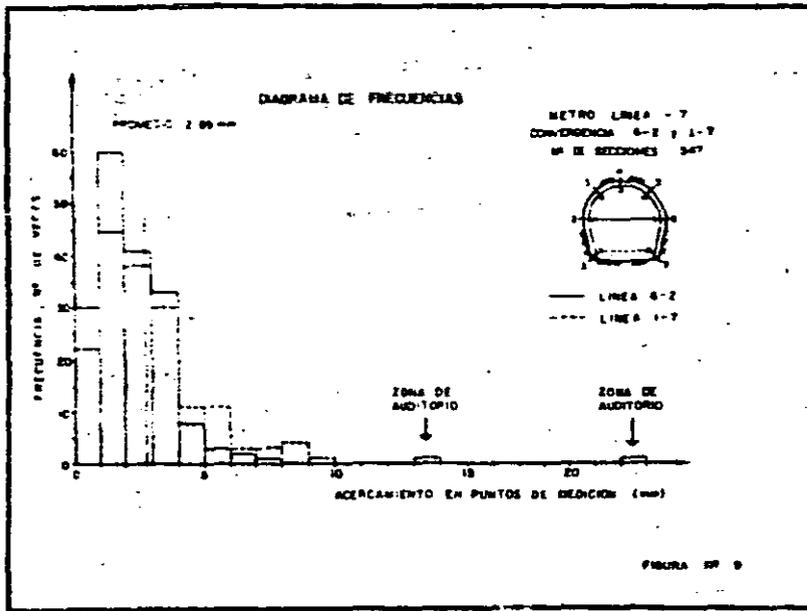
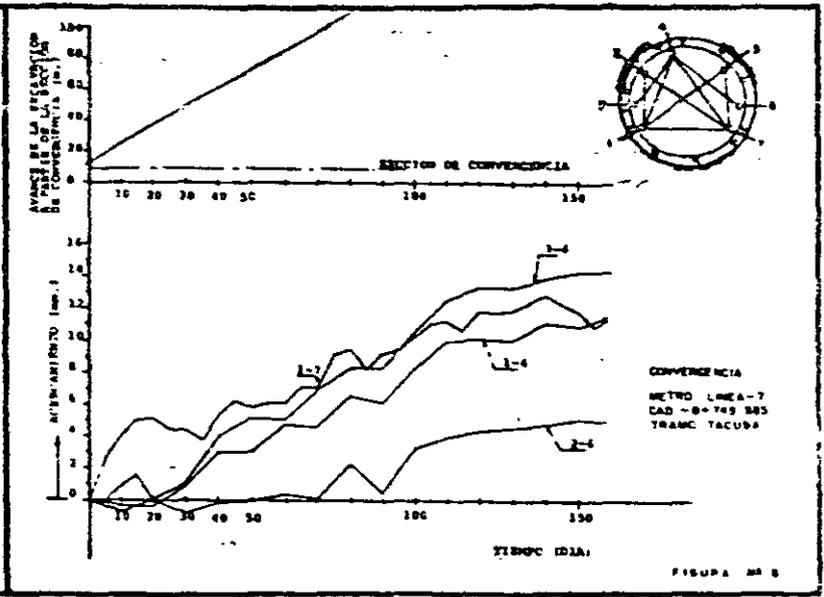
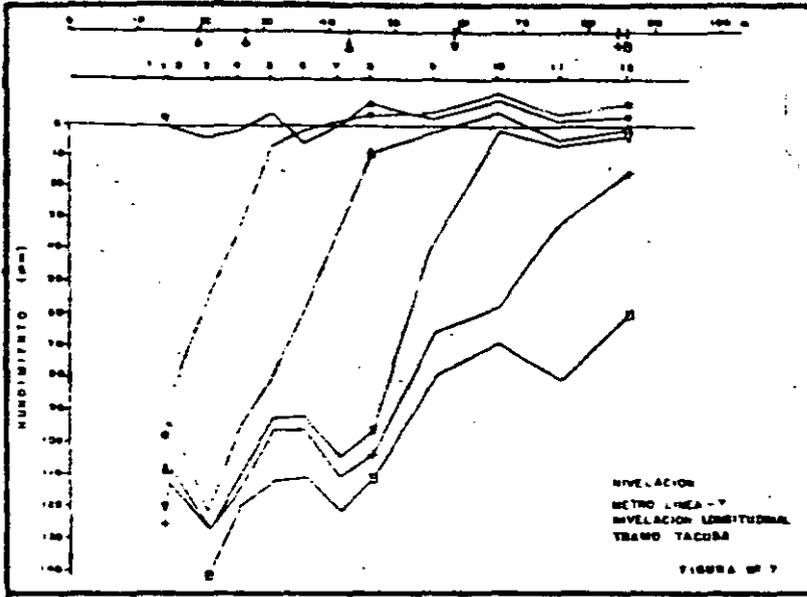
N O T A : LAS VELOCIDADES DE DEFORMACION FUERON CALCULADAS A LOS 15 y 50 DIAS DE EXCAVADO EL TUNEL EN EL INSTRUMENTO CORRESPONDIENTE

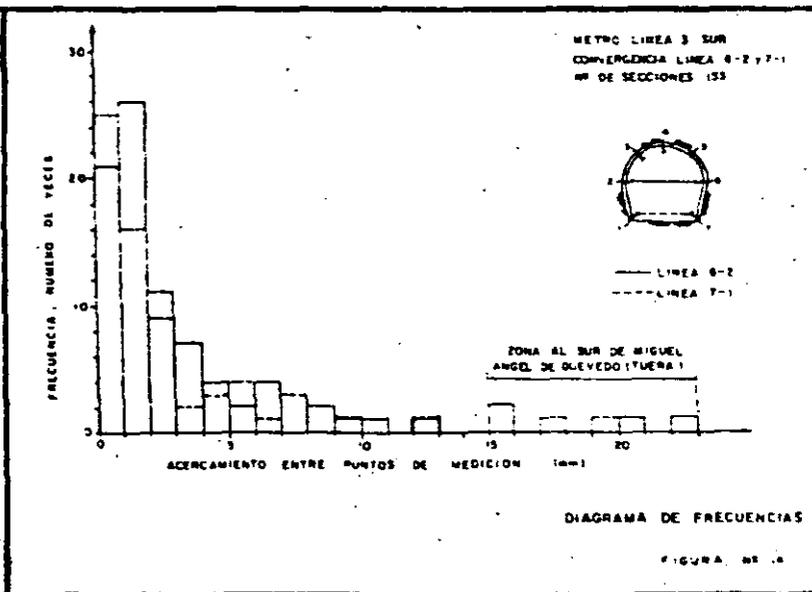
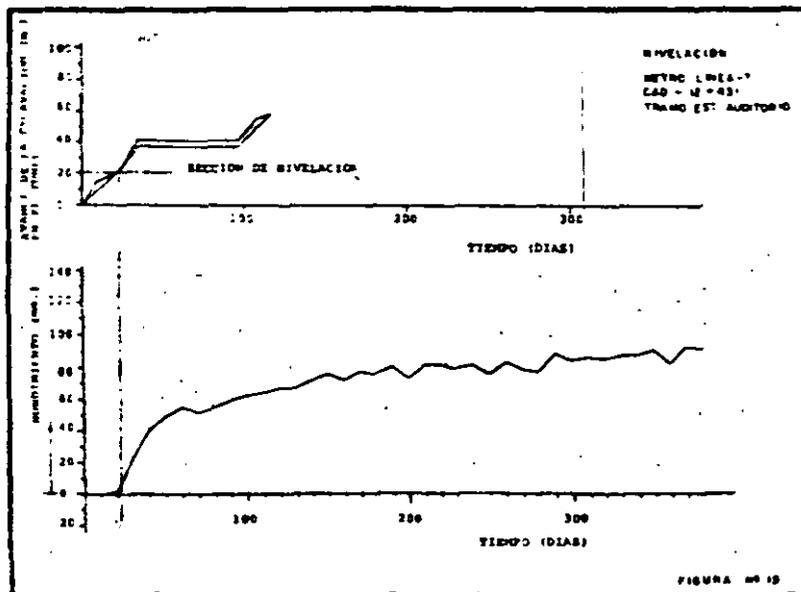
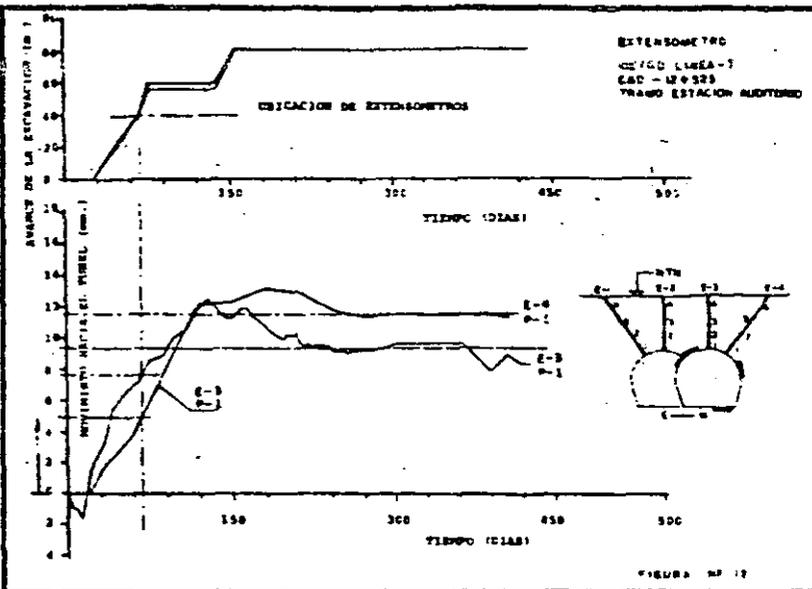
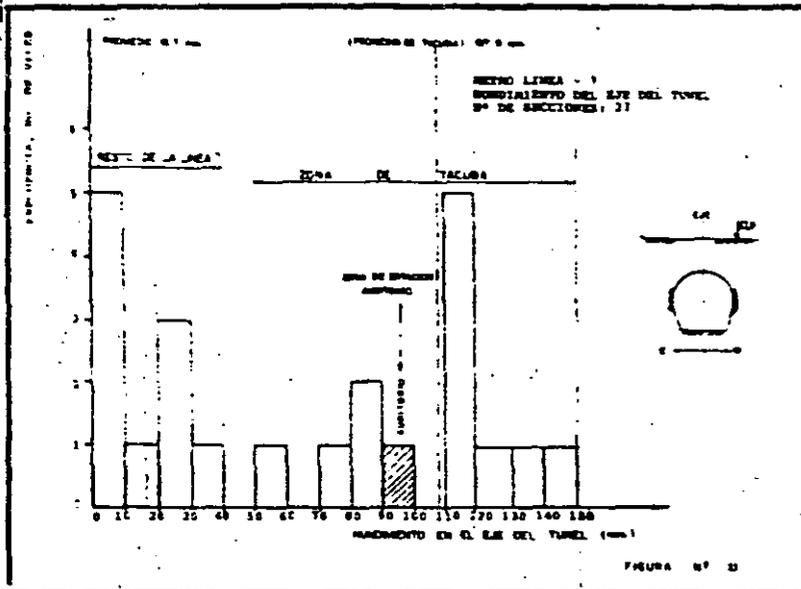
* 15 DIAS
** 50 DIAS

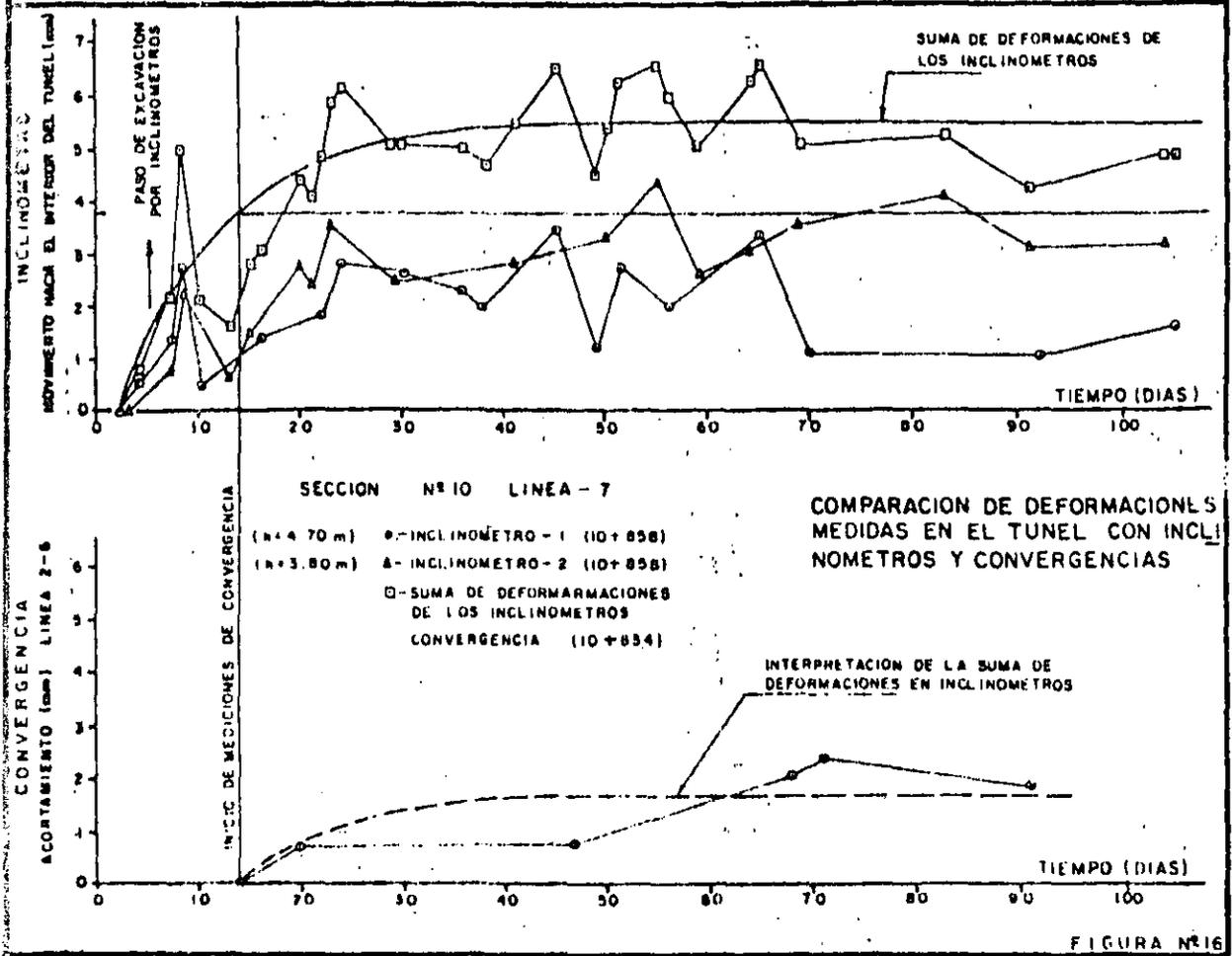
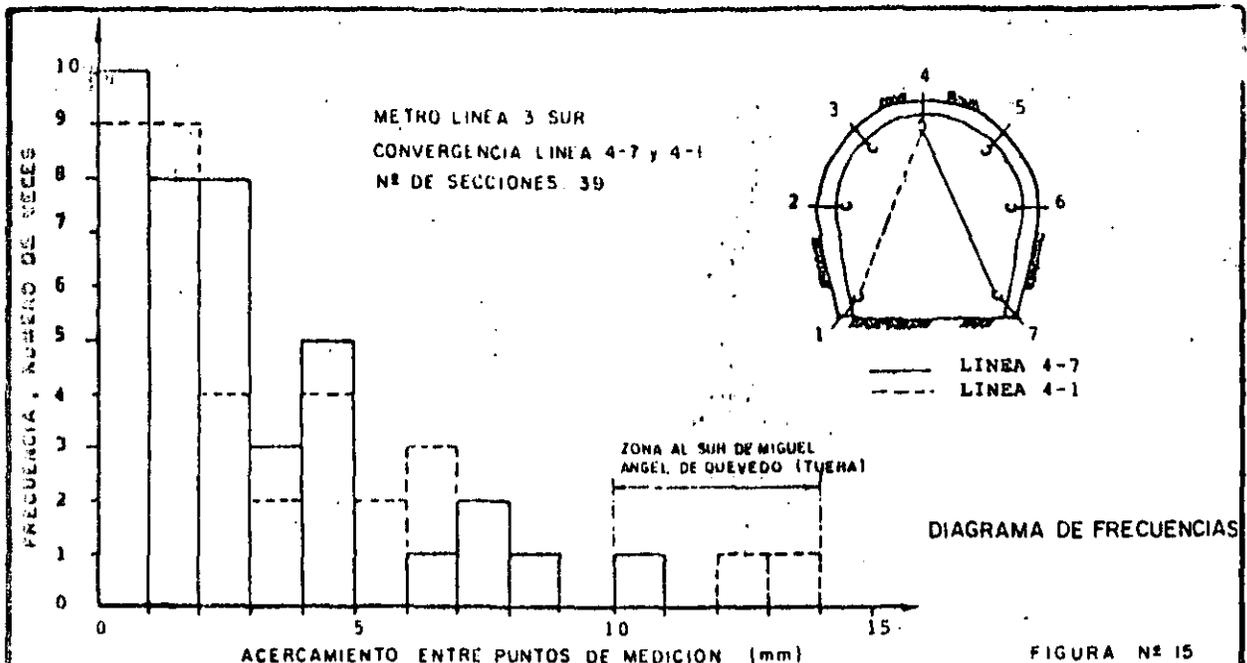


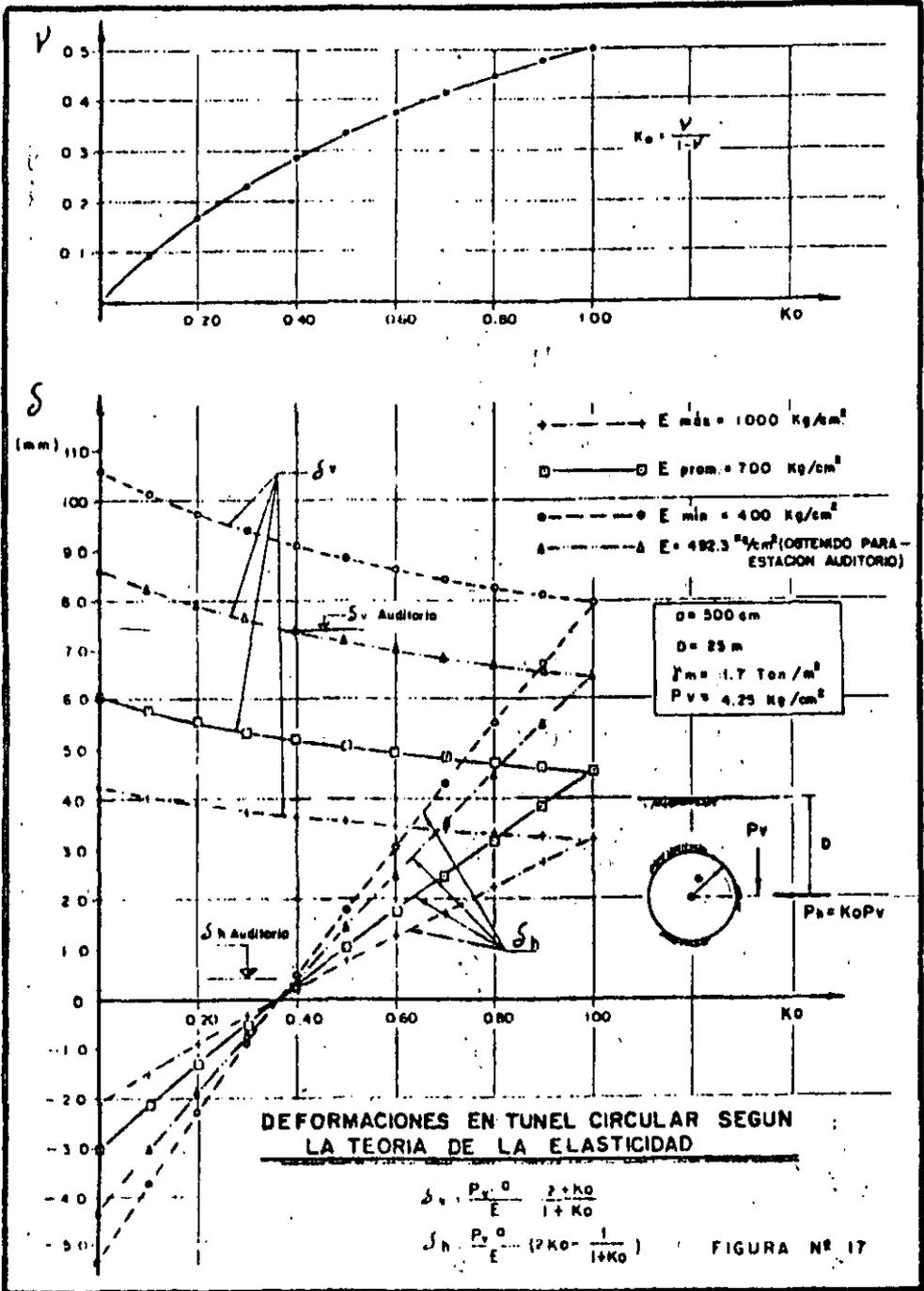


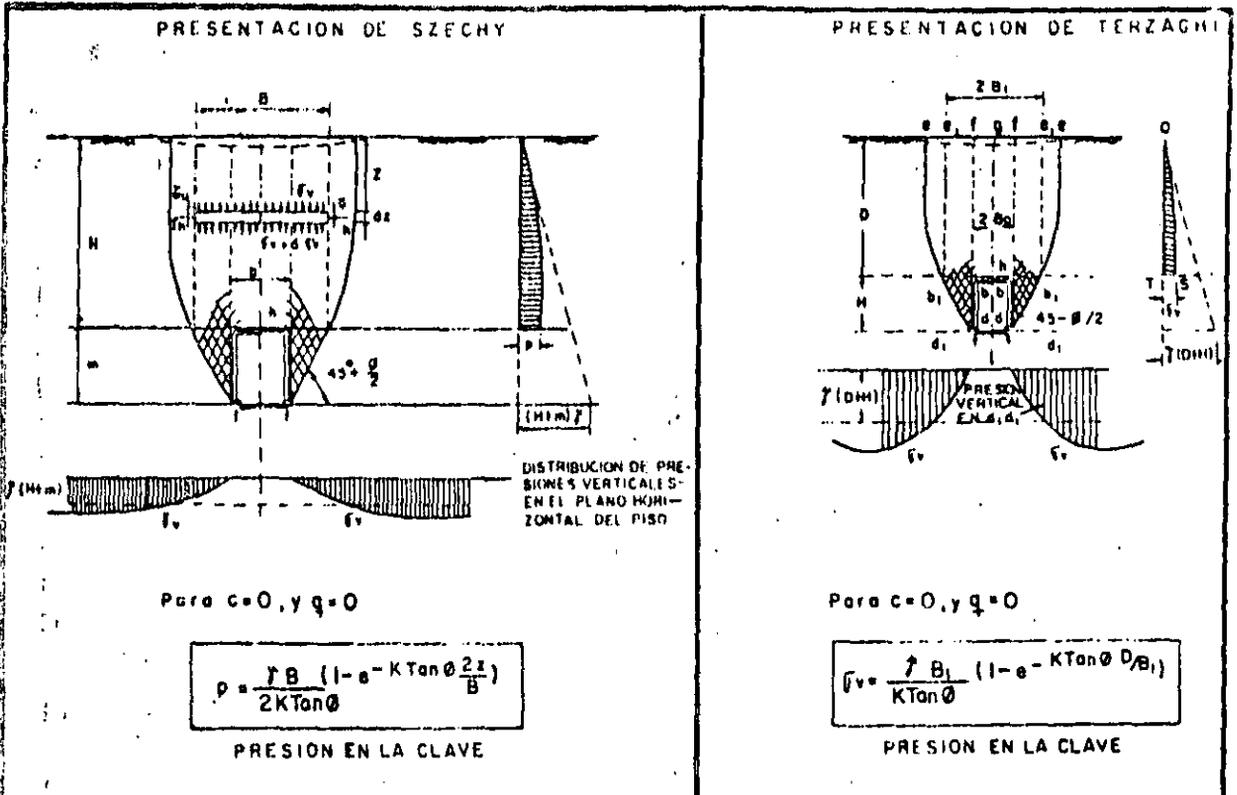












CONSIDERACIONES DE TERZAGHI PARA LA VALUACIONES DE PRESIONES EN TUNELES

FIGURA N° 18

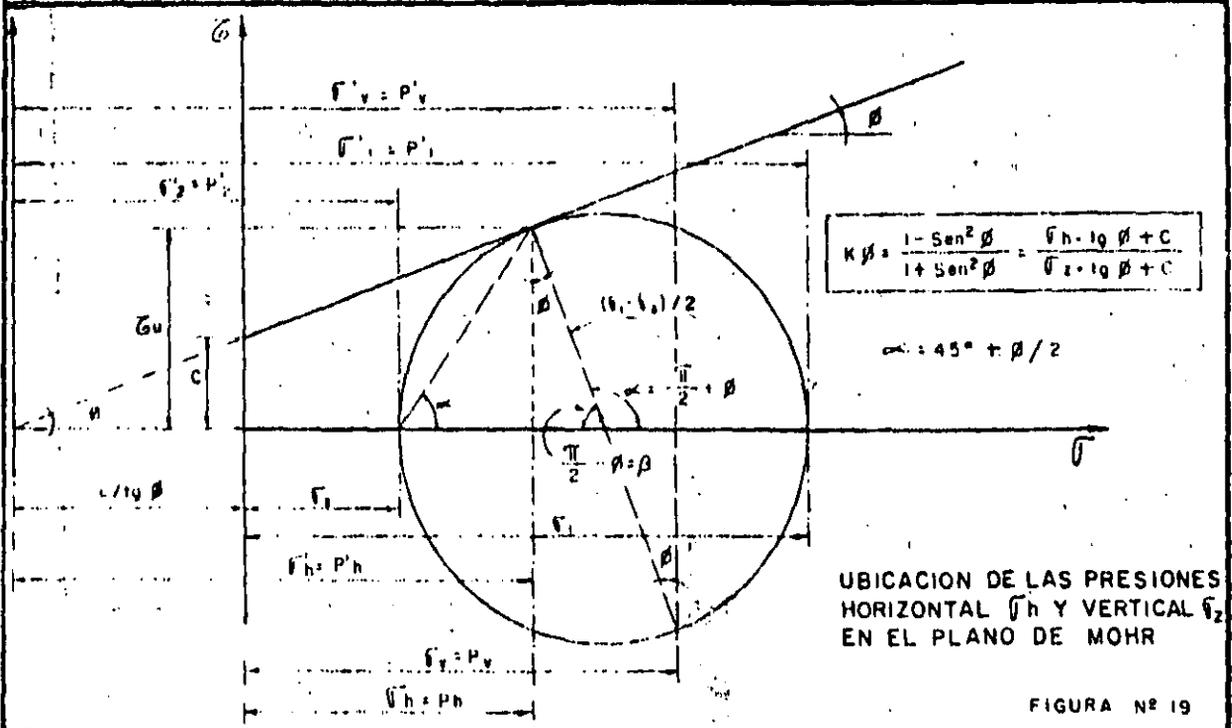
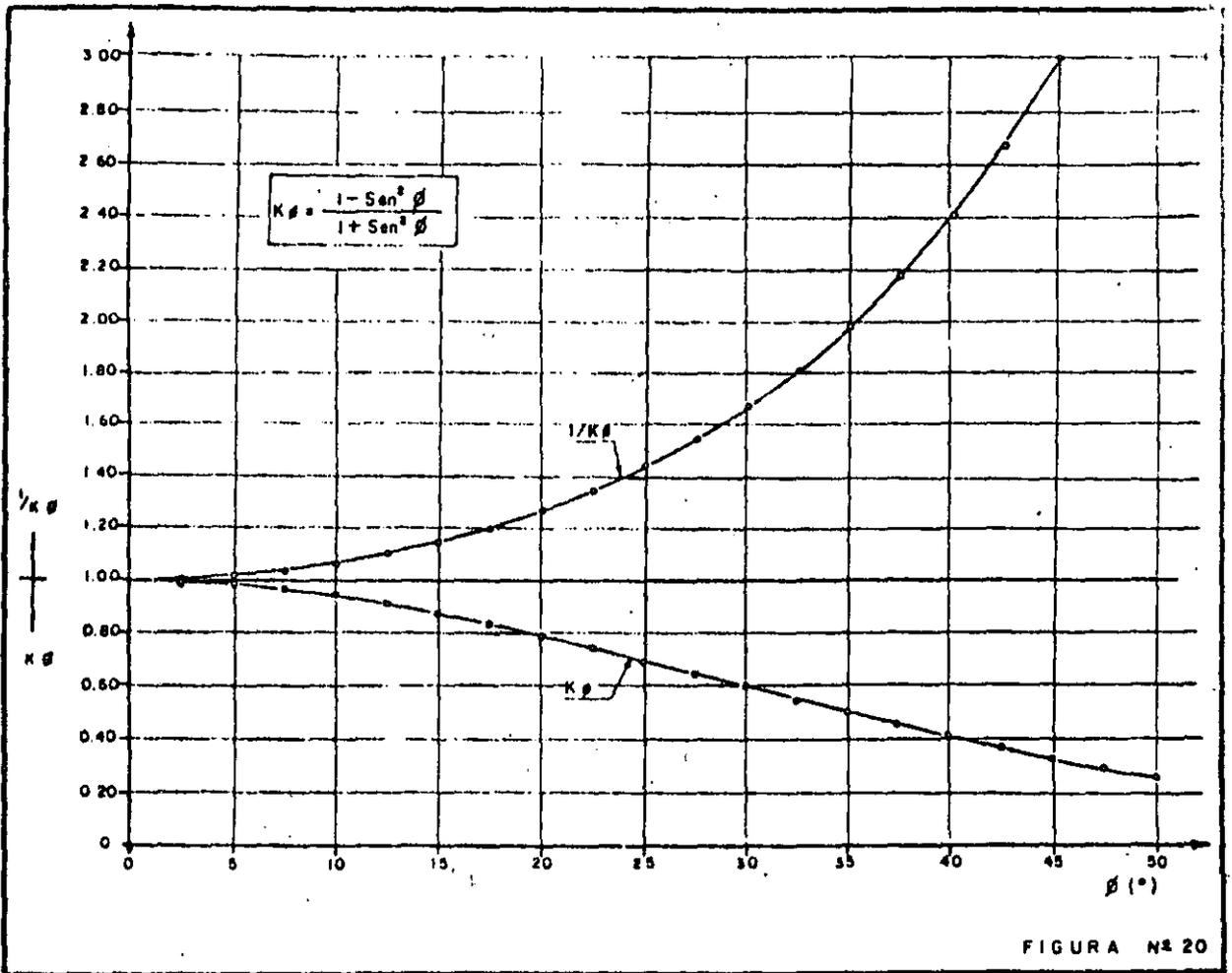


FIGURA N° 19





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO

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

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

TUNELES - ANTECEDENTES HISTORICOS

LA CONSTRUCCION DE TUNELES SE REMONTA HASTA LOS TIEMPOS PREHISTORICOS, - CUANDO EL HOMBRE PRIMITIVO, BUSCANDO ABRIGO Y PROTECCION CONTRA SUS ENEMIGOS, EXCAVO CUEVAS O BIEN AGRANDO ALGUNAS EXISTENTES.

EL TUNEL MAS ANTIGUO, ES QUIZA EL CONSTRUIDO EN LA ANTIGUA BABILONIA, HA CE MAS O MENOS 4,000 AÑOS, POR LA REINA SEMIRAMIS, O NABUCODONAZOR. ESTE TUNEL, PASANDO POR DEBAJO DEL EUFRATES COMUNICABA AL PALACIO REAL, -- CON EL TEMPLO DE JUPITER. SU LONGITUD ERA DE 1 KILOMETRO Y SU SECCION - DE 3.6 x 4.5 M.

PARA LA CONSTRUCCION, EL RIO EUFRATES, FUE DESVIADO; LAS PAREDES DEL TUNEL FUERON DE LADRILLO PEGADOS CON UN MORTERO BITUMINOSO Y EL TECHO FORMADO POR UNA BOVEDA. ES DE SUPONERSE QUE PARA ESA EPOCA, LOS BABILONIOS TENIAN BASTANTE HABILIDAD EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES, COMO PRODUCTO - DE EXPERIENCIAS ANTERIORES.

EN JERUSALEM, EZEQUIAS, REY DE JUDEA, HACE 2,700 AÑOS, CONSTRUYO UN TUNEL DE 200 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 0.70 x 0.70 M., SERVIA PARA - CONducir AGUA DESDE UN MANANTIAL CERCANO. POR ESA EPOCA, LOS GRIEGOS -- CONSTRUYERON, PARA EL MISMO PROPOSITO UN TUNEL, DE 1,500 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 1.8 x 1.8 M., EN LA ISLA DE SAMOS.

LOS ROMANOS EMPLEARON NUMEROSOS TUNELES EN SUS ACUEDUCTOS, ESPECIALMENTE INTERESANTE, ES EL CONSTRUIDO POR EL EMPERADOR ADRIANO PARA DAR AGUA A - ATENAS, HACE 1,800 AÑOS Y QUE, RECONSTRUIDO EN 1925, AUN PRESTA SERVICIO; ANTES DE ESTE, SE HABIA PERFORADO UN TUNEL CARRETERO, EN LA COLINA DE POLISIPO, DE 900 M. DE LONGITUD Y 7.5 M. DE ANCHO, PARA EL CAMINO DE NAPOLLES A POZZUOLI.

LA HABILIDAD DE LOS ROMANOS PARA EL TUNELEO LLEGA A MEXICO, A TRAVES DE LOS ESPAÑOLES, Y SE REFLEJA EN LA ENORME CANTIDAD DE GALERIAS CONSTRUIDAS EN NUESTRO PAIS PARA LAS EXPLOTACIONES MINERAS.

UN EJEMPLO NOTABLE DE ESTA HABILIDAD SE TIENE EN LA CONSTRUCCION DEL DESAGUE DE LA CIUDAD DE MEXICO, EN NOCHISTONGO, CON EL PROPOSITO DE LIBRAR LA DE LAS GRANDES INUNDACIONES QUE PERIODICAMENTE PADECIA.

UNA PARTE DEL DESAGUE SE HIZO POR UN TUNEL DE 3.5 x 3.5 M. Y 6,600 M. DE LONGITUD. EL VIRREY DON LUIS DE VELASCO INICIO LOS TRABAJOS EL 30 DE NOVIEMBRE DE 1607 LA OBRA, ENCOMENDADA A ENRICO MARTINEZ (HEINRICH MARTIN, HAMBURGUES) FUE TERMINADA EL 17 DE SEPTIEMBRE DE 1608. SE EXCAVARON UN GRAN NUMERO DE LUMBRERAS Y, SEGUN TESTIMONIOS SE EMPLEARON MAS DE 400,000 INDIOS EN SU CONSTRUCCION.

EL BARON DE HUMBOLT, EXPRESO SU ADMIRACION POR LA OBRA EN FORMA UN TANTO AMBIGUA COMENTANDO QUE "AUN EN EUROPA LLAMARIA LA ATENCION DE LOS INGENIEROS AL PERFORAR 6,600 METROS CON MAS DE 10 M2 DE SECCION EN MENOS DE UN AÑO"

POR RAZONES POLITICAS LA OBRA NO SE CONTINUO Y NO FUE REVESTIDO EL TUNEL POSTERIORMENTE, POR ORDENES DEL VIRREY MARQUES DE GELVES EL TUNEL SE TAPONO OCASIONANDO LA INUNDACION DE 1629, QUE DURO 6 AÑOS Y CASI ACABO CON LA CIUDAD DE MEXICO.

EN EPOCAS MAS RECIENTES Y EN EL ARRANQUE DE LA ERA TECNOLOGICA, LA APARICION DEL FERROCARRIL, CON SUS LIMITACIONES DE PENDIENTE, INCREMENTO LA CONSTRUCCION DE TUNELES. EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL DE TRACCION ANIMAL FUE CONSTRUIDO EN FRANCIA PARA LA LINEA RUAN ANDRESSIEUX EN 1826 Y EN 1829, EN LA LINEA LIVERPOOL-MANCHESTER SE CONSTRUYO EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL CON TRACCION A VAPOR.

EN 1842, EL ING. BRUNEL TERMINO UN TUNEL DE 2 CARRILES BAJO EL RIO TAME SIS, EN LONDRES. EN ESTE TUNEL DE 150 M. DE LONGITUD CON SECCION DE -- 11.3 M. x 6.7 M., SE EMPLEO UN ESCUDO RECTANGULAR INVENTADO POR EL PRO-- PIO BRUNEL. GREATHEAD PERFECCIONO EL METODO USANDO UN ESCUDO CILINDRICO CON TODO EXITO, EN LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE LA TORRE, BAJO EL MISMO-- RIO, UTILIZANDO DOVELAS DE HIERRO FUNDIDO COMO RECUBRIMIENTO.

LA NECESIDAD DE GRANDES TUNELES EXIGIO EL DESARROLLO DE NUEVAS TECNICAS-- Y HERRAMIENTAS Y ASI, DURANTE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE MONT CENIS, -- ENTRE FRANCIA E ITALIA Y EMPEZANDO EN 1857, EL TALADRO HIDRAULICO FUE IN-- TRODUCIDO Y FUE SEGUIDO POR LA PISTOLA NEUMATICA PERFECCIONADA POR -- -- -- SOMMELLIER, POR OTRA PARTE LA DINAMITA FUE INVENTADA POR NOBEL EN 1864 -- Y, COMO RESULTADO, DE TODO LO ANTERIOR, EL NUEVO TUNEL FUE ABIERTO AL -- TRANSITO DE TRENES EN 1871.

LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES TUNELES ALPINOS; GOTARDO, SIMPLON Y LOTS-- CHBERG EN SUIZA, SEMMENOG, TAUERN EN AUSTRIA; RONCO, COL--DI--TENDA EN ITA-- LIA, ETC., PROPICIO EL DISEÑO DE EQUIPOS Y TECNICAS DE CONSTRUCCION MAS-- EFICIENTES QUE LAS PRECEDENTES Y ASI MISMO EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE LA PRESION DE ROCAS, ANALISIS ESTRUCTURAL Y DIMENSIONAMIENTO DEL RECUBRI-- MIENTO DE TUNELES.

CON EL ADVENIMIENTO DEL AUTOMOVIL Y LA CONSECUENTE CONSTRUCCION DE GRAN-- DES AUTOPISTAS, HA SIDO NECESARIO PERFORAR UN GRAN NUMERO DE TUNELES CA-- RRETEROS DE GRAN SECCION. LA MISMA NECESIDAD SE HA PRESENTADO EN LA --- CONSTRUCCION DE LOS GRANDES ACUEDUCTOS ACTUALES, SISTEMAS DE DRENAJE, -- PRESAS, PLANTAS HIDROELECTRICAS, ETC., SIN EMBARCO, ES EN LAS GRANDES -- CIUDADES EN DONDE EL INCREMENTO EN LA PERFORACION DE TUNELES HA SIDO MAS ESPECTACULAR CON LOS USADOS PARA LOS FERROCARRILES URBANOS (METRO), DRE-- NAJES, ETC., LA TENDENCIA GENERAL ES AL USO DEL SUB--SUELO, PARA ALOJAR --

EN EL VIAS MASIVAS DE COMUNICACION, ENTRADA DE BIENES Y SALIDA DE DESPERDICIOS, ALMACENAMIENTO DE MERCANCIAS, ESTACIONAMIENTOS, TANQUES PARA LA REGULACION DE AGUAS DE LLUVIA, ETC.

ASI PUES, PUEDE ASEGURARSE QUE LA PERFORACION DE TUNELES EN LAS GRANDES URBES APENAS COMIENZA.

UNA ESPECIAL ATENCION SE LE HA DADO EN EL ULTIMO CUARTO DE SIGLO A LOS METODOS RAPIDOS DE TUNELES CON UN CONTINUO PERFECCIONAMIENTO DE LOS EQUIPOS, TANTO PARA EL METODO CONVENCIONAL COMO CON ESCUDOS Y TOPOS.

ACTUALMENTE EL PROYECTO MAS AMBICIOSO EN EJECUCION ES EL TUNEL QUE LOS JAPONESES ESTAN HACIENDO PARA COMUNICAR SUS DOS ISLAS MAYORES HOKHAIDO Y HONSHU. EL TUNEL TIENE 34.5 KM. Y PASA BAJO EL ESTRECHO DE TSUGARU.

CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

LAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS SE PUEDEN CLASIFICAR EN PRIMERA INSTANCIA - EN CUATRO CATEGORIAS:

A) AQUELLAS EMPLEADAS EN LA INDUSTRIA MINERA.

DENTRO DE ESTAS, ALGUNAS COMPRENEN PASAJES MAS O MENOS PERMANENTES QUE SIRVEN DE REDES DE TRANSPORTE DEL MINERAL OBTENIDO Y OTRAS, EN LAS ZONAS DE EXPLOTACION, CAMBIAN CONTINUAMENTE DE ACUERDO CON LAS VETAS; EN ESTA ULTIMAS EL SISTEMA DE SOPORTE, CUANDO LO TIENEN ES PROVISIONAL.

EXISTE UNA DIFERENCIA BASICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DESCRITAS ANTES Y LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHOS; EL PROPOSITO DE LA MINERA, ES LA EXPLOTACION DE LOS MINERALES, Y LAS CAVIDADES HECHAS SON UN SUB-PRODUCTO INDESEABLES, YA QUE CREAN EL PROBLEMA ADICIONAL DE UN MANTENIMIENTO SUB-SECUENTE, PARA PREVENIR EL COLAPSO DEL SISTEMA ENTERO. POR OTRA PARTE LOS TUNELES SON CONSTRUIDOS CASI INVARIABLEMENTE COMO ESTRUCTURAS PERMANENTES, CUYO OBJETIVO BASICO, ES LA EXCAVACION DE CAVIDADES ADECUADAS PARA EL TRANSITO O LA TRANSPORTACION, CUYO PRODUCTO INDESEABLE ES EL MATERIAL.

B) LA 2a. CATEGORIA DE ESTRUCTURAS SUB-TERRANEAS, ESTA CONSTITUIDA POR LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHOS, CUYAS CARACTERISTICAS TIPICAS, FUERON DESCRITAS ANTES.

C) LA 3a. CATEGORIA COMPRENDE AQUELLAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS QUE, O BIEN PUEDEN PROPORCIONAR PROTECCION CONTRA ATAQUES AEROS O PERSONAS, MATERIALES, Y AUN A FABRICAS ENTERAS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA MILITAR, O BIEN SIRVEN PARA ALOJAR INS-

TALACIONES COMO ES EL CASO DE CASAS DE MAQUINAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS.

- D) FINALMENTE, EN LAS GRANDES CIUDADES HA SIDO INDISPENSABLE EL USO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS PARA DIFERENTES SERVICIOS, EJEMPLOS TIPICOS DE ELLAS SON ESTACIONAMIENTOS, GARAGES, BODEGAS, ETC.

T U N E L E S

LOS TUNELES PUEDEN SER DEFINIDOS DE UNA MANERA SIMPLE COMO "ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS DEDICADAS AL TRANSPORTE DE PERSONAS O BIENES Y CONSTRUIDAS, GENERALMENTE, SIN AFECTAR LA SUPERFICIE".

LAS DEMANDAS DE TRANSPORTES DE PASAJEROS Y BIENES SE HAN INCREMENTADO NOTABLEMENTE EN LOS ULTIMOS TIEMPOS Y EL PROPOSITO DE LOS TUNELES ES ASEGURAR ESA TRANSPORTACION A TRAVES DE CIERTOS OBSTACULOS. ESTOS OBSTACULOS PUEDEN SER, MONTAÑAS, RIOS, AREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS, ETC.

DEPENDIENDO DE SU FINALIDAD, LOS TUNELES PUEDEN DIVIDIRSE EN 2 GRUPOS PRINCIPALES:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO Y
- 2.- TUNELES PARA CONDUCCION

QUE A SU VEZ QUEDAN CLASIFICADOS COMO SIGUE:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO
 - A) TUNELES PARA FERROCARRIL

- 7
- B) TUNELES PARA CAMINOS
 - C) TUNELES PARA PEATONES
 - D) TUNELES PARA NAVEGACION
 - E) TUNELES PARA METRO

2.- TUNELES PARA TRANSPORTE

- A) TUNELES DE PRESION PARA CENTRALES HIDROELECTRICAS
- B) TUNELES PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA
- C) TUNELES PARA DRENAJE
- D) TUNELES PARA ALOJAR INSTALACIONES DIVERSAS, PARA SERVICIOS PUBLICOS-
ENERGIA, COMUNICACIONES, ETC.
- E) TUNELES PARA TRANSPORTE DE MERCANCIAS Y MATERIALES EN CIUDADES Y - -
PLANTAS INDUSTRIALES.

TUNELES - ANTECEDENTES HISTORICOS

LA CONSTRUCCION DE TUNELES SE REMOITA HASTA LOS TIEMPOS - PREHISTORICOS, CUANDO EL HOMBRE PRIMITIVO, BUSCANDO ABRIGO Y PROTECCION CONTRA SUS ENEMIGOS, EXCAVO CUEVAS O BIEN AGRANDO ALGUNAS EXISTENTES.

EL TUNEL MAS ANTIGUO, ES QUIZA EL CONSTRUIDO EN LA ANTIGUA - BABILONIA, HACE MAS O MENOS 4000 AÑOS, POR LA REINA SEMIRAMIS, O NABUCODONAZOR . ESTE TUNEL, PASANDO POR DEBAJO DEL EUFRATES COMUNICABA AL PALACIO REAL, CON EL TEMPLO DE JUPITER. SU - LONGITUD ERA DE 1 KILOMETRO Y SU SECCION DE 3.6 x 4.5 m.

PARA LA CONSTRUCCION, EL RIO EUFRATES, FUL DESVIADO; LAS PAREDES DEL TUNEL FUERON DE LADRILLO PEGADOS CON UN MORTERO BITUMINOSO Y EL TECHO FORMADO POR UNA BOVEDA. ES DE SUPONERSE QUE - PARA ESA EPOCA, LOS BABILONIOS TENIAN BASTANTE HABILIDAD EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES, COMO PRODUCTO DE EXPERIENCIAS ANTERIORES.

EN JERUSALEM, EZEQUIAS, REY DE JUDEA, HACE 2,700 AÑOS, CONSTRUYO UN TUNEL DE 200 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 0.70 x 0.70 M., SERVIA PARA CONDUCTIR AGUA DESDE UN MANANTIAL CERCANO. POR ESA EPOCA, LOS GRIEGOS CONSTRUYERON, PARA EL MISMO PROPOSITO UN TUNEL, DE 1,500 M. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 1.8 x 1.8 M., - EN LA ISLA DE SAMOS.

LOS ROMANOS EMPLEARON NUMEROSOS TUNELES EN SUS ACUEDUCTOS, ESPECIALMENTE INTERESANTE, ES EL CONSTRUIDO POR EL EMPERADOR ADRIANO PARA DAR AGUA A ATENAS, HACE 1,800 AÑOS Y QUE, RECONSTRUIDO EN 1925, AUN PRESTA SERVICIOS; ANTES DE ESTE, SE HABIA PERFORADO UN TUNEL CARRETERO, EN LA COLINA DE POLISIPO, DE 900 M. DE LONGITUD Y 7.5 M. DE ANCHO, PARA EL CAMINO DE NAPOLES A POZZUOLI.

LA HABILIDAD DE LOS ROMANOS PARA EL TUNELEO LLEGA A MEXICO, A TRAVES DE LOS ESPAÑOLES, Y SE REFLEJA EN LA ENORME CANTIDAD DE GALERIAS CONSTRUIDAS EN NUESTRO PAIS PARA LAS EXPLOTACIONES MINERAS.

LA APARICION DEL FERROCARRIL, CON SUS LIMITACIONES DE PENDIENTE, INCREMENTO LA CONSTRUCCION DE TUNELES. EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL DE TRACCION ANIMAL FUE CONSTRUIDO EN FRANCIA PARA LA LINEA RUAN ANDRESSIEUX EN 1826 Y EN 1829, EN LA LINEA LIVERPOOL-MANCHESTER SE CONSTRUYO EL PRIMER TUNEL PARA UN FERROCARRIL CON TRACCION A VAPOR.

EN 1842, EL ING. BRUNEL TERMINO UN TUNEL DE 2 CARRILES BAJO EL RIO TAMESIS, EN LONDRES. EN ESTE TUNEL DE 150 M. DE LONGITUD CON SECCION DE 11.3 M. X 6.7 M., SE EMPLEO UN ESCUDO RECTANGULAR INVENTANDO POR EL PROPIO BRUNEL. GREATHEAD PERFECCIONO EL METODO USANDO UN ESCUDO CILINDRICO, CON TODO EXITO, EN LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE LA TORRE, BAJO EL MISMO RIO, UTILIZANDO DOVELAS DE HIERRO FUNDIDO COMO RECUBRIMIENTO.

10

LA NECESIDAD DE GRANDES TUNELES EXIGIO EL DESARROLLO DE NUEVAS TECNICAS Y HERRAMIENTAS Y ASI, DURANTE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL DE MONT CENIS, ENTRE FRANCIA E ITALIA Y EMPEZANDO EN 1857, EL TALADRO HIDRAULICO FUE INTRODUCIDO Y FUE SEGUIDO POR LA PISTOLA NEUMATICA PERFECCIONADA POR SOMMELLIER, POR OTRA PARTE LA DINAMITA FUE INVENTADA POR NOBEL EN 1864 Y, COMO RESULTADO, DE TODO LO ANTERIOR, EL NUEVO TUNEL FUE ABIERTO AL TRANSITO DE TRENES EN 1871.

LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES TUNELES ALPINOS; GOTARDO, SIMPLON Y LOTSCHBERG EN SUIZA; SEMMENOG, TAUERN EN AUSTRIA; RONCO, CAL-DI-TENDA EN ITALIA, ETC., PROPICIO EL DISEÑO DE EQUIPOS Y TECNICAS DE CONSTRUCCION MAS EFICIENTES QUE LAS PRECEDENTES Y ASI MISMO EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE LA PRESION DE ROCAS, ANALISIS ESTRUCTURAL Y DIMENSIONAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO DE TUNELES.

CON EL ADVENIMIENTO DEL AUTOMOVIL Y LA CONSECUENTE CONSTRUCCION DE GRANDES AUTOPISTAS, HA SIDO NECESARIO PERFORAR UN GRAN NUMERO DE TUNELES CARRETEROS DE GRAN SECCION. LA MISMA NECESIDAD SE HA PRESENTADO EN LA CONSTRUCCION DE LOS GRANDES ACUEDUCTOS ACTUALES, SISTEMAS DE DRENAJES, PRESAS, PLANTAS HIDROELECTRICAS, ETC., SIN EMPARGO, ES EN LAS GRANDES CIUDADES EN DONDE EL INCREMENTO EN LA PERFORACION DE TUNELES HA SIDO MAS ESPECTACULAR CON LOS USADOS PARA LOS FERROCARRILES URBANOS (METRO), DRENAJES, ETC., LA TENDENCIA GENERAL ES AL USO DEL SUB-SUELO, PARA ALOJAR EN EL VIAS MASIVAS DE COMUNICACION, ENTRADA DE BIENES Y SALIDA DE DESPERDICIOS, ALMACENAMIENTO DE MERCANCIAS,

ESTACIONAMIENTOS, TANQUES PARA LA REGULACION DE AGUAS DE LLUVIA
ETC.

ASI PUES, PUEDE ASEGURARSE QUE LA PERFORACION DE TUNELES EN LAS
GRANDES URBES APENAS COMIENZA.

UNA ESPECIAL ATENCION SE LE HA DADO EN EL ULTIMO CUARTO DE SI--
GLO A LOS METODOS RAPIDOS DE TUNELES CON UN CONTINUO PERFECCIO--
NAMIENTO DE LOS EQUIPOS, TANTO PARA EL METODO CONVENCIONAL COMO
CON ESCUDOS Y TOPOS.

ACTUALMENTE EL PROYECTO MAS AMBICIOSO EN EJECUCION ES EL TUNEL
QUE LOS JAPONESES ESTAN HACIENDO PARA COMUNICAR SUS DOS ISLAS
MAYORES HOKHAIDO Y HONSHU. EL TUNEL TIENE 34.5 KM. Y PASA BA--
JO EL ESTRECHO DE TSUGARU.

CLASIFICACION DE LOS TUNELES.

LAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS SE PUEDEN CLASIFICAR EN PRIMERA INSTANCIA EN CUATRO CATEGORIAS:

A) AQUELLAS EMPLEADAS EN LA INDUSTRIA MINERA.

DENTRO DE ESTAS, ALGUNAS COMPRENDEN PASAJES MAS O MENOS PERMANENTES QUE SIRVEN DE REDES DE TRANSPORTE DEL MINERAL OBTENIDO Y OTRAS, EN LAS ZONAS DE EXPLOTACION, CAMBIAN CONTINUAMENTE DE ACUERDO CON LAS VETAS; EN ESTAS ULTIMAS EL SISTEMA DE SOPORTE, CUANDO LO TIENEN ES PROVISIONAL.

EXISTE UNA DIFERENCIA BASICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DESCRITAS ANTES Y LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHOS; EL PROPOSITO DE LA MINERA, ES LA EXPLOTACION DE LOS MINERALES, Y LAS CAVIDADES HECHAS SON UN SUB-PRODUCTOS INDESEABLES, YA QUE CREAN EL PROBLEMA ADICIONAL DE UN MANTENIMIENTO SUB-SECUENTE, PARA PREVENIR EL COLAPSO DEL SISTEMA ENTERO. POR OTRA PARTE LOS TUNELES SON CONSTRUIDOS CASI INVARIABLEMENTE COMO ESTRUCTURAS PERMANENTES, CUYO OBJETIVO BASICO, ES LA EXCAVACION DE CAVIDADES ADECUADAS PARA EL TRANSITO O LA TRANSPORTACION, CUYO PRODUCTO INDESEABLE ES EL MATERIAL.

B) LA 2A. CATEGORIA DE ESTRUCTURAS SUB-TERRANEAS, ESTA CONSTITUIDA POR LOS TUNELES PROPIAMENTE DICHOS, CUYAS CARACTERISTICAS TIPICAS, FUERON DESCRITAS ANTES.

NEAS QUE, O BIEN PUEDEN PROPORCIONAR PROTECCION CONTRA ATAQUES AEREOS O PERSONAS, MATERIALES, Y AUN A FABRICAS ENTERAS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA MILITAR, O BIEN SIRVEN PARA ALOJAR INSTALACIONES COMO ES EL CASO DE CASAS DE MAQUINAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS.

D) FINALMENTE, EN LAS GRANDES CIUDADES HA SIDO INDISPENSABLE EL USO DE ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS PARA DIFERENTES SERVICIOS, EJEMPLOS TIPICOS DE ELLAS SON ESTACIONAMIENTOS, GARAJES, BODEGAS, ETC.

• TUNELES

LOS TUNELES PUEDEN SER DEFINIDOS DE UNA MANERA SIMPLE COMO "ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS AL TRANSPORTE DE PERSONAS O BIENES Y CONSTRUIDAS, GENERALMENTE, SIN AFECTAR LA SUPERFICIE".

LAS DEMANDAS DE TRANSPORTES DE PASAJEROS Y BIENES SE HAN INCREMENTANDO NOTABLEMENTE EN LOS ULTIMOS TIEMPOS Y EL PROPOSITO DE LOS TUNELES ES ASEGURAR ESA TRANSPORTACION A TRAVES DE CIERTOS OBSTACULOS. ESTOS OBSTACULOS PUEDEN SER, MONTAÑAS, RIOS, AREAS URBANAS DENSAMENTE POBLADAS, ETC.

DEPENDIENDO DE SU FINALIDAD, LOS TUNELES PUEDEN DIVIDIRSE EN 2 GRUPOS PRINCIPALES:

- 1.- TUNELES PARA TRANSITO Y
- 2.- TUNELES PARA CONDUCCION.

QUE A SU VEZ QUEDAN CLASIFICADOS COMO SIGUE:

1.- TUNELES PARA TRANSITO

- A) TUNELES PARA FERROCARRIL
- B) TUNELES PARA CAMINOS
- C) TUNELES PARA PEATONES
- D) TUNELES PARA NAVEGACION
- E) TUNELES PARA METRO

2.- TUNELES PARA TRANSPORTE

- A) TUNELES DE PRESION PARA CENTRALES HIDROELECTRICAS.
- B) TUNELES PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA
- C) TUNELES PARA DRENAJE
- D) TUNELES PARA ALOJAR INSTALACIONES DIVERSAS, PARA SERVICIOS PUBLICOS; ENERGIA, COMUNICACIONES, ETC.
- E) TUNELES PARA TRANSPORTE DE MERCANCIAS Y MATERIALES EN CIUDADES Y PLANTAS INDUSTRIALES.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE
LA RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA CO
MISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
DEL 24 AL 29 DE JUNIO

ENSAYES DE LABORATORIO EN SUELOS Y ROCAS

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO

JUNIO 1985.

ENSAYES DE LABORATORIO EN SUELOS Y ROCAS

INTRODUCCION.

Como todas las estructuras están soportadas por cimentaciones y, éstas a su vez se apoyan sobre suelo o roca, uno de los requisitos en la práctica de la ingeniería de cimentaciones, es el conocimiento adecuado de las propiedades ingenieriles inherentes a estos materiales naturales. Para ello es necesario discernir los diferentes depósitos de distinta clase, identificar sus principales constituyentes y conocer sus propiedades índice, mecánicas de resistencia y deformabilidad e hidráulicas.

Por lo regular estas propiedades son determinadas mediante ensayos de laboratorio, además de poder realizarse a escala natural en el lugar en cuestión.

ENSAYES DE LABORATORIO EN SUELOS

Los ensayos que determinan las propiedades de los suelos son:

- 1.- Propiedades índice {
 - Clasificación visual y manual
 - Contenido de agua
 - Límites de consistencia

 - Análisis Granulométrico {
 - Cribado por mallas
 - Hidrómetro

 - Gravedad específica de sólidos.
 - Peso Volumétrico
- 2.- Propiedades mecánicas {
 - De resistencia {
 - Compresión simple
 - Compresión triaxial
 - Corte directo

 - De deformabilidad: Consolidación
- 3.- Propiedades hidráulicas: Permeabilidad

Clasificación visual y manual: Como el título lo indica mediante este ensaye se identifica y describe al suelo basado en pruebas manuales sencillas y el examen visual de una muestra. El objetivo que se persigue es agrupar muestras similares de suelo para efectuar el mínimo de ensayes posibles al establecer el programa de laboratorio a seguir.

Contenido de agua (w) El conocimiento del contenido de agua es -

esencial para determinar los límites de consistencia y valuar las relaciones volumétrico - gravimétricas de un suelo. Este se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo. Regularmente se expresa en porcentaje. El valor del contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula:

$$w (\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100$$

La variación del contenido de agua de un suelo afecta notablemente su comportamiento mecánico.

Límites de consistencia: o también conocidos como límites de Atterberg. En suelos finos el agua presente en los vacíos tiene un efecto pronunciado en las propiedades del suelo. Se establecen tres límites debidos al efecto de la humedad conocidos como Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP) e Índice de Plasticidad (IP).

El Límite Líquido se define como el contenido de agua en el cual el suelo cesa de actuar en forma plástica y empieza a comportarse como un líquido. El Límite Plástico es el contenido de agua en el cual el suelo cesa de actuar como un material sólido y em-

pieza a tener un comportamiento plástico. Es evidente por lo tanto que la diferencia entre el LL y el LP es el rango de contenido de agua en el cual el suelo tiene un comportamiento plástico y se le denomina Índice de Plasticidad. Además pueden obtenerse los valores de los índices de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo; que se pueden correlacionar con diferentes propiedades mecánicas del suelo.

Los límites líquidos y plástico de una muestra deberán determinarse para fines de clasificarlo en forma apropiada, basados en el empleo de la carta de plasticidad, respecto a su compresibilidad.

Análisis granulométrico: Mediante este ensaye se determina la distribución cuantitativa por tamaño de las partículas que lo forman, para establecer si una muestra de suelo tiene las características de un material de grano grueso (gravas y arenas) o de grano fino (limos y arcillas). Esta determinación se hace por cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.074 mm. y por sedimentación, usando el hidrómetro para las partículas menores.

La forma de la curva granulométrica de los suelos gruesos se define en función de los coeficientes de curvatura y uniformidad C_c y C_u respectivamente, permitiendo clasificarlos como bien o mal graduados y el porcentaje de partículas menores de 0.074 mm.

permite agruparlos como suelos limpios o con fracción fina.

Del análisis granulométrico de la parte fina de un suelo se puede calcular la actividad de la fracción arcillosa.

Gravedad específica de sólidos: Se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C. Es necesaria para valuar las relaciones volumétrico gravimétricas.

Peso volumétrico: La determinación del peso volumétrico es indispensable para el cálculo de esfuerzos efectivos y totales. Se define como la relación existente entre el peso y el volumen de una muestra de suelo.

Compresión simple: Se define como la carga axial necesaria para llevar a la falla a un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo. Esto se logra sujetándolo a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llevarlo a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento y la carga aplicada o sujetándolo a una velocidad de deformación especificada, obteniéndose como lectura, la carga que resiste el espécimen correspondiente a un intervalo fijado de antemano y la deformación total.

Compresión triaxial: Este tipo de ensaye se emplea para evaluar

los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, - cuando está sujeto a un campo uniforme de esfuerzos. De acuerdo a las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba, los ensayos podrán ser:

- Rápida: No se permite el drenaje en ninguna etapa de la Prueba.
- Consolidada- no drenada: se permite el drenaje en toda la etapa de aplicación de la presión confinante y no se drena durante la aplicación del esfuerzo axial.

- Consolidada-drenada: Se permite el drenaje en toda la prueba.

Los parámetros c y ϕ obtenidos de una prueba rápida se utilizan para el estudio de la estabilidad al finalizar la construcción de una obra, los arrojados por una prueba consolidada no drenada en terminos de esfuerzos efectivos, o de una prueba consolidada drenada, son útiles para el estudio de la estabilidad a largo plazo.

Corte directo: Este ensaye se realiza en lugar de la compresión triaxial. Los resultados obtenidos son los mismos que en la compresión triaxial, aunque son menos confiables dado que en la prueba de corte directo es impuesta por el método de prueba mientras que en la triaxial la muestra falla en el plano más débil.

Consolidación: La prueba de consolidación tiene por objeto la determinación de los parámetros mecánicos, que rigen la magnitud y velocidad de los asentamientos bajo carga de los suelos finos. Esta misma prueba permite determinar:

- La expansión de las arcillas al variar su contenido de agua.
- La velocidad de disipación de la presión de poro generadas -- por las cargas y
- La influencia de la magnitud de las cargas impuestas en el asentamiento de una estructura.

Permeabilidad: A partir de este ensaye se determina el coeficiente de permeabilidad cuyo significado indica la velocidad con que el agua fluye a través del suelo. Para medir esta velocidad se cuenta con permeámetro de carga variable o carga constante. El de carga constante da resultados seguros en materiales muy permeables como las arenas y las gravas limpias. El de carga variable es el más adecuado para probar materiales de baja permeabilidad.

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS

PRUEBAS DE LABORATORIO

Se presenta en forma condensada la secuencia usual para la realización de los diferentes ensayos de laboratorio mas empleados en la práctica, así como el cálculo, interpretación y algunas de las correlaciones más comunes que se puedan establecer con los resultados obtenidos.

Nomenclatura

PROPIEDAD	SIMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCION	PROPIEDAD	SIMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCION
Contenido de agua	w	-	Prueba de laboratorio	Esfuerzo de preconsolidación	$\bar{\sigma}_p$	FL ⁻²	Prueba de consolidación
Peso volumétrico	γ	FL ⁻³	Prueba de laboratorio	Angulo de fricción interna	ϕ	-	Prueba triaxial
Porosidad	n	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Cohesión	c	FL ⁻²	Prueba triaxial
Relación de vacíos	e	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Resistencia a la compresión no confinada	q_u	FL ⁻²	Prueba de laboratorio
Límite líquido	w_L	-	Prueba de laboratorio	Resistencia al esfuerzo cortante	s	FL ⁻¹	Prueba de laboratorio
Límite plástico	w_p	-	Prueba de laboratorio	Sensitividad	S_t	-	$\frac{q_u(\text{inalterada})}{q_u(\text{recicada})}$
Límite de contracción	w_s	-	Prueba de laboratorio	Peso volumétrico seco máximo	$\gamma_{d\text{ máx}}$	FL ⁻³	Prueba de compactación
Índice de plasticidad	I_p	-	$w_L - w_p$	Contenido de agua óptimo	w_{op}	-	Prueba de compactación
Índice de contracción	I_c	-	$w_p - w_s$	Compacidad relativa	C_r	-	Prueba de laboratorio
Índice de liquidez	I_w	-	$(w - I_p) / I_p$	Grado de saturación	S_r	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas
Actividad	A _c	-	1/8 de partículas efílozas				
Díámetro efectivo	D_{10}	L	De la curva granulométrica				
Coefficiente de uniformidad	C_u	-	D_{60} / D_{10}				
Coefficiente de curvatura	C_c	-	$(D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10})$				
Coefficiente de permeabilidad	k	LT ⁻¹	Prueba de laboratorio o medida en prueba de consolidación				
Coefficiente de compresibilidad	a_v	LT ⁻¹	Prueba de consolidación				
Coefficiente de variación volumétrica	w_v	LT ⁻¹	Prueba de consolidación				
Coefficiente de consolidación	c_v	LT ⁻¹	Prueba de consolidación				

Relaciones volumétrico-gravimétricas

PROPIEDAD	SÍMBOLO	MUESTRA SATURADA	MUESTRA NO SATURADA	FÓRMULAS DE CORRELACIÓN		
Gravedad de sólidos	S_s	Medición en laboratorio		$e S_r / w$		
Concentración de agua	w	Medición en laboratorio		$U_w / M_s = 1$	$e S_r / S_s$	$V_w \frac{1 - S_r}{S_s}$
Volumen total de la muestra	V_m	Medición en laboratorio		$V_s + V_a + V_v$	$\frac{V_s}{1 - n}$	$V_s (1 + e)$ $\frac{V_v (1 + e)}{e}$
Volumen de sólidos	V_s	M_s / γ_s	$V_m - (V_a + V_v)$	$V_m - (V_a + V_v)$	$V_r (1 - n)$	$\frac{V_m}{1 + e}$ $\frac{V_v}{e}$
Volumen de agua	V_w	U_w / γ_w	$V_w - V_v$	$V_w - V_v$	$S_r \gamma_w V_v$	$\frac{S_r V_m e}{1 + e}$ $S_r V_s e$
Volumen de aire u otros gases	V_g	nulo	$V_m - (V_s + V_w)$	$V_v - V_w$	$(1 - S_r) V_v$	$\frac{(1 - S_r) V_m e}{1 + e}$ $(1 - S_r) V_s e$
Volumen de vacíos	V_v	$n V_m / \gamma_w$	$V_m - V_s$	$V_m - V_s$	$\frac{V_s n}{1 - n}$	$\frac{V_m e}{1 + e}$ $V_s e$
Peso de sólidos	W_s	Medición en laboratorio		$U_s / (1 + w)$	$S_s V_m \gamma_w (1 - n)$	$M_w S_s / S_r e$
Peso del agua	W_w	Medición en laboratorio		$M_w M_s$	$S_r \gamma_w V_v$	$e M_s S_r / S_s$
Peso total	W_r	$W_s + W_w$		$M_s (1 + w)$		
Relación de vacíos	e	V_v / V_s		$n / (1 - n)$	$w S_s / S_r$	$M_w S_s / M_s S_r$
Porosidad	n	V_v / V_m		$e / (1 + e)$		
Peso volumétrico de la muestra	γ_m	$\frac{W_s + W_w}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s + W_w}{V_m}$	W_m / V_m	$\frac{(S_s + S_r e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w / S_r + 1 / S_s}$
Peso volumétrico seco	γ_d	$\frac{W_s}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s}{V_m}$	$\frac{W_s}{V_m (1 + w)}$	$\frac{S_s \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{S_s \gamma_w}{1 + w S_s / S_r}$
Peso volumétrico saturado	γ_{sat}	$\frac{W_s + W_w}{V_s + V_w}$	$\frac{W_s + V_w \gamma_w}{V_m}$	$\frac{W_s}{V_m} + \frac{e}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{(S_s + e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w + 1 / S_s}$
Peso volumétrico saturado	γ^*	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{W_s}{V_m} - \frac{1}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{S_s - e}{1 + e} \gamma_w$	
Grado de saturación	S_r	1.0	$\frac{V_w}{V_v}$	$\frac{W_w}{V_w \gamma_w}$	$\frac{W_s S_s}{e \gamma_w}$	



- 11 -

Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación

CLASE DE SUELO	SUELOS GRUESOS LIMPIOS (G ₁ , G ₂ , SP)	SUELOS GRUESOS CON FINOS (G ₁ , G ₂ , S ₁ , S ₂)	SUELOS FINOS (M ₁ , M ₂ , CL, CI, OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas.	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de permeabilidad de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento.	Suelos impermeables en caso de no estar saturados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada.
Compresibilidad y expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la magnitud de los esfuerzos reducida. Si los depósitos son heterogéneos pueden dar lugar a irregularidades importantes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compactación del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en el caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compactación de los depósitos y su homogeneidad. Si relación, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en el laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes alterados. Se han de tomar en consideración las posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del rango al definir las condiciones de las pruebas.	Es indispensable estudiarla en el laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes inalterados. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de veleta.
Lubificación	Salvo los materiales de los grupos S ₁ y S ₂ , presentan buena resistencia a la lubricación. En este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Las arenas limosas presentan una resistencia a la lubricación reducida a baja, mientras los otros materiales de este grupo tienen una resistencia a la lubricación de alta a media. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.	Los limos presentan baja resistencia a la lubricación y las arcillas de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos.
Licuación	Las arenas sueltas finas y saturadas son muy susceptibles a la licuación. Los otros materiales de este grupo son, por lo general, poco susceptibles a la licuación.	Las arenas finas, limosas, saturadas y en estado suelto son muy sensibles.	Susceptibilidad prácticamente nula.

Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación

Tipo de suelo	Permeabilidad	Resistencia a la tubificación	Resistencia al cortante	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	-Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad
GD	Impermeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental.	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando estén bien compactados	Muy buena
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta				Muy buena
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta				Muy buena
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta
GM	Semipermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4). Si el material contiene menos del 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos. Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Mediana a alta	Medio si mal compactados	Muy buena
GC	Impermeable	Muy alta	Alta		Mediana a baja	Baja	Muy buena
SM	Semipermeable a impermeable	Medio a baja	Alta		Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media		Mediana a baja	Muy baja	Buena a correcta
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Baja		Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación	Medio a alta si mal compactados	correcta a muy pobre
ML	Muy impermeable	Medio a alta	Medio			Muy baja	Buena a correcta
CL	Impermeable	Alta	Medio a baja			Medio a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CH	Muy impermeable	Alta	Baja a medio			Medio a alta	Muy baja
OL	Impermeable	Medio	Baja			Correcta a pobre	

Valores típicos del contenido de agua para diferentes suelos

TIPO DE SUELO		w, %
Arena uniforme	Suelta	32
	Densa	19
Arena bien graduada	Suelta	22
	Densa	9
Limo	Baja plasticidad	30
	Alta plasticidad	30
Arcilla inorgánica	Blanda	45
	Dura	22
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	70
	Alto contenido de materia orgánica	110
Bentonita	Blanda	194

DENSIDAD DE SOLIDOS

PESOS VOLUMETRICOS, APROXIMADOS, EN SUELOS NATURALES

Suelos húmedos	1,760 kg/m ³
Arcillas medias o duras	1,920 kg/m ³
Tierras saturadas	2,100 kg/m ³
Tierras sumergidas	1,100 kg/m ³
Arcillas suaves	1,600 kg/m ³

PESOS VOLUMETRICOS, APROXIMADOS, SECOS MAXIMOS

Tipo de suelo	Bien graduado	Mal graduado
Arenas con limos	1920 kg/m ³	1680 kg/m ³
Arenas con arcillas	1920 kg/m ³	1680 kg/m ³
Arenas	1920 kg/m ³	1760 kg/m ³
Gravas	2080 kg/m ³	1840 kg/m ³
Limos inorgánicos	- - -	1600 kg/m ³
Limos organicos	- - -	1350 kg/m ³

VALORES TIPICOS DE DENSIDADES	
ARENAS Y GRAVAS	2.65 - 2.67
CENIZAS VOLCANICAS	2.30 - 2.50
LIMOS INORGANICOS Y ARCILLOSOS	2.67 - 2.72
ARCILLAS PLASTICAS	2.78 - 2.84
ARCILLAS BENTONITI- CAS DE LA C. DE --- M E X I C O	2.84 - 2.88
SUELOS ORGANICOS.	2.4 - 2.65
TURBA	1.7 - 1.9
SUELOS CON CIERTA - CANTIDAD DE HIERRO	3.

POROSIDAD, RELACION DE VACIOS, CONTENIDOS DE
AGUA Y PESOS VOLUMÉTRICOS DE VARIOS SUELOS
EN ESTADO NATURAL.

Descripción		Porosidad, n (%)	Relación de vacíos e	Humedad W (%)	Pesos volumétricos, γ_s (ton/m ³)	γ
Arena uniforme	Suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
	Densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena bien graduada	Suelta	37	0.60	22	1.65	2.02
	Densa	20	0.25	9	2.12	2.32
Limo	Baja plasticidad	49	0.95	35	1.38	1.87
	Alta plasticidad	68	2.16	80	0.85	1.51
Arcilla inorgánica	Blanda	55	1.2	45	1.22	1.77
	Dura	37	0.6	22	1.69	2.07
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	66	1.9	70	0.93	1.58
	Alto contenido de materia orgánica	75	3.0	110	0.68	1.43
Bentonita	Blanda	84	5.2	194	0.43	1.27

W contenido de agua cuando saturada, en porcentaje del peso seco.

γ_s peso volumétrico seco.

γ peso volumétrico saturado.

RELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES
EN PENETRACION ESTANDAR, LA CONSISTENCIA
DE LA ARCILLA Y SU RESISTENCIA A COMPRESION
SIMPLE

<i>Consistencia</i>	<i>Muy blanda</i>	<i>Blanda</i>	<i>Media</i>	<i>Dura</i>	<i>Muy dura</i>	<i>Durissima</i>
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q _v	< 0.25	0.25—0.50	0.50—1.0	1.0- 2.0	2.0—4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar.
q_v resistencia a la compresión simple, en kg/cm².

TABLA 25
DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS Y EL NUMERO DE
GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION
ESTANDAR

<i>Número de golpes</i>	<i>Densidad relativa</i>
0—4	Muy suelta
4—10	Suelta
10—30	Media
30—50	Densa
> 50	Muy densa

ESFUERZOS

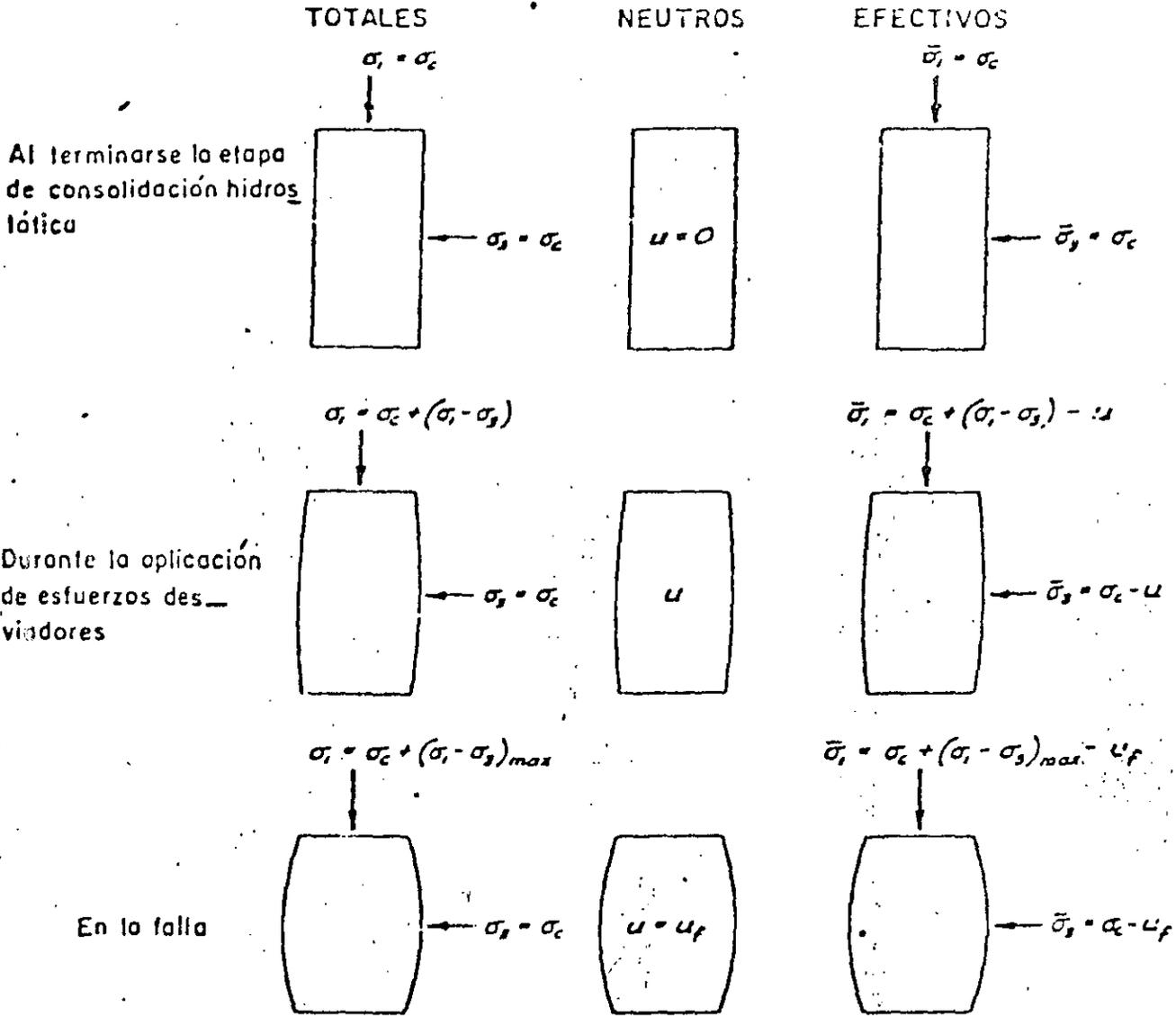


Fig 9 b Estados de esfuerzos en una prueba de compresión triaxial "R"

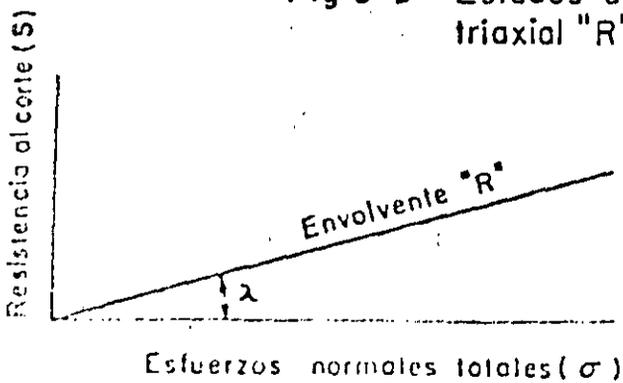


Fig 9 c Envolverte "R" para arcilla remodelada en el límite líquido

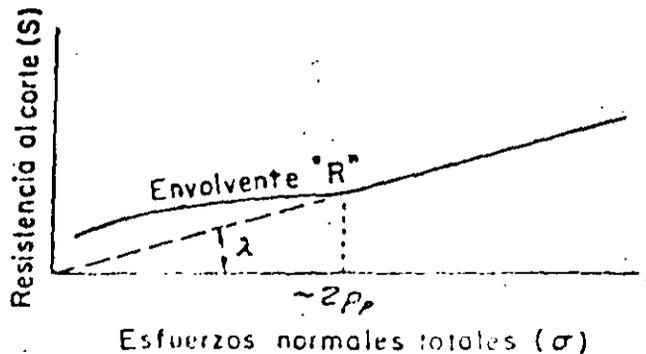


Fig 9 d Envolverte "R" para arcilla "Inalterada"

E S F U E R Z O S

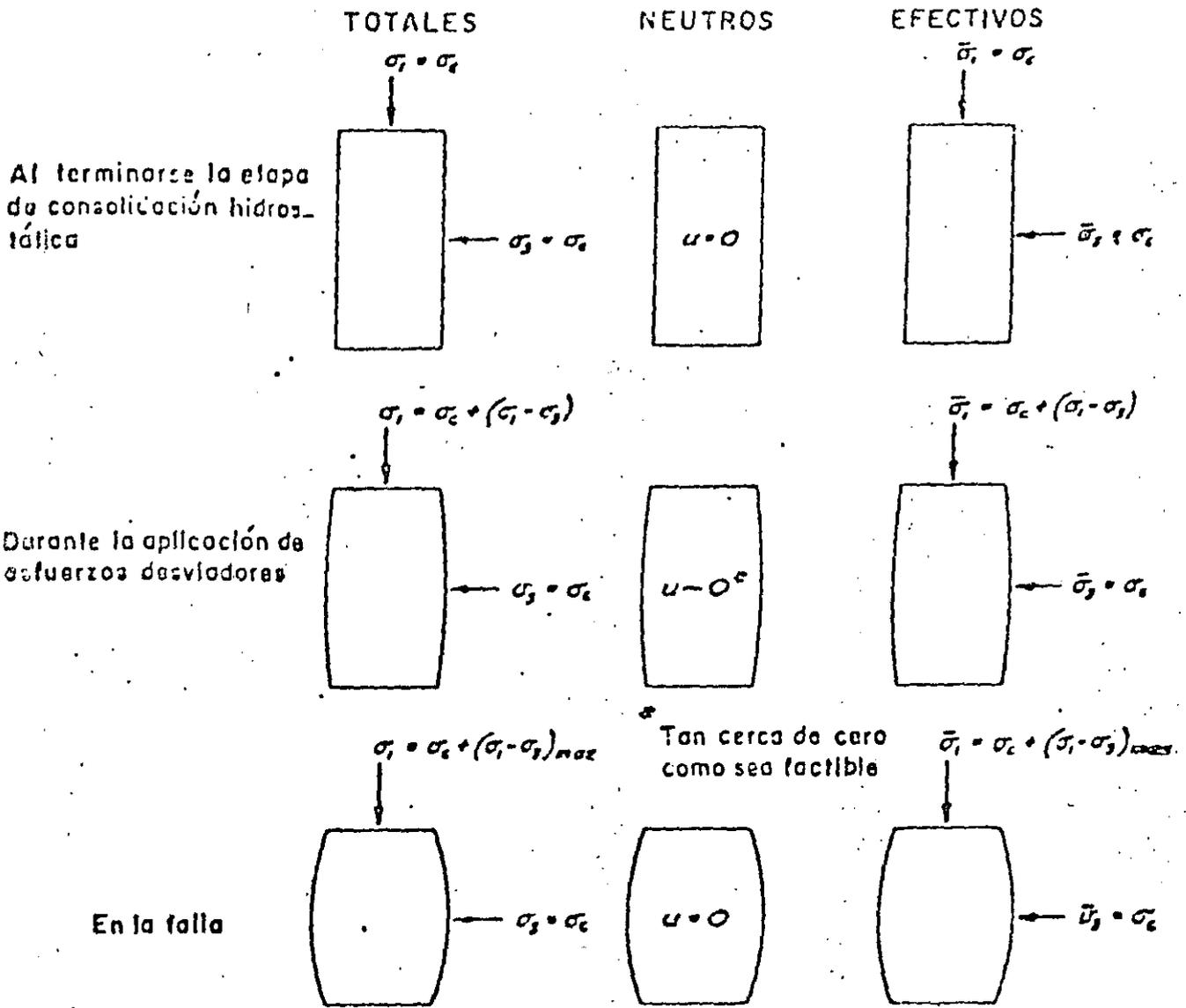


Fig 9 e Estados de esfuerzos en una prueba de compresión triaxial "S"

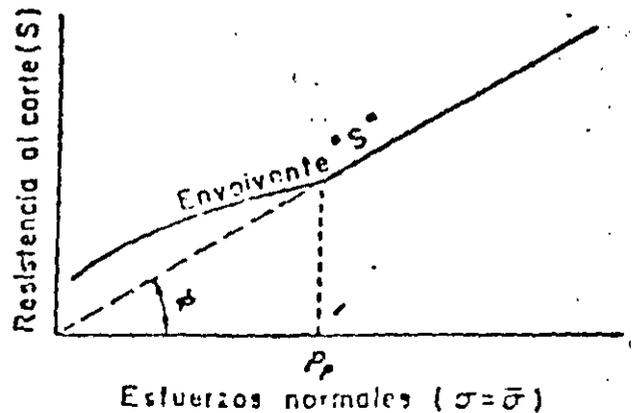
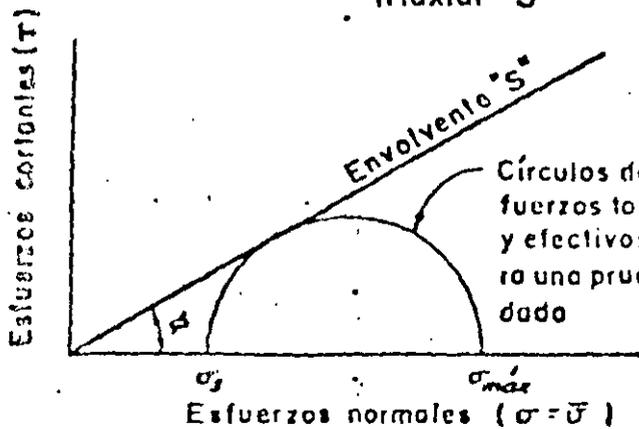
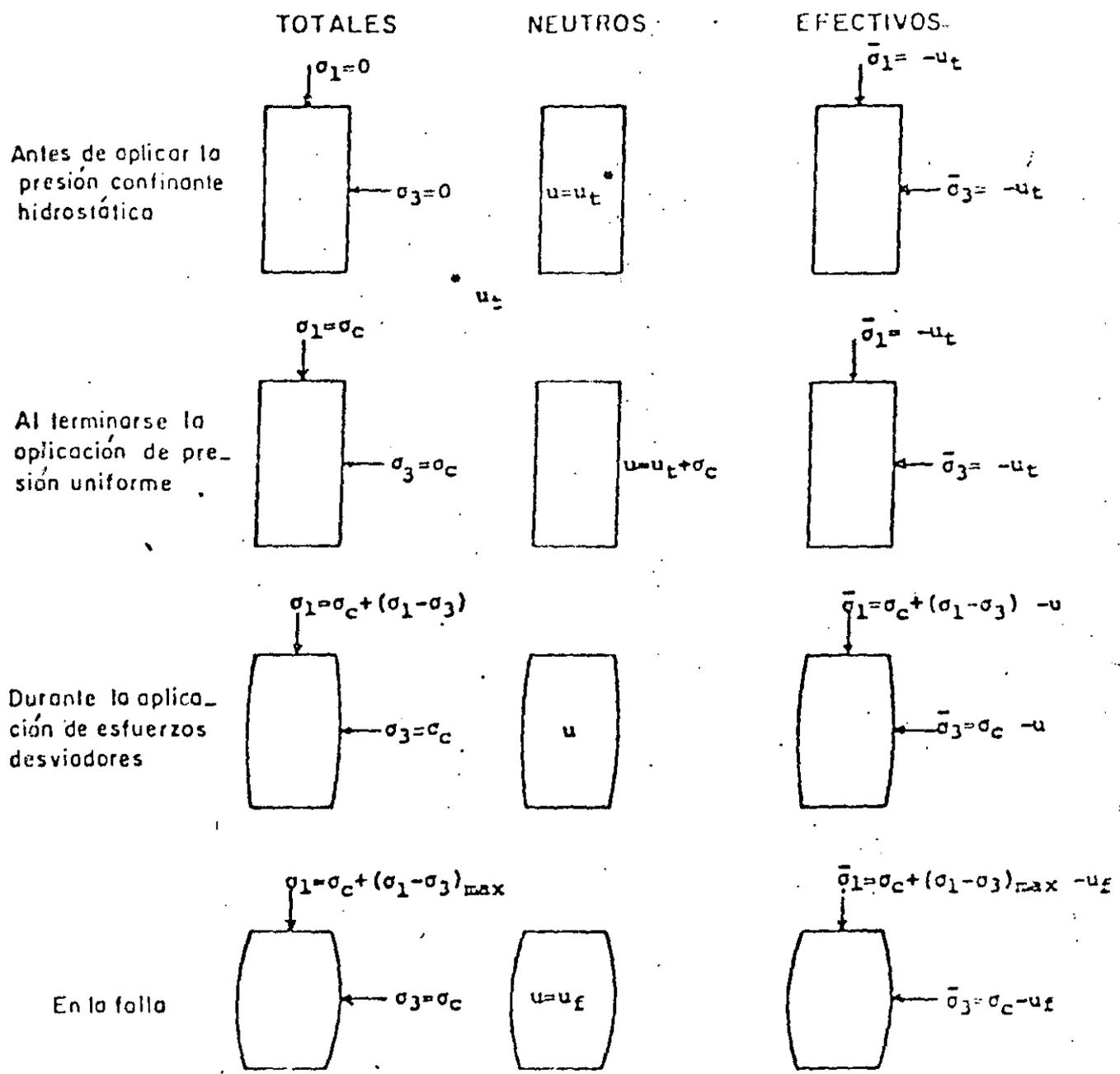


Fig 9 f Envoltente "S" para arcilla remoldeada en el límite líquido

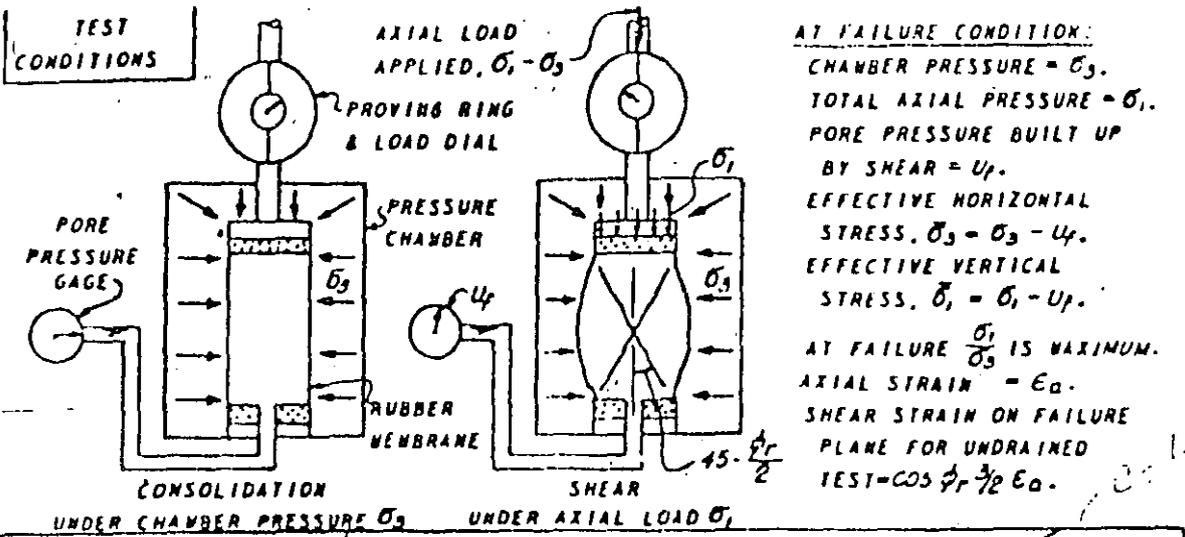
Fig 9 g Envoltente "S" para arcilla "remoldeada"

ESFUERZOS

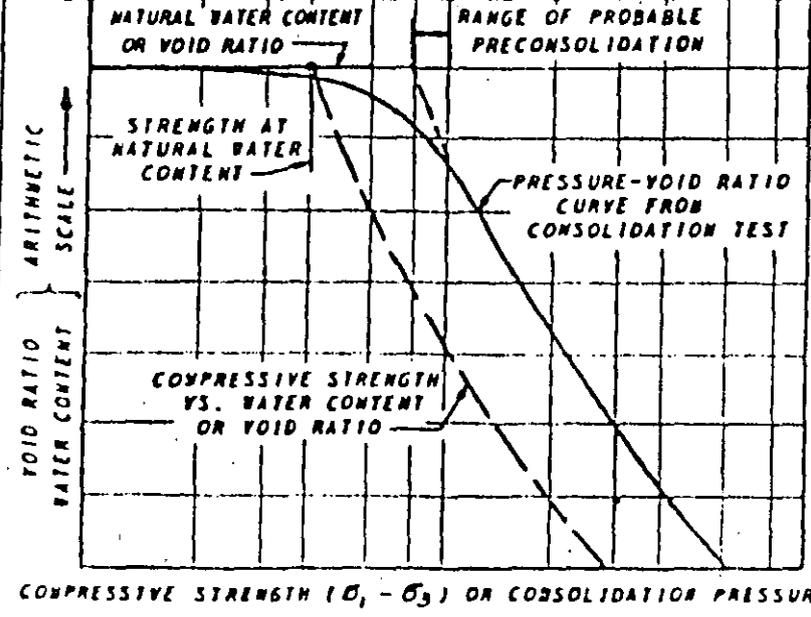
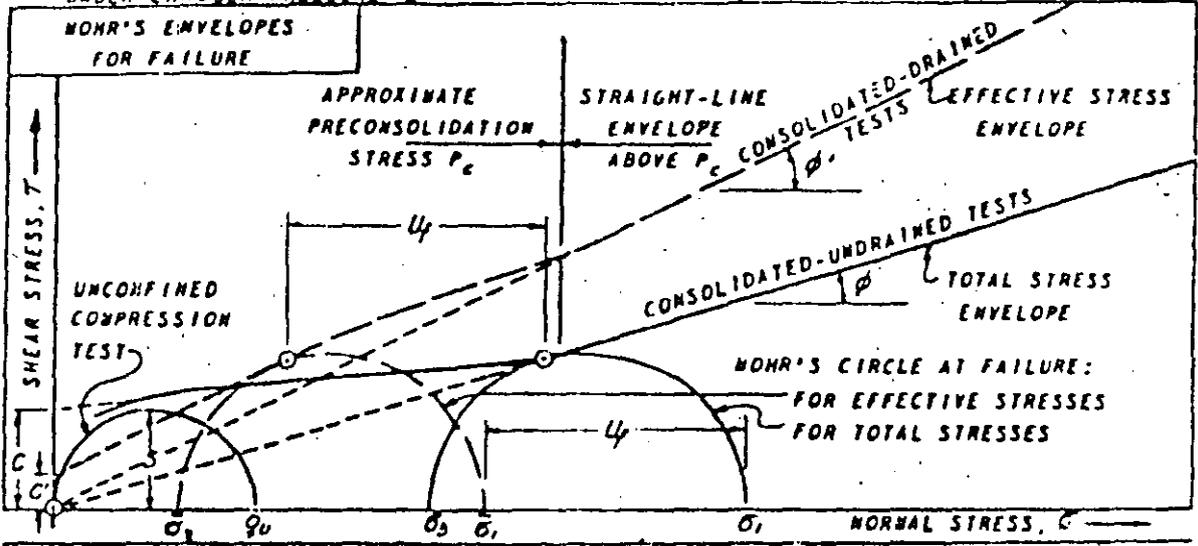


* u_t es inferior a la presión atmosférica

Fig 9 a Estados de esfuerzos en una prueba de compresión triaxial "Q" en arcilla 100 % saturada



AT FAILURE CONDITION:
 CHAMBER PRESSURE = σ_3 .
 TOTAL AXIAL PRESSURE = σ_1 .
 PORE PRESSURE BUILT UP BY SHEAR = u_f .
 EFFECTIVE HORIZONTAL STRESS, $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_f$.
 EFFECTIVE VERTICAL STRESS, $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_f$.
 AT FAILURE $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ IS MAXIMUM.
 AXIAL STRAIN = ϵ_a .
 SHEAR STRAIN ON FAILURE PLANE FOR UNDRAINED TEST = $\cos \phi_r \frac{1}{2} \epsilon_a$.



RELATIONSHIPS:
 FOR SAMPLES HAVING A COMMON PRECONSOLIDATION PRESSURE, A UNIQUE RELATIONSHIP EXISTS FOR $(\sigma_1 - \sigma_3)$ AND WATER CONTENT AT FAILURE REGARDLESS OF TYPE OF TEST.
 THIS CURVE IS APPROXIMATELY PARALLEL TO THE PRESSURE-VOID RATIO CURVE DETERMINED FROM TRIAXIAL OR ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION TESTS.

FIGURE 3-6
 Triaxial Shear Test Relationships

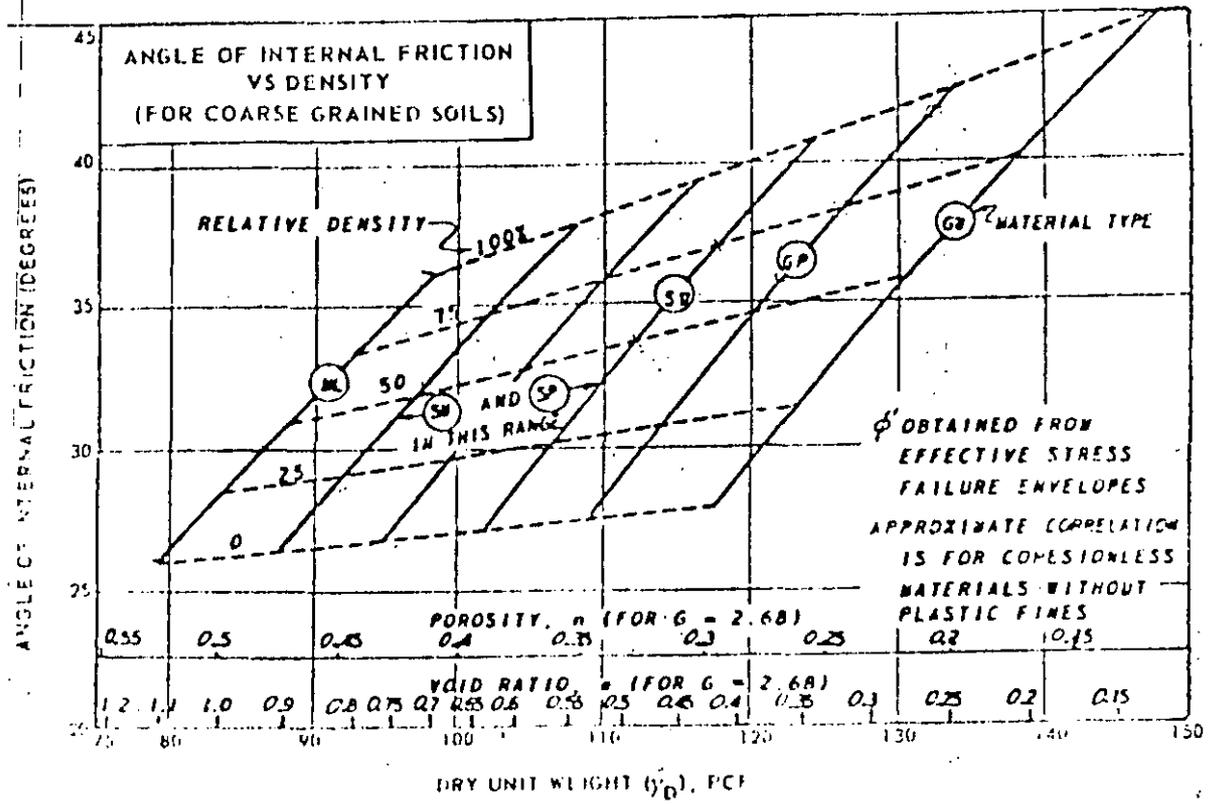
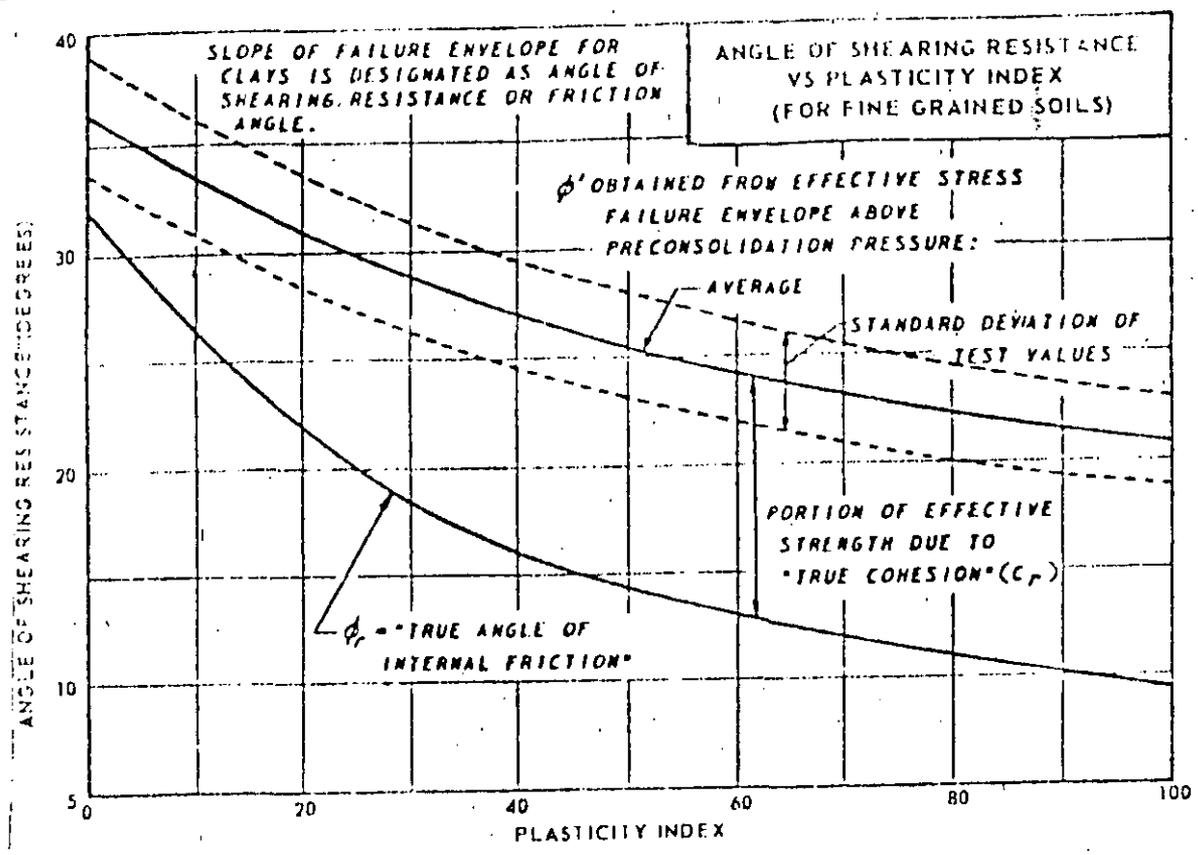


FIGURE 3-7
Correlations of Strength Characteristics

ENSAYES DE LABORATORIO EN ROCAS

Los ensayos que determinan las propiedades de las rocas son:

1.- Propiedades índice

Contenido de agua

Porosidad

Peso específico

Absorción

2.- Propiedades mecánicas

Compresión simple

Compresión Triaxial

Ensayes de tensión

Ensayes de corte.

Tanto el contenido de agua como el peso específico tienen el mismo significado que en suelos y su determinación es similar.

Porosidad: Se llama porosidad de una roca al cociente que resulta de dividir su volumen de vacíos, V_v , entre su volumen total, V_m , y se expresa como porcentaje:

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Esta propiedad es correlacionable con el peso volumétrico, deformabilidad, resistencia, y velocidad de las ondas sísmicas en rocas pertenecientes a la misma formación litológica.

Absorción: A medida que el intemperismo avanza en las rocas, su volumen de vacíos crece, tanto por la expansión de la roca como por la disolución parcial de sus componentes. Por esta razón, para definir el grado de alteración se ha propuesto el parámetro i , dado por la ecuación.

$$i (\%) = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100$$

en que: P_1 = Peso de la muestra secada al horno a 105°C .

P_2 = Peso de la muestra saturada, sumergiéndola en agua después de secarla.

Mediante el parámetro j definido como el cociente del incremento del grado de alteración dado por el cambio de absorción de agua Δi en un intervalo de tiempo dividido por el mismo intervalo de tiempo Δt

$$j = \frac{\Delta i}{\Delta t}$$

Puede conocerse la alterabilidad de las rocas.

Compresión simple: Consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento. La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Este ensaye al igual que el de compresión triaxial permite determinar la resistencia y deformabilidad de un macizo rocoso siempre y cuando la fisuración del espécimen sea representativa del macizo. Los valores así determinados intervienen, junto con otros parámetros, en los sistemas de clasificación ingenieril de las masas rocosas.

Compresión Triaxial: Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en la naturaleza puede definirse como un estado de esfuerzos que es factible representar con los esfuerzos denominados principales (σ_1, σ_2 y σ_3) que actúan en direcciones ortogonales. Dependiendo de las condiciones de drenaje pueden efectuarse;

- Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro
- Pruebas drenadas.

Ensayos de tensión: Los ensayos de tensión en especímenes de roca consisten en someter a la muestra de roca a tensión axial, com-

presión diametral (prueba brasileña) o flexión.

La primera puede realizarse transmitiendo la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados a sus extremos o aplicando la carga de tensión a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

En la segunda se somete a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose así esfuerzos de tensión y de compresión. A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión.

En la última modalidad se somete a un espécimen de roca simétricamente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla.

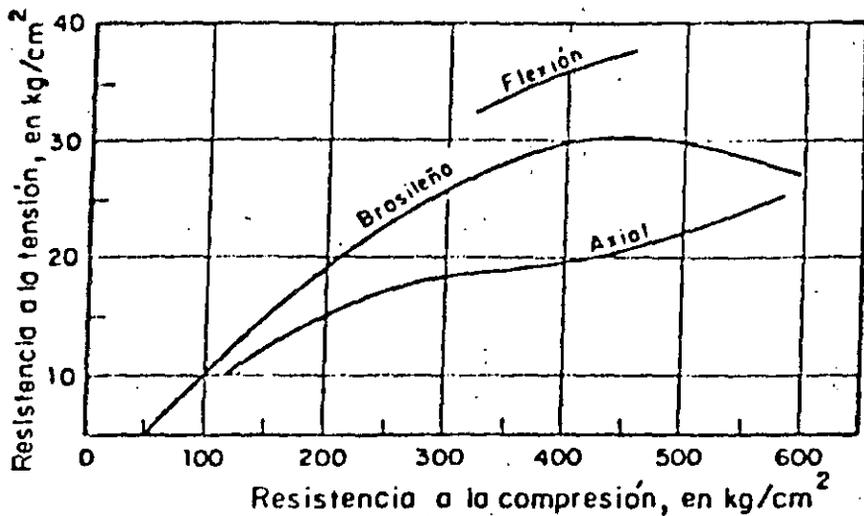
Ensayes de corte: Estos ensayes se emplean para determinar la resistencia al corte del material intacto y de los juntas o planos de debilidad de los macizos rocosos, aunque el valor obtenido de esta forma es menor que el de ensayes de campo, por la influencia de las irregularidades de las juntas que son mayores que los especímenes ensayados. La prueba consiste en provocar

una falla por corte a través del material intacto en un plano seccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente.

Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a compresión simple

Resistencia, en MPa	Condición	Descripción
5 a 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
20 a 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados
40 a 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes; y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja
80 a 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas; y algunas areniscas de grano fino
160 a 320	Resistencia muy alta	Cuarcitas; rocas ígneas densas de grano fino

Compresión triaxial



Comparación de las resistencias a la tensión obtenidas por diferentes métodos

Valores típicos de resistencia* a compresión simple,
a tensión y a cortante en laboratorio

Roca	Compresión simple	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	---
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	---
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	---
Carbón	5-50	2-5	---
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Gneis	50-200	5-20	---
Mármol	100-250	7-20	---
Pizarra	100-200	7-20	15-30

* Resistencia en MPa

entirely parallel, be sufficiently hard to resist yield which might induce tangential stresses. Failure should ideally appear as a clean break joining the lines of contact, and the tensile strength will be given by:

$$S_T = \frac{2W}{\pi dL} \tag{7.4}$$

where W is the applied load (applied at a rate of about 200 kg/min) and d, L are the dimensions of the core.

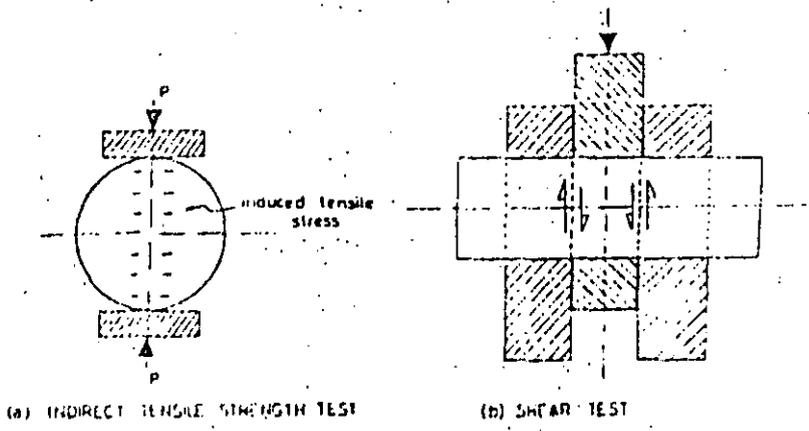


Figure 7.3 Laboratory strength tests.

This test can, in fact, be adapted for use with any shape of specimen, loaded in a similar way and although results tend to be scattered (Hiramatsu and Oka, 1966) they can give a reasonable approximation of tensile strength.

$$S_T = \frac{W}{D^2} \tag{7.5}$$

where D is the distance between the points of loading - which replaces the loading plane in a core test.

A simple uniaxial *shear strength* test (Figure 7.3b) can be performed by vertical loading of a horizontal core, supported at the ends. The test has unsatisfactory aspects since the core must fit smoothly and exactly into the retaining pieces, and also into the central loading piece for perfect results. The shear strength is given by half the breaking load divided by the core area since there are two shear fracture planes.

If the core is loaded axially this test may be adapted (Ortlepp, 1960) to give strengths in confinement. However, it is likely that, under such

frequency and resonance, E measured by this method will be dependent on specimen length. An alternative method using piezoelectric receivers (barium titanate and lead zirconate) can be used to obtain velocity values over a wider frequency range.

From E and ν , which are by their definition uniaxial constants and therefore relatively easily obtained, the other elastic constants may be calculated. In the unlikely event of a direct measurement being required, shear or triaxial tests can be adapted to give values for G , λ or K .

7.3 Laboratory Tests - Strength

The most important criterion of mechanical rock reaction is strength. The basic reason for any stress analysis is the prediction of failure - the point at which the applied stress equates to strength; this is the basis of laboratory strength tests. Initially there are three major strength parameters - uniaxial compressive, tensile and shear strength - the value of each being obtained from a one-inch core test.

The conventional *compressive strength* test is virtually identical to the stress/strain compression test taken to failure, except that the length of the core is normally 2.5 cm, equal to the diameter, instead of 5 cm. However, this is not important since the compressive strength (S_c) for any core length (L) can be related to the standard (S_{cs}) through:

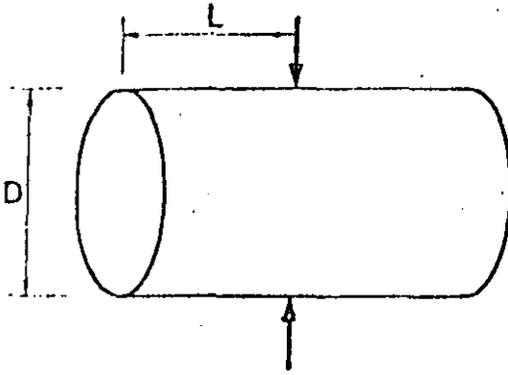
$$S_c = S_{cs} \left(0.8 + \frac{1}{2L} \right) \quad (7.3)$$

based on eqn (5.1), where L is the length of core in centimetres.

The one difficulty in the test is the estimation of the point of failure in weaker rocks. In hard brittle rocks, test failure is dynamic and spectacular. In weaker rocks it is more likely to be heralded by a rapid increase in strain rate.

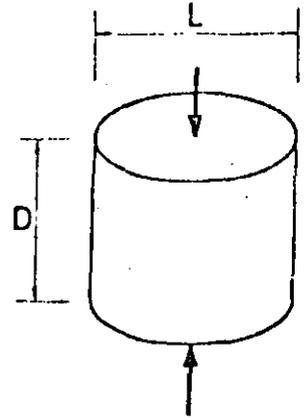
Tests for *tensile strength* can be based on the tensile stress/strain test. It has, however, been demonstrated that while satisfactory at low stresses there is always a danger of either eccentric loading or weakness planes due to machining, affecting failure levels at high loading rates. A more satisfactory test and one which more nearly simulates actual failure conditions is the *indirect* tensile strength test, sometimes known as the Brazilian test.

The test method (Figure 7.3.1) entails diametrical loading of a core so as to induce a uniform tensile stress over the diametrical plane through the core axis. It is essential that the loading platens, apart from being



$$L > 0.7 D$$

Fig. 2 (a)
Diametral test



$$\frac{D}{L} = 1.1 \pm 0.05$$

Fig. 2 (b)
Axial test

- 1.- Manual de diseño de Obras Civiles
Geotecnia
B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos
Comisión Federal de Electricidad
- 2.- Manual de diseño de Obras Civiles
Geotecnia
B.3.4. Pruebas de Campo y Laboratorio
Comisión Federal de Electricidad.
- 3.- Ingeniería de Cimentaciones
Peck-Hanson-Thornburn
Editorial Limusa
- 4.- Manual on Foundation Investigations
American Association of State Highway Officials
- 5.- Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos
SARH, 1970
- 6.- Annual book of ASTM Standards.
Part 19 Soil and Rock; Building Stones
1981
- 7.- Soil Testing for Engineers.
T. William Lambe
1951
- 8.- Laboratorio de Mecánica de Suelos
División de Estudios Superiores
Facultad de Ingeniería, UNAM.
1976
- 9.- Especificaciones para proyecto de obras
Petróleos Mexicanos
1975
- 10.- Suggested Methods for determining the uniaxial compressive
strength of rock materials and the point load strength index.
International Society for Rock Mechanics.
- 11.- Engineering Properties of Rocks
I. W. Farmer
SPON



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA
RESIDENCIA GENERAL DE TUNELES DE LA COMISION
DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO.

DISEÑO Y CONTRUCCION DE TUNELES

DEL 24 AL 29 DE JUNIO .

ALUMBRADO EN TUNELES

ING. JOSE BERUMEN GONZALEZ

HUIXQUILUCAN, EDO. DE MEXICO
JUNIO 1985.

TEMA : DISEÑO Y CONSTRUCCIONES DE TUNELES
 SUBTEMA : ALUMBRADO EN TUNELES

I N D I C E

I GENERALIDADES .

- 1.1 Niveles de iluminación .
- 1.2 Deslumbramiento
- 1.3 Normas y reglamentos .
- 1.4 Parámetros de diseño .
- 1.5 Selección de luminarios .
- 1.6 Normas y reglamentos .
- 1.7 Definiciones .

II ILUMINACION DIURNA Y NOCTURNA .

- 2.1 Iluminación diurna
 - 2.1.1 Zona de entrada ó umbral .
 - 2.1.2 Zona de transición .
 - 2.1.3 Zona central .
 - 2.1.4 Zona de salida .
- 2.2 Iluminación nocturna .

III ILUMINACION DE TUNELES CARRETEROS .

- 3.1 Reflectancia y color de calzada , paredes y techo .
- 3.2 Polvo y gases de los escapes .
- 3.3 Efecto de parpadeo .
- 3.4 Orientación visual .
- 3.5 Túneles cortos .
- 3.6 Selección de luminarios .

IV ILUMINACION DE TUNELES VARIOS .

IV.1 Iluminación para túnel del Metro .

IV.1.1 Selección de luminarias .

IV.2 Iluminación de túneles para FF.CC.

IV.3 Iluminación de túneles para minas .

IV.3.1 Selección de luminarias .

La iluminación en el caso de los túneles de carreteras es un problema que exige una atención particular y en todos los casos hay que prever en cada acceso la transición entre la iluminación artificial en el interior del túnel y la luz solar exterior , naturalmente para ello se utiliza la iluminación eléctrica .

1.1 Niveles de iluminación .

El ojo humano es un instrumento muy adaptable a los niveles luminosos , ya que con pequeños esfuerzos se puede leer un periódico a la luz de la luna y con cierta molestia se puede leer el mismo periódico a plena luz del sol . La luz de la luna proveería solamente 1/100 de pies - candela sobre la página , mientras que un sol de verano podría proveer 10,000 pies - candela , Esta es una variación de un millón a uno en el nivel de iluminación , sin embargo , no es aconsejable tratar de ver en condiciones críticas sobre una gama tan amplia de iluminación . En un día soleado de verano , a pocas personas les gustaría leer un libro como una iluminación de 10,000 pies - candela sobre la página , pero podrían leerlo comodamente a la sombra de un árbol , donde el nivel de iluminación sería aproximadamente 500 pies - candela .

En las aplicaciones de la iluminación es necesario considerar no sólo la cantidad de luz requerida sino también su calidad. Dos requisitos para obtener buena calidad de iluminación del deslumbramiento y la presencia de un adecuado agrado de contraste dentro de la tarea que se realiza .

La IES (Illuminating Engineering Society) recomienda en forma general y dependiendo de las características propias de cada uno de los túneles , los siguientes niveles de iluminación .

NIVELES DE ILUMINACION PARA TUNELES

VALOR	(FOOT-CANDLE)	LUXES
MINIMO	3	30
MEDIO	10	100
MAXIMO	15	150
LUNA	1	10
SOL	10000	100000

DATOS OBTENIDOS DEL IES

DES L U M B R A M I E N T O

Deslumbramiento :

$$\text{Contraste} = \frac{\text{Nivel alto}}{\text{Nivel bajo}}$$

Efectos del deslumbramiento .

- 1.- Que distrae
- 2.- Que molesta
- 3.- Que incapacita

Se llama deslumbramiento al efecto producido por el contraste de niveles de iluminación alto y bajo que causa molestias al ojo humano .

El deslumbramiento que distrae , deslumbramiento molesto y deslumbramiento que incapacita , son los efectos más comunes . Cada uno de estos puede ser producido directamente como resultado del brillo directo de una lámpara ó en la forma de una imagen reflejada en una superficie . El deslumbramiento que distrae hace que se aparte la vista del trabajo y se dirija hacia la fuente de deslumbramiento , este fenómeno debe ser eliminado o evitado (ver capítulo IV) .

El deslumbramiento molesto es algo más bien personal, y la reacción de las personas a una situación de deslumbramiento , varia ampliamente . Se han hecho extensas investigaciones a fin de determinar la línea divisoria entre comodidad e incomodidad .

El deslumbramiento incapacitante impide la realización de una tarea , en la forma que debe ser hecha . Como éste deslumbramiento es objetivo no hay variación apreciable en la reacción de los individuos .

1.3 Concepción Visual .

Los factores de tamaño y contraste son inherentes al trabajo visual que se realiza y dentro de ciertos límites, el tiempo de visión puede ser considerado dentro de esta misma. La iluminación es resultado de la luz en una área y sus alrededores dentro del campo de visión , y puede ser controlada dentro de amplios límites variando la cantidad y distribución de la luz .

Es comúnmente aceptado el hecho de que existe una degeneración de las funciones corporales con la edad . Los ojos no son la excepción , pero nunca dos ojos serán iguales . la degeneración de la visión con la edad puede ser atribuida a varios factores , por lo tanto debe considerarse el proporcionar un nivel de iluminación-adequado para compensar esta pérdida en la capacidad visual . -- Asimismo , la función de acomodación que consiste en el ajuste del lente del ojo para fijar el objeto a una cierta distancia , - va cambiando con respecto a la edad , ya que el lente tiende a - aplanarse permanentemente . La habilidad de un ojo adulto ó jo - ven , normal o sub-normal a la acomodación , se mejora con el in - cremento en la iluminación .

Existen además otros factores que muestran un deterioro con la - edad , tales como la agudeza visual, la velocidad de visión , la habilidad para detectar movimientos perimetráles , la habilidad - para ver sobre cambios rápidos de niveles de iluminación y la re - sistencia al brillo .

1.4 Parámetros de diseño.

El objeto básico de la iluminación de túneles es el de adecuar - una visibilidad confortable tanto de día como de noche . Algunos de los parámetros de diseño en la iluminación de túneles son :

- a) Minimizar el " efecto de hoyo negro " a la entrada del tú-
nel .
- b) Conseguir un nivel de iluminación adecuado en las zonas de
entrada de transición central y transición de salida del tú-
nel (ver figura No. 1) .
- c) la localización y alineación de las fuentes de iluminación.
- d) Evitar los deslumbramientos .

TUNEL LOCALIZACION DE ZONAS

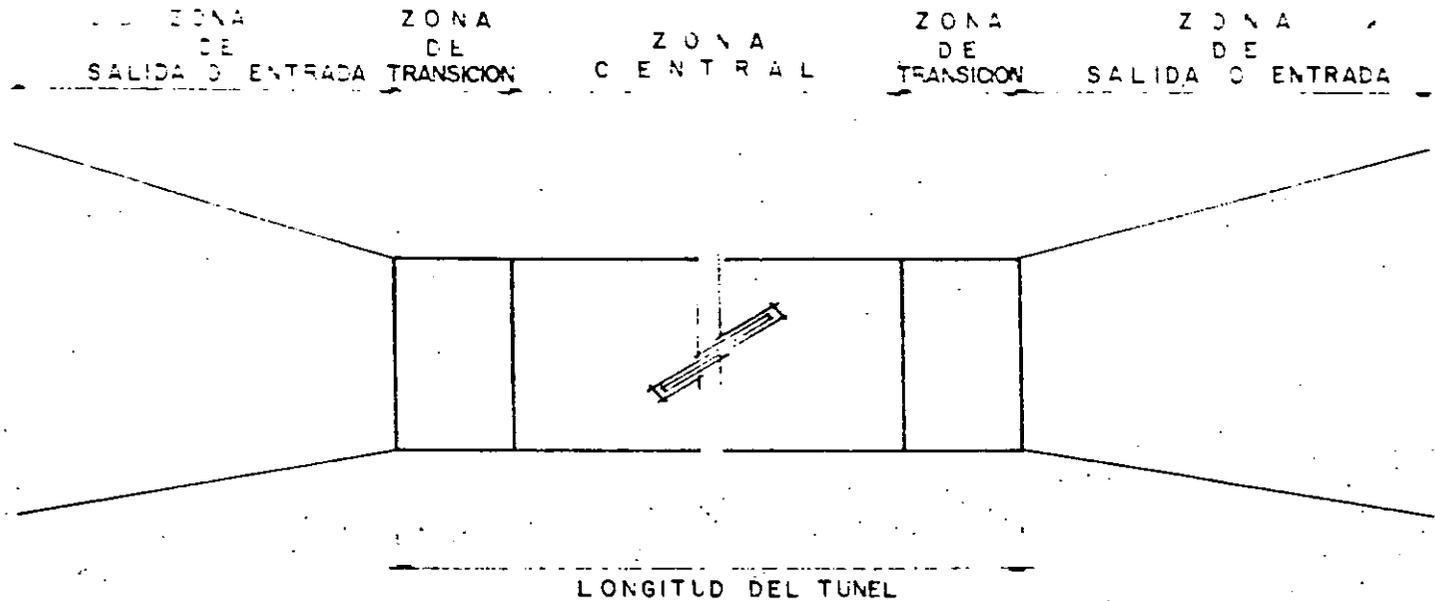


FIGURA N° 1

NOTA : PARA LONGITUDES DE CADA ZONA
VER FIGURA N° 3

- e) Evitar el efecto de parpadeo .
- f) Alcanzar la reflectancia en el revestimiento del túnel , ---
(acabados) .
- g) Señalamiento propio y señales luminosas .
- h) Color agradable en contraste con el revestimiento del túnel .

1.5 Selección de luminarios .

Es preciso que las lámparas para iluminación de túneles tengan las siguientes características :

- a) Alta eficacia .
- b) Larga vida .

Las luminarias en términos generales deben ser :

- a) Robustas con un riesgo mínimo de daño, tanto por el tráfico como por la limpieza .
- b) A prueba de agua y resistentes a los materiales de limpieza y gases producto de la combustión de los motores de los vehículos que circulan por el interior .
- c) De fácil acceso y mantenimiento .
- d) En áreas riesgosas (túneles de minas) los luminarios deben ser a prueba de explosión de acuerdo a la clasificación de áreas .

Dentro de las normas y reglamentos nacionales e internacionales podemos --
citar :

IES Illuminating Engineering Society .

ANSI : American National Standard Institute

CIE : Comisión Internacional de Iluminación .

NEMA : National Electric Manufactures Association .

SMII Sociedad Mexicana de Ingeniería en Iluminación .

NTIE : Normas Técnicas para Instalaciones Eléctricas (SEPAFIN
 hoy SECOFIN) .

- Flujo Luminoso : Es la luz que emite una fuente luminosa y se mide en lúmenes .
- Lúmen : Es la cantidad de flujo luminoso que incide sobre una superficie .
- Lux . Es la cantidad de lúmenes por metro cuadrado .
- Pie - Candela . Es la cantidad de iluminación en un punto dado (un pie-candela equivale a --- 10.76 luxes) .
- Candela : Es la intensidad luminosa de una vela de cera corriente que arde bajo ciertas condiciones determinadas .
- Luminancia : Intensidad luminosa de una superficie en una dirección dada por unidad de --- área proyectada por la misma (brillo) su unidad es la candela por metro cuadrado .

2.1 Iluminación Diurna .

2.1.1 Zona de entrada o umbral .

El conductor que se acerca a la entrada de un túnel durante el día, ha de adaptar sus ojos del alto nivel de iluminación que prevalece en el exterior , a la iluminación del interior , por consiguiente , si el túnel es largo y el nivel de iluminación dentro de él es mucho más bajo que el de fuera , el túnel se presenta como un agujero negro con lo que no será visible ningún detalle de su interior (ver figura No. 2) .

Para hacer visibles los obstáculos dentro del túnel hay que aumentar el nivel de iluminación de su entrada , es to es , en la zona de umbral . El nivel requerido en esta zona depende del nivel exterior que en un día soleado -- puede alcanzar 8000 cd/m^2 (Este valor es equivalente a 100,000 luxes) .

La longitud de la zona de umbral depende principalmente de la distancia a la cual debe ser visible un objeto crítico , lo que depende de la velocidad permitida dentro del túnel . En la práctica , la longitud de la zona de umbral es de 40 a 80 metros para velocidades entre 50 y 100 Km/hr.

Una alternativa al aumento del nivel de iluminación " dentro " de la entrada , es crear una zona de umbral fuera del túnel utilizando rejillas . Estos tonizadores contruidos en la zona más próxima de la entrada del túnel , controlan la cantidad de luz diurna que llega a la calzada , con lo que se logra el nivel de iluminación deseado . Estas rejillas, deben construirse de forma que la luz directa del sol no pueda producir sombras molestas en la calzada .

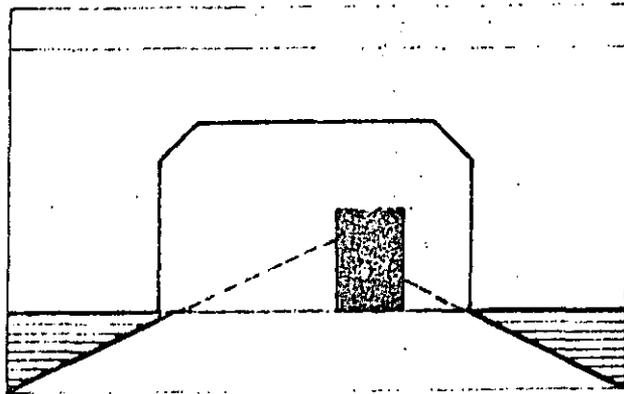


FIG. No. 2

EFFECTO DE "AGUJERO NEGRO" A LA ENTRADA DE UN TUNEL LARGO.

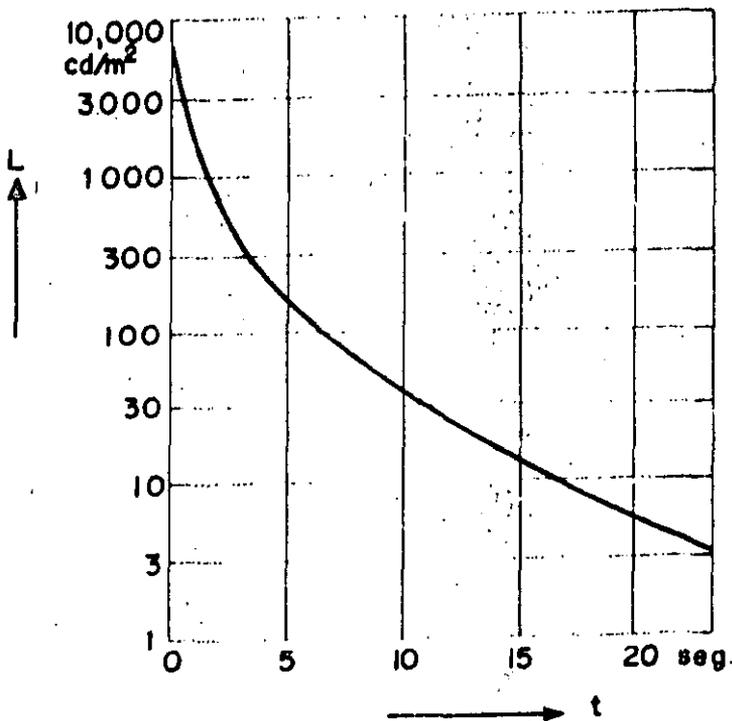


FIG. No. 3

RELACION ENTRE TIEMPO DE ADAPTACION "t" Y LUMINANCIA "L".

El conductor que entra en un túnel necesita cierto tiempo para que sus ojos se adapten a un nivel inferior de iluminación . Por consiguiente , es preciso que la transición del nivel más alto al más bajo reinante en el túnel , se haga gradualmente .

Los ensayos realizados han demostrado que un 75% de los conductores consideran aceptable un período de aproximadamente 15 segundos para una transición de 8000 cd/m^2 (luminancia de luz diurna) , Utilizando la curva de la figura No. 3 y sabiendo la velocidad del tráfico , se puede calcular el gradiente ideal de iluminación para cualquier túnel .

La figura No. 4 muestra el gradiente de luminancia calculada para una velocidad de 75 Km/hr.

2.1.3 Zona Central .

En túneles largos , a la zona de transición (adaptación) sigue otra en la que el nivel de iluminación se mantiene constante . En ésta zona la adaptación ha de estar forzadamente terminada y es necesario proveerla de un nivel de iluminación lo suficientemente elevado para poder apreciar objetos en el interior del túnel. La experiencia lograda en túneles existentes , revela que un mínimo de 15 cd/m^2 es recomendable para la iluminación media de las calzadas en esta zona. Para túneles muy largos ó con un límite de velocidad muy bajo (20 Km/hr), es aceptable una iluminación de 5 a 10 cd/m^2 , mientras que para velocidades altas (80 Km/hr) el nivel debe subir a 25 cd/m^2 .

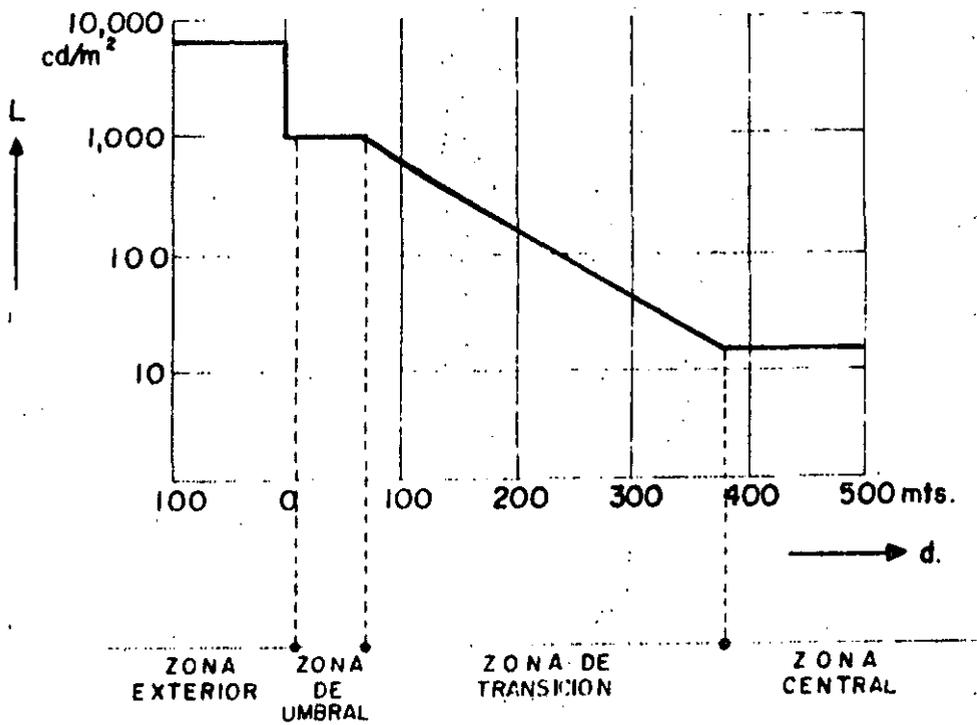


FIG. No 4

GRADIENTE DE LUMINANCIA RECOMENDADO EN TUNEL PARA VEHICULOS CON VELOCIDAD DE 75 Km/h.

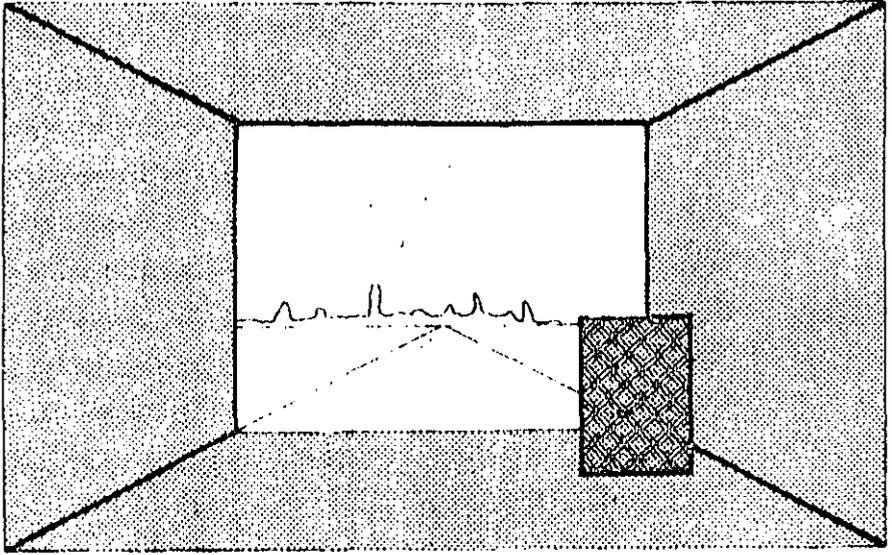
Durante el día , la salida de un túnel se presenta al conductor que se encuentra dentro como un agujero brillante contra el cual los obstáculos son claramente visibles como siluetas . Este efecto de silueta puede acentuarse -- (ver figura No. 5) , dando a las paredes una alta reflectancia .

Puesto que la adaptación de un nivel bajo de iluminación a otro mayor, se efectúa rápidamente , las exigencias -- de la iluminación de la zona de salida son mucho más severas que las de la zona de entrada . Hay sin embargo , - una ventaja al hacer la iluminación de salida simétrica con la de la entrada , sobre todo en túneles de 2 sentidos de circulación .

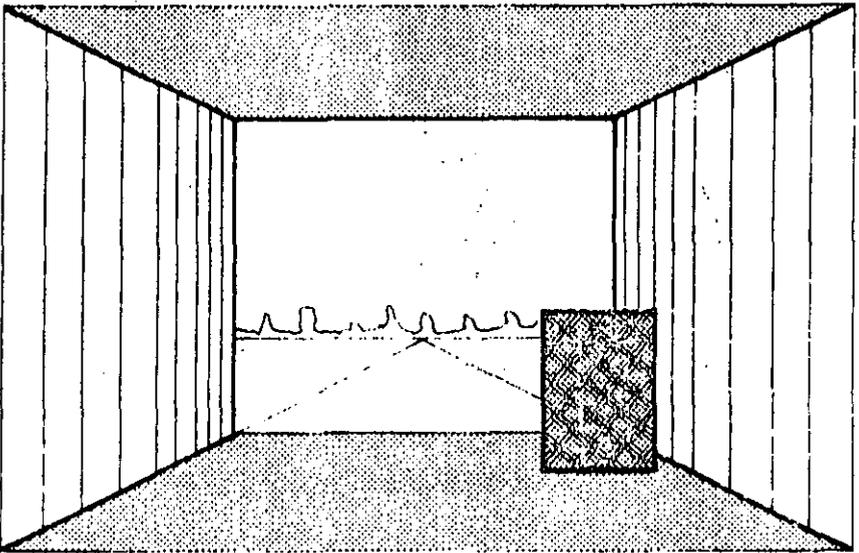
2.2 Iluminación nocturna .

En cuanto a los requerimientos del alumbrado durante las horas - de la noche , la situación es inversa a la de las horas del día . El nivel de iluminación fuera del túnel es menor que el de dentro y el problema de adaptación al agujero negro puede aparecer en la salida . No habrá dificultades mientras la relación entre la iluminación dentro del túnel y fuera de él sea menor de 3 a 1 . Esta condición no se logra , si la iluminación del túnel sigue funcionando con la misma intensidad durante la noche . El alumbrado - adicional instalado en las distintas zonas para cubrir las exigencias de la luz diurna debe apagarse y la iluminación restante reducirse en número para lograr una luminancia media de 3 cd/m^2 en toda la longitud del túnel .

Las vías de salida con poca iluminación deben equiparse con una instalación de alumbrado aceptable en una longitud de unos 200 - metros desde las salidas del túnel, para ayudar a la adaptación de los ojos del conductor .



(a)



(b)

FIG. No. 5

EFFECTO DE SILUETA EN LA ZONA DE SALIDA "a",
QUE PUEDE SER ACENTUADO POR PAREDES CLARAS "b".

3.1 Reflectancia y color de calzada , paredes y techo .

Para obtener un nivel alto de iluminación dentro del túnel lo — más económicamente posible , la calzada y las paredes deben tener un alto grado de reflectancia. Para una buena orientación visual, es deseable que haya una pequeña diferencia de iluminación ó color entre la calzada y las paredes . Deben evitarse superficies con reflexión especular . Para las paredes se recomienda un color pastel suave como , por ejemplo, un verde claro con un acabado de material fácil de limpiar . ver tabla de coeficiente de absorción y reflexión .

3.2 Polvo y gases de los escapes .

El tráfico que atraviesa un túnel acarrea gran cantidad de polvo, además de que los gases del escape de los vehículos contienen — cantidades grandes de partículas de carbón sin quemar . Estas nubes de partículas reducen la agudeza visual en el túnel. Este efecto puede compensarse en parte con un alto nivel de iluminación , Pero hay que establecer una buena ventilación para eliminar tales concentraciones rápidamente . Además de que éstas concentraciones de polvo y gases de escape reducen la visibilidad, producen un rápido ensuciamiento de la superficie dentro del túnel . Este ensuciamiento causa un deterioro del flujo luminoso, — efecto que puede remediarse únicamente con una frecuente limpieza de paredes y luminarias .

3.3 Efectos de parpadeo .

Cuando las fuentes luminosas están montadas en filas discontinuas , puede producir parpadeo en los ojos del conductor . El parpadeo lo produce la luz emitida por las luminarias mismas y sus reflexiones en superficies brillantes , como la capota del propio coche ó la parte trasera del vehículo precedente . El ---

TABLA DE COEFICIENTES DE ABSORCION Y REFLEXION

COLORES EN LOS TECHOS	ABSORCION %	REFLEXION %
BLANCO	15 - 20	80 - 85
MARFIL	20 - 30	70 - 80
CREMA	30 - 35	65 - 70
AMARILLO PALIDO	35 - 40	60 - 65
AMARILLO	40	60
ROSA	40	60
VERDE CLARO	40	60
GRIS CLARO	40 - 45	55 - 60
GRIS	50 - 65	35 - 50
ANARANJADO	55	45
ROJO PALIDO	60 - 65	35 - 40
ROJO LADRILLO	65 - 70	30 - 35
VERDE OSCURO	70 - 80	20 - 30
AZUL OSCURO	80 - 85	15 - 20
CAOBA	88 - 92	8 - 12
NEGRO	95 - 98	2 - 5

EN MUROS ES :

BASTANTE CLARA	50 %
MEDIA	30 %
OBSCURA	10 %

grado de molestia para un conductor depende del número de parpadeos por segundo (frecuencia de parpadeo) y de la amplitud relativa a los picos de luminancia . El parpadeo puede eliminarse montando las luminarias en filas continuas siendo la única condición que cada una de las luminarias no tenga variaciones bruscas en sus curvas de distribución luminosa .

3.4 Orientación visual .

Es fácil conseguir una orientación visual a lo largo del túnel , colocando las fuentes luminosas según una disposición lógica . Es aconsejable instalar por lo menos una línea continua de fuentes luminosas en cada sentido del flujo del tráfico , haciendo coincidir los ejes longitudinales de las luminarias con el eje del túnel ; se consigue una mayor guía visual .

3.5 Túneles cortos .

Para fines de alumbrado , se define como corto un túnel en el que sin tráfico la salida y sus alrededores son claramente visibles desde un punto situado fuera de la entrada a él . Para el conductor que se acerca a un túnel corto, este aparecerá en su campo de visión como un marco oscuro con un centro brillante de la longitud de este marco, visto en perspectiva , depende que un obstáculo sea visible ó no , en silueta , contra el alto nivel de iluminación de la salida (ver figura No. 6) .

Un túnel puede tener hasta 50 metros de largo sin que necesite alumbrado durante las horas del día (dependiendo del ancho) . Por otra parte , si un túnel corto no es al mismo tiempo recto ó si el tráfico es muy intenso , el efecto de silueta es menos marcado y puede ser necesaria una iluminación artificial aún durante las horas del día .

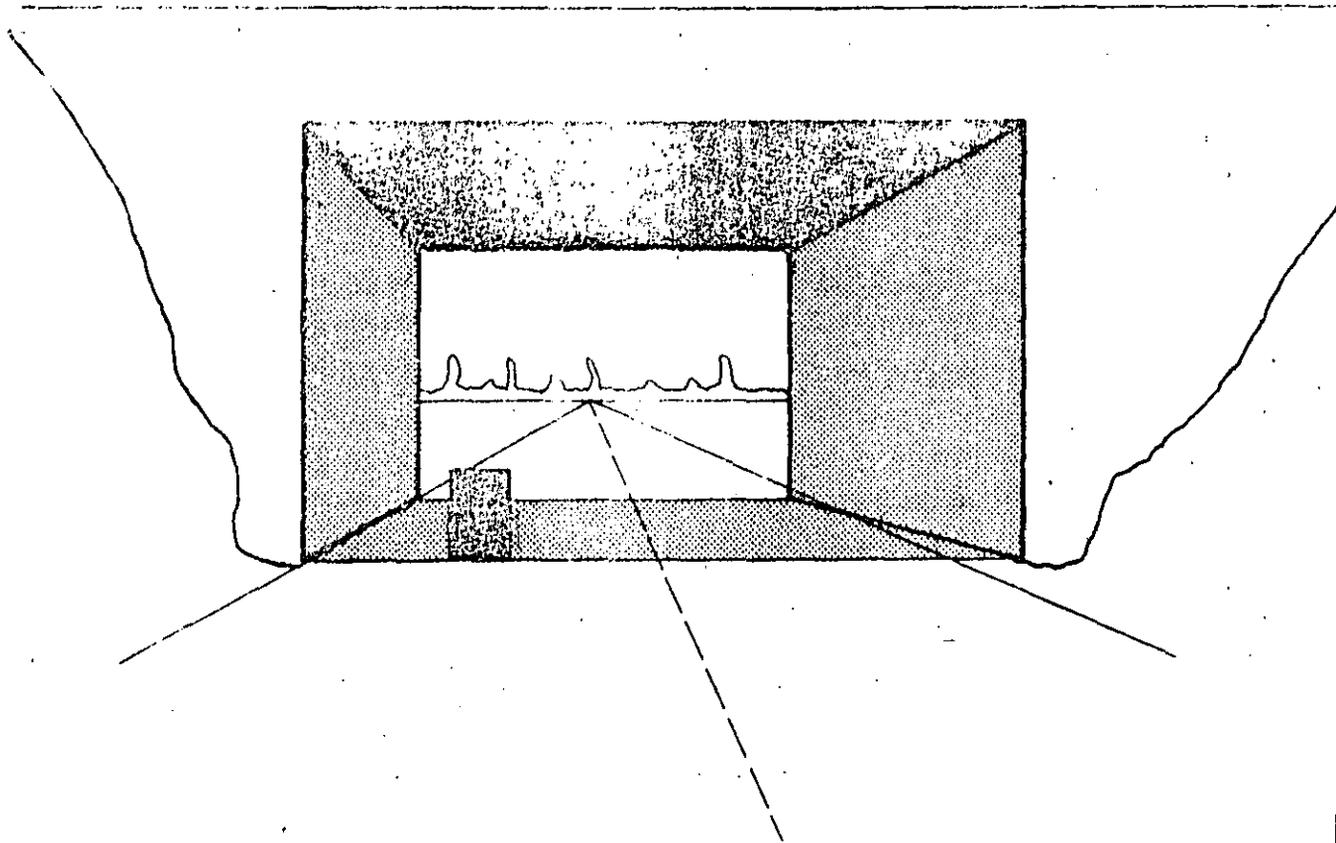


FIG. No. 6

UN TUNEL CORTO, EN EL CUAL SE PERCIBE UN
OBJETO EN SILUETA.

Basándose en el punto 1.5 se han escogido como fuentes luminosas las lámparas fluorescentes y los de vapor de sodio alta presión, por sus características de eficiencia y alta duración .

Los luminarios fluorescentes tiene la virtud de tener un costo inicial relativamente bajo (1/3 del costo del V.S.A.P.) y por sus características dimensionales facilitan la formación de tiras luminosas .

Los luminarios a base de V.S.A.P. aumentan el costo inicial - pero desde el punto de vista luminoso a una potencia constante - nos proporcionan más del doble del nivel luminoso con una duración que alcanza valores hasta 4 veces el nivel de vida del alumbrado fluorescente lográndose considerables a largo plazo y en su propio mantenimiento .

Con referencia a su instalación y dependiendo de las dimensiones del túnel, se han escogido los muros laterales para una mejor -- guía visual, además de facilitar las operaciones de montaje y de mantenimiento .

Cuando las dimensiones en lo ancho del túnel así lo requieran -- (más de 30 metros) , será necesario considerar alumbrado adicional en la parte superior del túnel .

Tomando como base lo antes descrito el espaciamiento y la cantidad de lámparas estará en función de los niveles de iluminación recomendados para las diferentes velocidades y densidades del tráfico sin olvidar que debemos aumentar los niveles de iluminación en las zonas de umbral y transición mientras que en la parte central podemos tener una mayor separación de luminarios .

4.1. Iluminación de túneles del Metro

La iluminación de los túneles del Metro deberá cumplir con todos y cada uno de los requisitos de los túneles carreteros en sus diferentes zonas, ya que podemos considerar los umbrales del túnel como los accesos a las estaciones, teniendo en las cercanías de estas las llamadas zonas de transición y la parte media tendrá un tratamiento similar a la de un túnel carretero con la salvedad de que en estos casos los niveles luminosos de las estaciones -- nunca serán comparables a los proporcionados por la luz del sol (andén = 300 luxes, túnel = 10 luxes, sol ; 100 000 luxes). -- Por otro lado podría considerarse debido al bajo nivel de iluminación en un túnel del metro, que éste podría omitirse, tal aseveración puede reforzarse por las condiciones de que el conductor del convoy dentro de sus funciones no necesita dar la característica de dirección, ya que ésta se hace por medio de la barra -- guía y de las ruedas metálicas, por lo que no es necesario un nivel luminoso elevado durante la conducción, sin embargo siempre es necesario mantener un nivel luminoso entre 10 y 15 luxes en el interior del túnel por las condiciones de seguridad en caso de evacuación de un convoy en una interestación sin olvidar las operaciones de mantenimiento de las vías y en general del que se hace periódicamente durante las noches.

En algunos casos, cuando el metro pasa de un tramo subterráneo a un tramo superficial ó viceversa podríamos considerar estrictamente las recomendaciones para zonas de transición.

4.1.1 Selección de luminarios.

Los luminarios seleccionados para los túneles del Metro son a base de lámparas fluorescentes colocadas en los muros del túnel en un arreglo alternativo (tres - bolillo) con una separación aproximada de 20 metros.

Por tratarse del metro, donde se exige un alto índice de seguridad los tramos superficiales y elevados reciben el mismo trato que un tramo subterráneo, desde el punto de vista iluminación, dando realce a zonas de aparatos de vía, ruptores de emergencia, tableros de control, telefonía y dispositivos eléctricos de tracción.

4.2 Iluminación túneles de FF.CC.

La iluminación de túneles de ferrocarril se ve simplificada de la iluminación de túneles del metro ya que únicamente debemos tomar en cuenta la iluminación de las zonas de umbral y de transición haciendo caso omiso del alumbrado en la zona central, siempre y cuando no se tenga una zona de maniobras donde se requiera hacer cambios de vía ó zonas donde se tenga constante acceso de personal a pie.

4.3 Iluminación de túneles para minas.

La iluminación para túneles de minas debe tener un nivel luminoso similar (no debe ser menor de 50 luxes) al de un túnel carretero para alta velocidad debido al tráfico de personas y al trabajo que estas desarrollan dentro de un medio ambiente con exceso de polvo, aire enrarecido, humedad excesiva y posiblemente emanaciones de gases peligrosos.

En el caso de las minas al igual que en el caso del metro ó en túneles carreteros que por su importancia así lo requieren además de las fuentes normales de abastecimiento de energía eléctrica deben considerarse fuentes auxiliares o sistemas de emergencia para el caso de siniestros ó fallas en el suministro normal.

4.3.1 Selección de luminarias .

Debido a las condiciones ambientales diversas que presentan este tipo de túneles sumado a los riesgos de emanaciones de gases venenosos o explosivos o a la acumulación de polvos riesgosos como puede ocurrir en una mina de carbón , la selección de los luminarios es un factor de vital importancia por la seguridad a los bienes y vidas humanas por lo que deben seleccionarse cuidadosamente de acuerdo a las normas y reglamentos aplicables a cada área . De acuerdo a las normas técnicas para instalaciones eléctricas editadas por la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial hoy SECOFIN tenemos la siguiente clasificación para lugares peligrosos :

CLASE I.- Lugares en los cuales puede encontrarse en el aire una cantidad de gases o vapores inflamables suficientes para producir mezclas o explosivos .

CLASE II .- Lugares que son peligrosos a causa de la presencia de pelusas o fibras fácilmente inflamables .

Esta clasificación de áreas ha sido cuidadosamente estudiada por los fabricantes de equipo eléctrico quienes a través de su agrupación designada como NEMA en los Estados Unidos de Norte América han fabricado equipo especial para estos usos y construido de acuerdo a las designaciones NEMA 7 y NEMA 8 que con sus variantes cubren todos los requisitos de los túneles .