

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE, 1985

- 1.- M. EN I. JORGE ALBARRAN  
GERENTE DE SERVICIOS DE INGENIERIA  
GEOSISTEMAS, S.A.  
ANICETO ORTEGA No. 1306  
COL. DEL VALLE  
C.P. 03100  
MEXICO, D.F.  
TEL. 524-03-46
  
- 2.- ING. EDUARDO ANAYA MORA  
JEFE DE PROYECTO  
GEOSISTEMAS, S.A.  
ANICETO ORTEGA No. 1306  
COL. DEL VALLE  
C.P. 03100  
MEXICO, D.F.  
TEL. 534-37-20
  
- 3.- ING. FERNANDO AREAN C.  
DIRECTOR GENERAL  
EMPRESAS CONSULTORAS, S.A. DE C.V.  
SAN FRANCISCO No. 1626-1° PISO  
MEXICO, D.F.  
TEL. 534-23-94 524-61-23
  
- 4.- M. EN I. RAUL CUELLAR BORJA  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
RODANO No. 14  
MEXICO, D.F.  
TEL. 536-64-04 Ext. 233 y 231
  
- 5.- M. EN I. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO  
PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE  
MECANICA DE ROCAS Y ASESOR TECNICO DE  
LA EMPRESA EXYCO, S.A.  
MAGDALENA No. 37-101  
COL. DEL VALLE  
MEXICO, D.F.  
TEL. 523-63-82

- 6.-           ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO  
              GERENTE DE MAQUINARIA  
              GUERRA, S.A. DE C.V.  
              GRAL. MENDEZ No. 19  
              EXICO, D.F.  
              TEL. 271-24-00
- 7.-           ING. LUIS GONZALEZ SICILIA  
              DIRECTOR TECNICO  
              TRITURADOS BASALTICOS, S.A.  
              BOSQUE DE CIRUELOS No. 130  
              MEXICO, D.F.  
              TEL. 596-63-23
- 8.-           ING. EDUARDO HJORT DELGADO  
              JEFE DE SECCION  
              GEOSISTEMAS, S.A.  
              ANICETO ORTEGA No. 1306 y 1310  
              COL. DEL VALLE  
              03100 MEXICO, D.F.  
              TEL. 534-37-20 EXT. 24
- 9.-           ING. RUBEN OCHOA TORRES  
              JEFE DE PROYECTO  
              DPTO. DE PROYECTO GEOMETRICO  
              INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE  
              METROPOLITANO, S.A.  
              CALZ. LEGARIA No. 252  
              MEXICO, D.F.  
              TEL. 399-69-22 EXT. 150
- 10.-          ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ  
              GERENTE GENERAL  
              EXYCO, S.A.  
              MAGDALENA No. 37-101  
              COL. DEL VALLE  
              03100 MEXICO, D.F.  
              TEL. 523-63-82



11.-

ING. ARNE SAMUELSON  
CONSULTOR INDEPENDIENTE

12.-

ING. JUAN J. SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO  
ASESOR TECNICO  
SOLUM, S.A.  
MINERIA No. 145 - ENT. 2-1er PISO  
COL. ESCANDON  
MEXICO, D.F.  
TEL. 660-35-96

13.-

ING. LUIS VIEITEZ UTESA  
CONSULTOR PRIVADO  
DIR. TECNICA, GRUPO ICA.  
LEGARIA No. 252  
COL. PENSIL  
MEXICO, D.F.  
TEL. 527-87-74

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

- 1.- M. EN I. JORGE ALBARRÁN  
GERENTE DE SERVICIOS DE INGENIERIA  
GEOSISTEMAS, S.A.  
ANICETO ORTEGA No. 1306  
COL. DEL VALLE  
C.P. 03100  
MEXICO, D.F.  
TEL. 524-03-46
  
- 2.- ING. EDUARDO ANAYA MORA  
JEFE DE PROYECTO  
GEOSISTEMAS, S.A.  
ANICETO ORTEGA No. 1306 -  
COL. DEL VALLE  
C.P. 03100  
MEXICO, D.F.  
TEL. 534-37-20
  
- 3.- ING. FERNANDO AREAN C.  
DIRECTOR GENERAL  
EMPRESAS CONSULTORAS, S.A. DE C.V.  
SAN FRANCISCO No. 1626-1° PISO  
MEXICO, D.F.  
TEL. 534-23-94 524-61-23
  
- 4.- M. EN I. RAUL CUELLAR BORJA  
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
RODANO No. 14  
MEXICO, D.F.  
TEL. 536-64-04 Ext. 233 y 231
  
- 5.- M. EN I. ROLANDO DE LA LLATA ROMERO  
PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE  
MECANICA DE ROCAS Y ASESOR TECNICO DE  
LA EMPRESA EXYCO, S.A.  
MAGDALENA No. 37-101  
COL. DEL VALLE  
MEXICO, D.F.  
TEL. 523-63-82

- 6.-           ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO  
              GERENTE DE MAQUINARIA  
              GUERRA, S.A. DE C.V.  
              GRAL. MENDEZ No. 19  
              EXICO, D.F.  
              TEL. 271-24-00
- 7.-           ING. LUIS GONZALEZ SICILIA  
              DIRECTOR TECNICO  
              TRITURADOS BASALTICOS, S.A.  
              BOSQUE DE CIRUELOS No. 130  
              MEXICO, D.F.  
              TEL. 596-63-23
- 8.-           ING. EDUARDO HJORT DELGADO  
              JEFE DE SECCION  
              GEOSISTEMAS, S.A.  
              ANICETO ORTEGA No. 1306 y 1310  
              COL. DEL VALLE  
              03100 MEXICO, D.F.  
              TEL. 534-37-20 EXT. 24
- 9.-           ING. RUBEN OCHOA TORRES  
              JEFE DE PROYECTO  
              DPTO. DE PROYECTO GEOMETRICO  
              INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE  
              METROPOLITANO, S.A.  
              CALZ. LEGARIA No. 252  
              MEXICO, D.F.  
              TEL. 399-69-22 EXT. 150
- 10.-          ING. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ  
              GERENTE GENERAL  
              EXYCO, S.A.  
              MAGDALENA No. 37-101  
              COL. DEL VALLE  
              03100 MEXICO, D.F.  
              TEL. 523-63-82

11.-

ING. ARNE SAMUELSON  
CONSULTOR INDEPENDIENTE

12.-

ING. JUAN J. SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO  
ASESOR TECNICO  
SOLUM, S.A.  
MINERIA No. 145 - ENT. 2-1er PISO  
COL. ESCANDON  
MEXICO, D.F.  
TEL. 660-35-96

13.-

ING. LUIS VIEITEZ UTESA  
CONSULTOR PRIVADO  
DIR. TECNICA, GRUPO ICA.  
LEGARIA No. 252  
COL. PENSIL  
MEXICO, D.F.  
TEL. 527-87-74

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
30 DE SEPTIEMBRE AL 4 DE OCTUBRE

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
LUNES 30	9.00 a 9.15 h	Introducción	Ing. Luis Vieitez Utesa
	9.15 a 11.15 h	Diseño Geométrico	Ing. Rubén Ochoa Torres
	11.30 a 13.30 h	Geología	M. en I. Rolando de la Llata Ing. José Luis Rosas
	15.00 a 19.00 h	Exploración, Muestreo y Ensayes Geotécnicos	Ing. Jorge A. Albarrán Ascencio
MARTES 1º	9.00 a 13.30 h	Diseño de Túneles en Suelos Blandos y Firmes	Ing. Luis Bernardo Rodríguez
	15.00 a 19.00 h	Diseño de Túneles en Roca	Ing. Raúl Cuéllar Borja
MIÉRCOLES 2	9.00 a 13.30 h	Análisis de Zonas Particulares e Instrumentación	Ing. Eduardo Anaya Mora Ing. Eduardo Hjort Delgado
	15.00 a 19.00 h	Métodos y Equipos de Construcción y Revestimiento en Roca	Ing. Luis González Sicilia
JUEVES 3	9.00 a 11.00 h	Perforación con Máquinas de Corte Integral y de Corte Selectivo	Ing. Jorge Gamboa Chaparro
	11.15 a 13.30 y 15.00 a 16.30 h	Construcción en Suelos por Métodos Convencionales y con Escudos	Ing. Juan J. Schmitter Martin del C.
	16.45 a 19.00 h	Ventilación	Ing. José Berumen González
VIERNES 4	9.00 a 13.30 h	Supervisión y Control de Obra	Ing. Fernando Arean Carrillo
	15.00 a 19.00 h	Mesa Redonda y Ceremonia de Clausura	Maestros e Invitados

DOCENTE

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

FECHA: DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 4 DE OCTUBRE DE 1985

CONFERENCISTA		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD
1	ING. LUIS VIEITEZ UTESA				
2	ING. RAMON CUESTA LEDEZMA				
3	M. EN I. ROLANDO DE LA LLATA				
4	ING. JOSE LUIS ROSAS				
5	ING. JORGE A. ALBARRAN ASCENCIO				
6	ING. LUIS BERNARDO RODRIGUEZ				
7	ING. RAUL CUELLAR BORJA				
8	ING. EDUARDO ANAYA MORA				
9	ING. EDUARDO HJORT DELGADO				
10	ING. LUIS GONZALEZ SICILIA				
11	ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO				

DOCENTE

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

FECHA: 30 DE SEPTIEMBRE AL 4 DE OCTUBRE DE 1985

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
12	ING. JUAN J. SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO				
13	ING. JOSE BERUMEN GONZALEZ				
14	ING. FERNANDO AREAN CARRILLO				

CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

FECHA: 30 DE SEPTIEMBRE AL 4 DE OCTUBRE DE 1985

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
	INTRODUCCION				
2	DISEÑO GEOMETRICO				
3	GEOLOGIA				
4	EXPLORACION, MUESTREO Y ENSAYES GEOTECNICOS				
5	DISEÑO DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y F.				
6	DISEÑO DE TUNELES EN ROCA				
7	ANALISIS DE ZONAS PARTICULARES E INSTRUMENTACION				
8	METODOS Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION Y REVESTIMIENTO EN ROCA				
9	PERFORACION CON MAQUINAS DE CORTE INTEGRAL Y DE CORTE SELECTIVO				
10	CONSTRUCCION EN SUELOS POR METODOS CONVENCIONALES Y CON ESCUDOS				
11	VENTILACION				





## 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, MIERCOLES 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:

---

---

---

## DISEÑO GEOMETRICO DE TUNELES

### CUESTIONARIO:

- 1.- Defina cuales son las funciones de una lumbrera y como se determina su diámetro.
- 2.- ¿ De qué depende el dimensionamiento de una sección de túnel ?
- 3.- ¿ Qué entiende por una zona de encapillado en tuneles ?
- 4.- ¿ Cuáles son las condicionantes que determinan la utilización de una sección de túnel de Metro en un tramo determinado ?
- 5.- Describa brevemente como se realiza el control de la geometría de tuneles en construcción.

# CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

Coordinador: ING. Luis Vieitez Utesa

CAPÍTULO: ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES

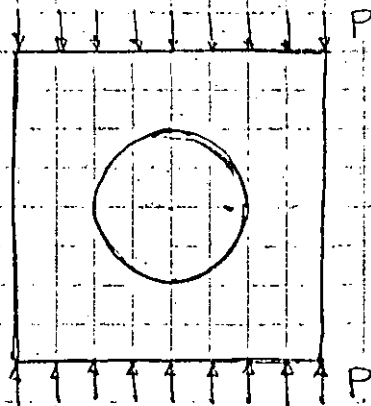
## SUBTERRANEAS Y DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE TUNELES

Por: Raúl Cuéllar Borja

### Preguntas:

1.- ¿ Puede usted indicar como varían los esfuerzos (verticales y horizontales) internos en un macizo rocoso homogéneo e isotrópico, bajo la acción de su propio peso?

2.- ¿ Cuanto vale la concentración de esfuerzos tangenciales de compresión y tensión alrededor de un túnel circular para un estado unidireccional de esfuerzos de compresión?



3.- ¿ Cuanto vale el esfuerzo tangencial en un cilindro de pared delgada bajo presión interior?

CURSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TÚNELES".

PREGUNTAS SOBRE EL TEMA DE  
ANALISIS DE ZONAS PARTICULARES

Ing. Eduardo Hjort Delgado

- 1.- ¿Cuáles son las zonas particulares en túneles que requieren de un análisis de estabilidad específico?
- 2.- ¿Qué alternativas existen para mejorar la estabilidad de la frente de la excavación?
- 3.- ¿Por qué se debe tener especial cuidado en el análisis de intersecciones de túneles?

CURSO: "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES"  
EXPOSITOR: ING. EDUARDO ANAYA MORA  
CONFERENCIA: INSTRUMENTACION EN TUNELES

#### PREGUNTAS PARA EL CURSO

- 1.- ¿Qué objetivo u objetivos principales persigue la instrumentación en una obra de ingeniería civil, en este caso particular en excavaciones subterráneas?
- 2.- ¿Cuáles son las principales características de cualquier tipo de instrumento que se califican para escoger el aparato apropiado con respecto al parámetro que se quiere medir?
- 3.- ¿Qué tan importante es la información de los resultados obtenidos con la instrumentación y cuál es el lapso recomendable que transcurra entre la medición y la información de los parámetros que se tratan de obtener con la instrumentación?

#### BIBLIOGRAFIA:

- 1.- "Field Instrumentation in Geotechnical Engineering"  
T.H. Hanna  
Trans Tech Publications (1985)
- 2.- "Foundation Instrumentation"  
T.H. Hanna  
Trans Tech Publications (1973)
- 3.- "Túneles en Suelos Blandos y Firmes"  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (1981)
- 4.- "Instrumentación y Mediciones en Túneles"  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (1981)
- 5.- "Manual de Diseño de Obras Civiles; Geotecnia;  
Instrumentación en Suelos  
Comisión Federal de Electricidad (1983)





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

INTRODUCCION

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

SEPTIEMBRE, 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, HACE 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 ESPAÑÓLES, 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 LIBRARLA 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.

3

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 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 EMBARGO, 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 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-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 AEREOS O PERSONAS, MATERIALES, Y AUN A FABRICAS ENTERAS DE IMPORTANCIA ESTRATEGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA MILITAR, O BIEN SIRVEN PARA ALOJAR INS-

6

TALACIONES COMO ES EL CASO DE CASAS DE MAQUINAS EN LOS SISTEMAS HIDRO ELECTRICOS.

- 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

- 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, FUE DESVIADO; LAS PARE-  
DES DEL TUNEL FUERON DE LADRILLO PEGADOS CON UN MORTERO BITUMI  
NOSO 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 ANTERIO  
RES.

EN JERUSALEM, EZEQUIAS, REY DE JUDEA, HACE 2,700 AÑOS, CONSTRU  
YO UN TUNEL DE 200 m. DE LONGITUD Y CON SECCION DE 0.70 x 0.70  
m., SERVIA PARA CONDUCIR AGUA DESDE UN MANANTIAL CERCAÑO. 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 ESPAÑOLAS, 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.

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, COL-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 EMBARGO, 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 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.

- 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DISEÑO GEOMETRICO DE TUNELES

ING. RAMON CUESTA L.

SEPTIEMBRE, 1985.

DISEÑO GEOMETRICO DE TUNELES

## GENERALIDADES.

Un aspecto importante que deberá tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de un túnel, es su geometría. Para definirla requiere coordinarse con todas las especialidades que intervienen y conjuntar las restricciones marcadas por cada una de ellas.

## 1.- GEOMETRIA.

## 1.1.-INSTALACIONES DE SUPERFICIE.

Durante la etapa de Planeación en el proyecto de un túnel, habrá que prever el área necesaria para las instalaciones de superficie así como su distribución adecuada. Esta área deberá considerarse durante la etapa de localización de lumbrera de acceso al túnel, tomando en cuenta el espacio que requieren los siguientes conceptos.

Rezaga	{	Torre de manteo Lumbrera Malacate Entrada y salida de camiones de rezaga
Talleres	{	Eléctrico Mécánico Soldadura
Plantas	{	De Luz De Bombeo De Compresores De Concreto
Administrativas	{	Almacén Oficinas Dormitorios Comedor

La superficie requerida en cada lúbrera irá en función de las características de operación de la misma.

### 1.2.-LÚBRERA DE ACCESO.

Las lúbreras de acceso constituyen el punto de inicio de un túnel y su distribución a lo largo del trazo depende de varios factores, como son: - el programa de obra, la disponibilidad de área en la superficie, la posibilidad de afectación, el perfil del túnel, el perfil estratigráfico y el procedimiento de excavación.

El diámetro de cada lúbrera deberá ser estudiado en función del procedimiento de excavación, del equipo que deberá pasar a través de ella y de las instalaciones con que toda obra subterránea debe contar, como son:

Escalera de emergencia.

Calesa de personal.

Tubería de ventilación.

Botes de rezaga.

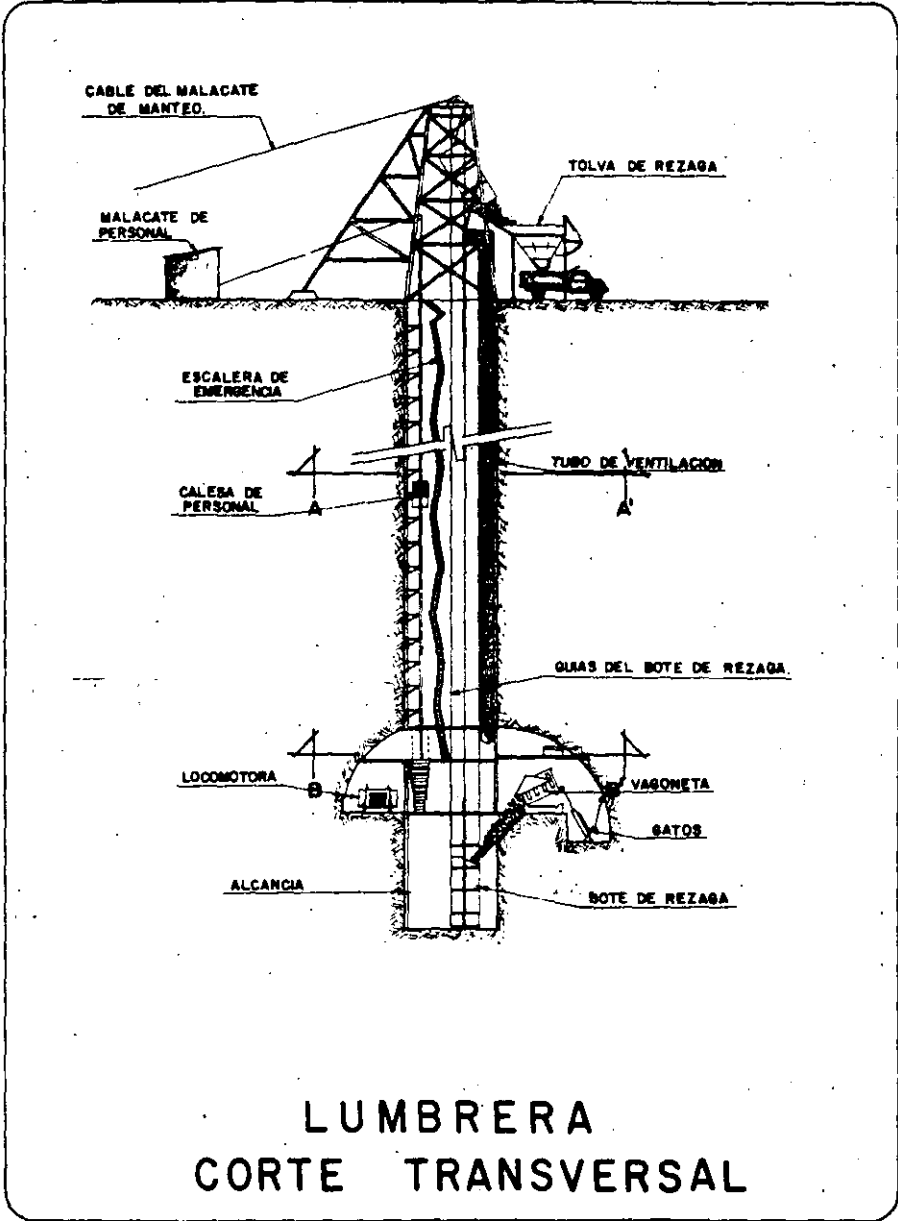
Tubería de aire comprimido.

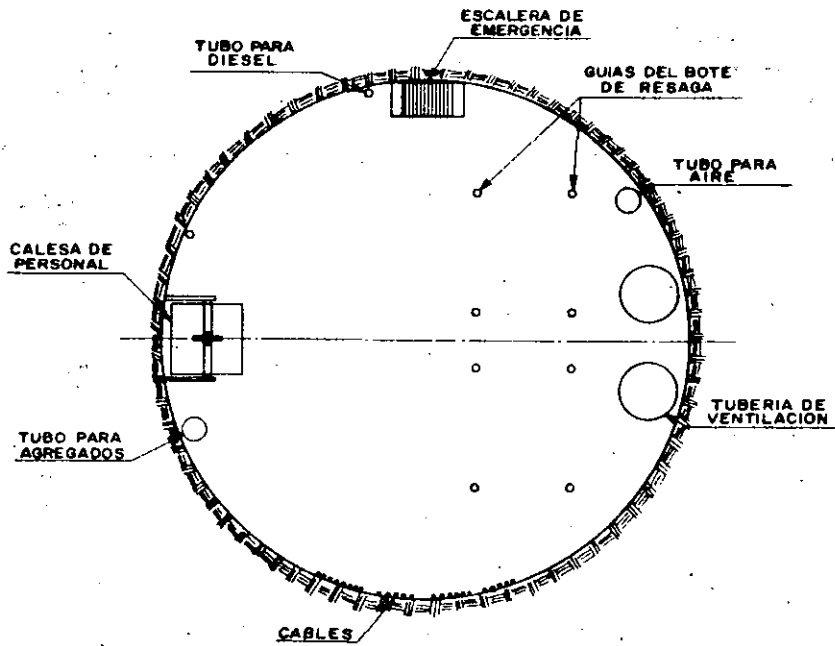
Tuberías de Cemento y agregados.

Tuberías de bombeo.

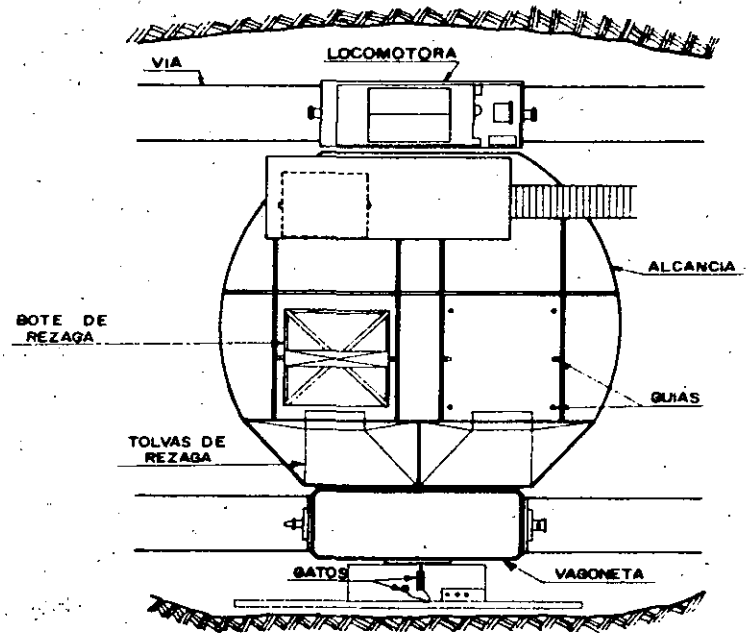
Ductos eléctricos.







LUMBRERA  
(CORTE A-A')



LUMBRERA  
(CORTE B-B')

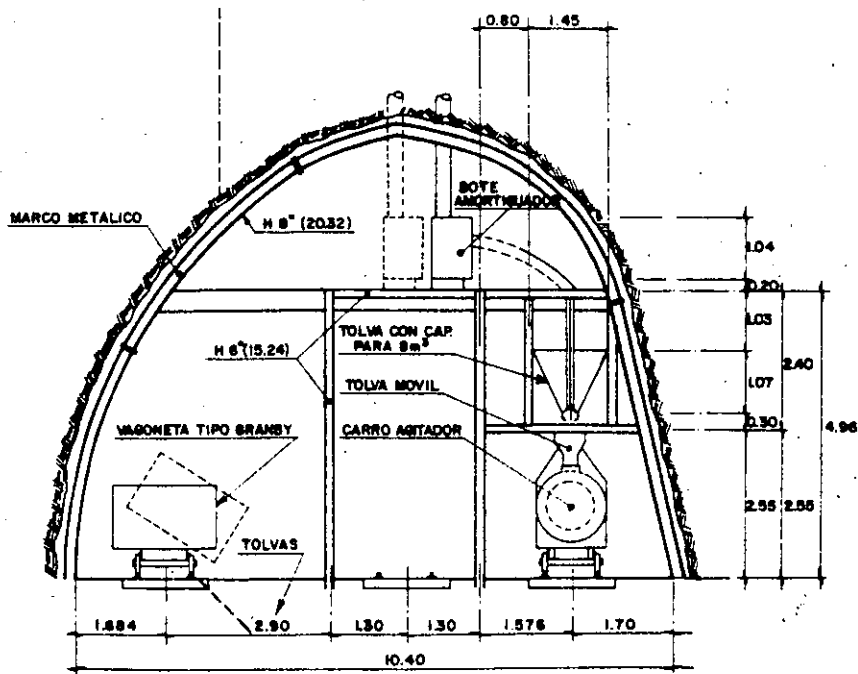
### 1.3. ZONAS DE ENCAPILLADO

-Encapillados para maniobras

El área de encapillado corresponde a la terminación de la lumbreira de acceso y al inicio de la excavación del túnel. Su dimensionamiento deberá considerar además de todas las instalaciones que bajan por la lumbreira, el espacio necesario para :

- Vías para las vagonetas de rezaga
- Tolvas para rezaga.
- Silos de cemento
- Vías para acceso a tolvas de agregados
- Tolvas para concreto durante el revestimiento
- Cárcamo y alcancia

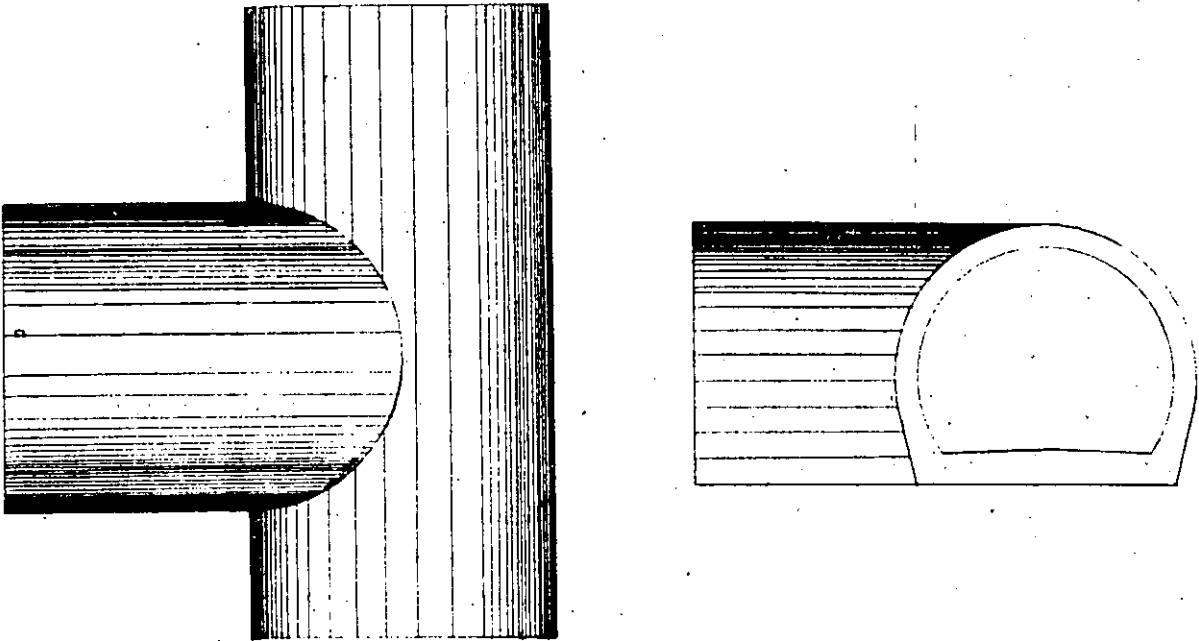
El encapillado en general tiene dimensiones mayores que el túnel normal ya que corresponde a el lugar donde se realizan todas las maniobras para acceso o salida de la superficie al túnel o viceversa.



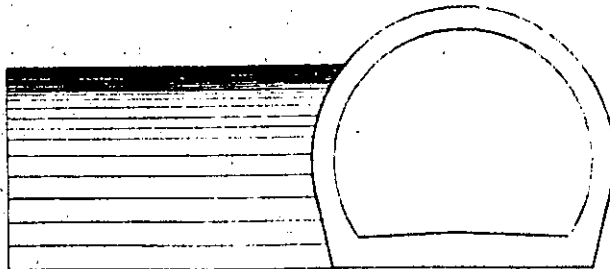
**SECCION TRANSVERSAL  
ENCAPILLADO**

## -TUNELES PERPENDICULARES.

Muchas veces se presentan también casos de encapillados, por la unión de dos túneles perpendiculares, entre si que tienen una misma sección, originándose zonas con una geometría complicada en la clave, dificultando el procedimiento de construcción y la estabilidad del túnel.



Este tipo de problemas puede evitarse modificando las secciones durante la excavación, haciendo más alta una de ellas, para tener la unión del arco de una sección de túnel, con la pared casi recta del otro túnel, como se muestra en la figura.



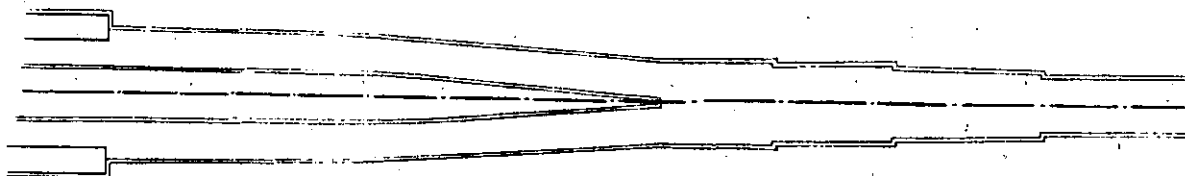
#### - INCIDENCIAS DE TRES TUNELES.

Hay ocasiones en que se requiere resolver la geometría de tres túneles que convergen, o sea, que el túnel se bifurca en dos partes con secciones diferentes. Casos como este se tienen en la lumbrera 0 del Emisor Central, donde confluyen los interceptores Central y Oriente.

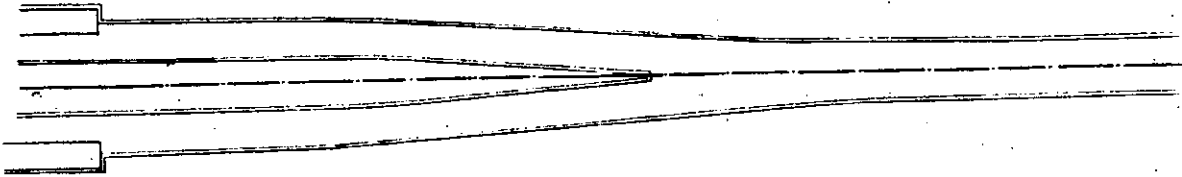
También se presenta un caso similar en el túnel de la Línea 3 del Metro al Sur de la Estación Miguel Angel de Quevedo, para lo cual se plantearon -- dos alternativas de solución:

La estación fué construida con dos túneles paralelos para alojar cada uno de ellos un andén de 4.00 mts. con su respectiva plataforma de vía, considerando una sección en herradura de 8.64 m. de diámetro horizontal interior. A la salida de la Estación ya no se requiere el espacio para andén, cambiándose la sección a túneles de 6.00 m. de diámetro de una sola vía cada uno, -- que llega a unirse para cambiar a una sección de dos vías.

Una de las alternativas fué realizar el cambio de secciones en forma escalonada, cambiando el diámetro de los túneles como se ve en la figura:



En la otra alternativa se planteó el cambio de secciones en forma gradual, dejando la transición en forma abocinada, que finalmente fué la solución que se adoptó en la obra, evitandose el uso de cimbra al utilizar concreto lanzado para el revestimiento definitivo.



#### 1.4. SECCIONES DE EXCAVACION

La geometría de las secciones de túnel, deberá diseñarse con líneas cuyo lugar geométrico esté bien definido, tratando de formar arcos y evitando al máximo las inflexiones. Deberán hacerse varias alternativas, seleccionando la que ofrezca mayor estabilidad y menor área de excavación.

El dimensionamiento de una sección de túnel depende del uso que tendrá el mismo y pueden ser para:

Conducción de Agua  
Carreteras

Vías de Ferrocarril

Metro

Minas

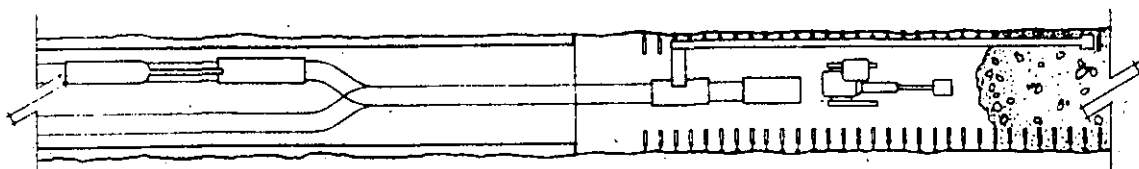
#### 1.4.1 SECCIONES DE TUNEL PARA CONDUCCION DE AGUA.

Para diseñar su geometría se deberán tomar en cuenta los siguientes factores:

- a).- El gasto
- b).- El revestimiento primario y definitivo
- c).- El procedimiento de Construcción
- d).- Las características del suelo

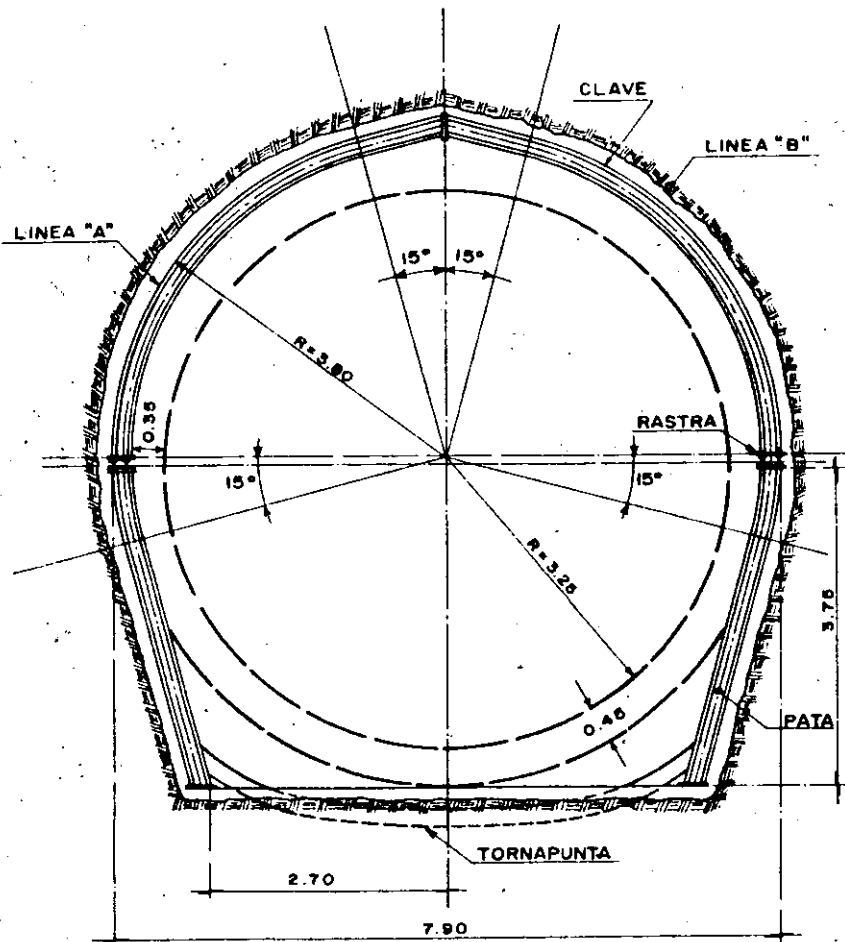
Combinando estos cuatro factores se puede definir la sección de túnel.

En el esquema siguiente se muestra como ejemplo las secciones utilizadas en el túnel de Drenaje Profundo de la Ciudad de México que corresponde a un semicírculo con patas rectas, desviadas con un ángulo de  $15^\circ$  hacia adentro, permitiendo una base plana para el paso de vehículos durante la rezaga y también para la colocación de cambios de vía así como espacio suficiente para rezagadoras de grandes dimensiones ó traxcabos de descarga lateral. La primera sección corresponde a la utilizada en el Emisor, con un diámetro interior de 6.50 m. y la segunda a la de los interceptores de 5.00 m. de diámetro y de las mismas características geométricas.

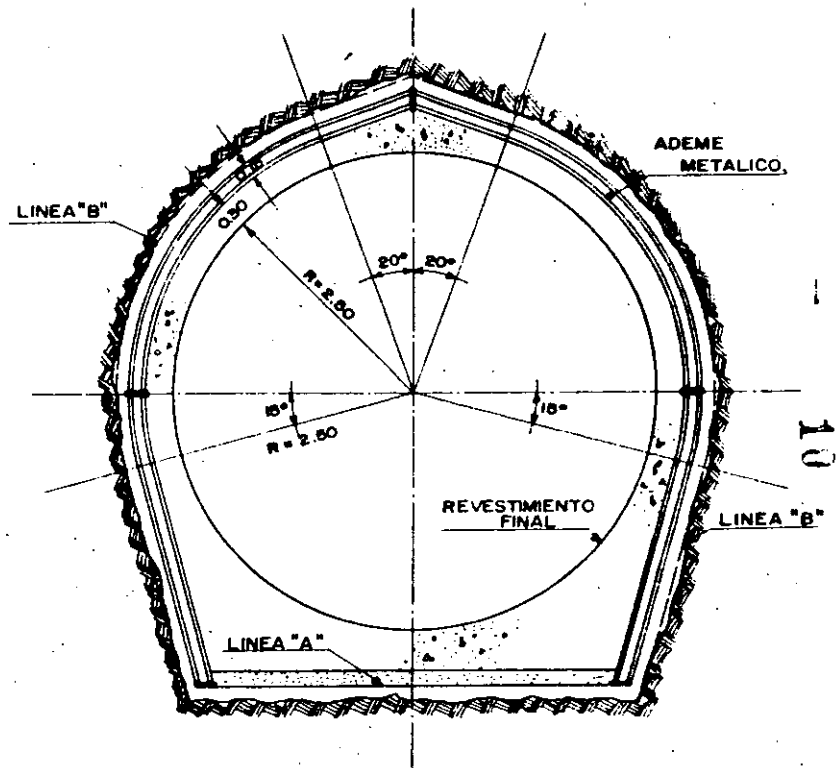


**TUNEL EN PLANTA**

EXCAVACION A  $\frac{1}{2}$  SECCION DEFASADA  
CON REVESTIMIENTO ATRAS DE LA EXCAVACION



**SECCION EMISOR**



**SECCION INTERCEPTOR**



Para el colector semiprofundo de Iztapalapa se proyectó una sección circular de 4.0 m. de diámetro exterior, con revestimiento primario de 17 cm. de espesor constituido por dovelas prefabricadas y 15 cm. de revestimiento definitivo. En este caso la geometría de la sección fué definida totalmente por el procedimiento de excavación ya que se utiliza un escudo cortador.

#### 1.4.2 SECCIONES PARA TUNELES CARRETEROS.

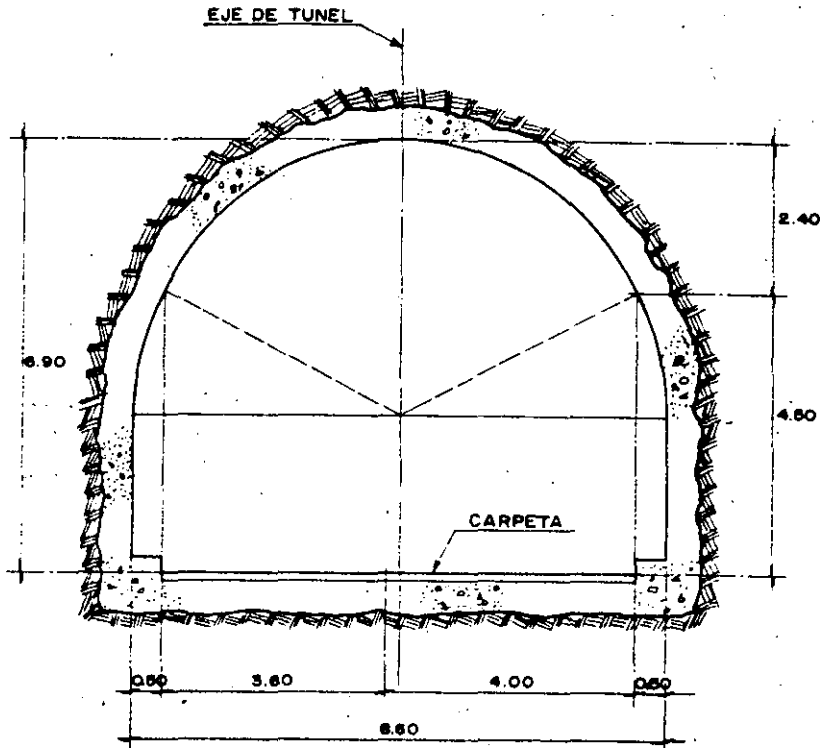
Para definir la geometría de un túnel vehicular deberán considerarse los siguientes puntos:

- a).- Gálibo vertical libre de 4.50 m. a 5.00 m. al paño de los carriles.
- b).- Arroyo de 7.60 m. mínimo para un sentido, considerando un carril de 4.00 m. para autobuses y uno de 3.60 m. para autos.
- c).- Banquetas de seguridad de 0.50 m. como mínimo a cada lado para paso de hombre.
- d).- En túneles de gran longitud deberá considerarse un ladero que consiste en un carril adicional de 3.00 m. para estacionamiento.

También deberán considerarse:

- e).- El revestimiento primario y definitivo.
- f).- El procedimiento de construcción
- g).- Las características del terreno.

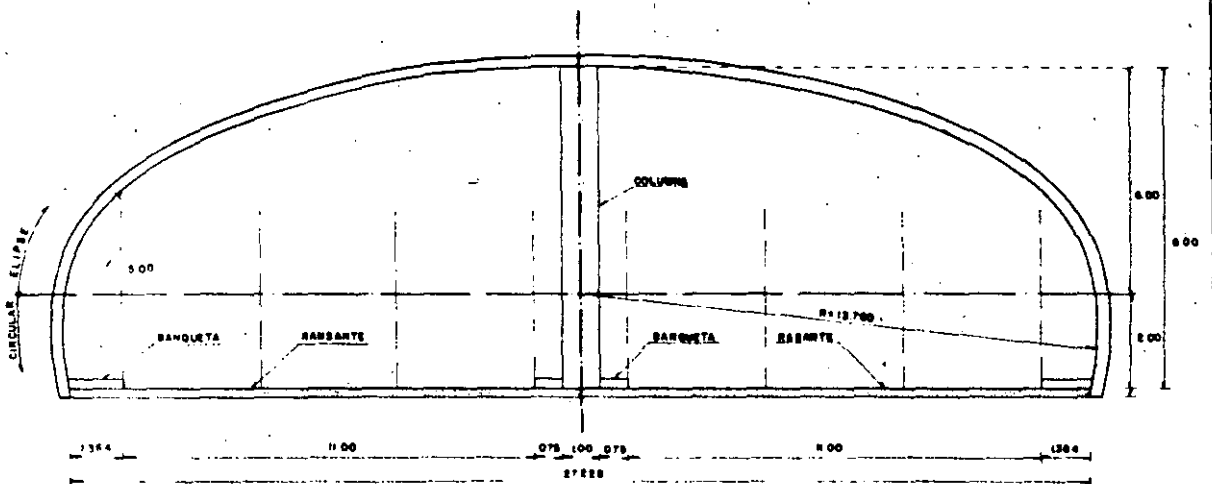
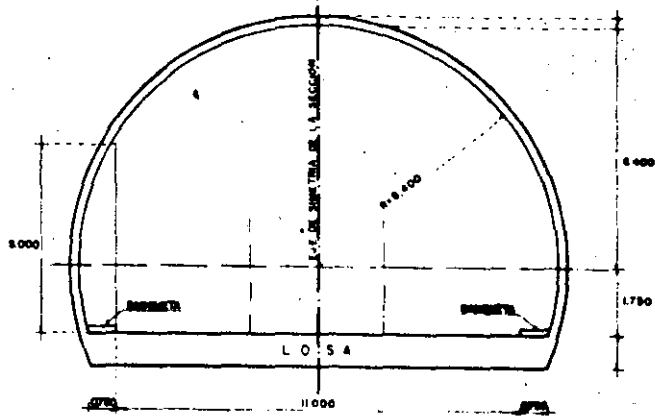
En la siguiente sección están considerados los puntos a, b y c que determinan la geometría interior básica de la sección.



Como un ejemplo se presentan dos alternativas de sección para el túnel de Santa Fé que requiere tres carriles en cada sentido ( 11.00 m de arroyo-por sentido ).

La primera sección se plantea con un semicírculo de 8.15 m. de altura y 12.80 m. de diámetro para tres carriles, teniendo que construir dos túneles iguales. La segunda sección abarca los seis carriles con una altura de

8.00 m. y 27.52 m. de diámetro con una sección semielíptica.

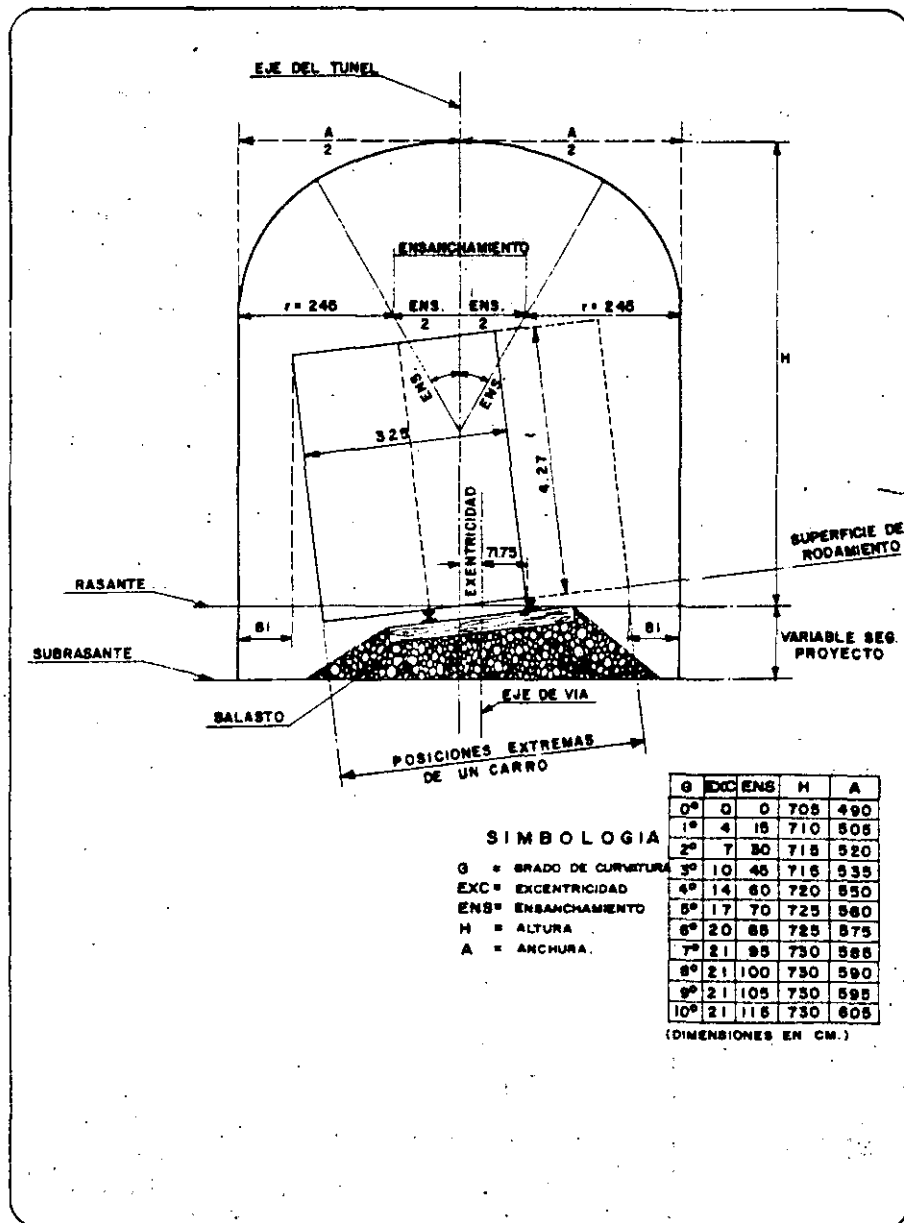


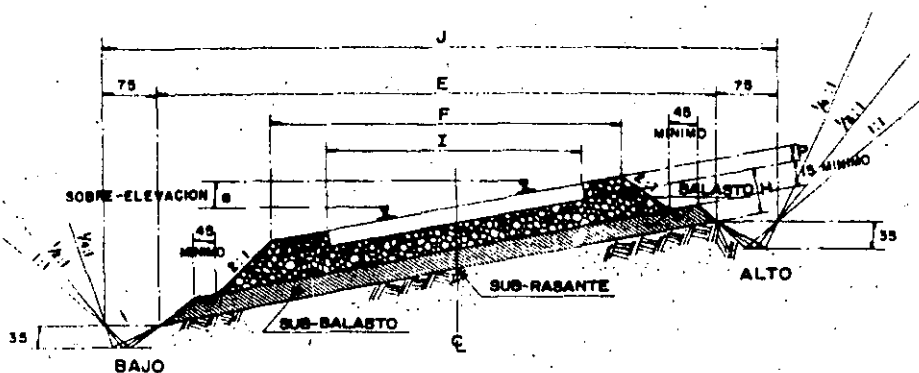
COORDENADAS DE ELIPSE	
X	Y
13.760	0.00
13.708	0.50
13.584	1.00
13.320	1.50
12.970	2.00
12.510	2.50
11.900	3.00
11.100	3.80
10.100	4.00
8.100	4.30
7.000	5.00
5.900	5.90
0.000	8.00

1.4.3 SECCIONES PARA VIAS DE FF.CC.

El diseño de la geometría de las secciones de túnel para vías ferroviarias debe considerarse:

- a).- El revestimiento primario y definitivo.
- b).- El procedimiento de excavación.
- c).- Las características del suelo
- d).- Las condiciones de gálibos horizontales y verticales marcadas en la tabla siguiente:





VIAS FERREAS	E	F	H	I	J	P
CLASE "A"	550 A 710	290	20 A 60	260	700 A 860	20
" " "B"	550 A 690	280	20 A 50	244	700 A 810	20
" " "C"	500 A 620	280	15 A 40	244	650 A 770	18
" " "D"	500 A 590	280	15 A 30	244	650 A 730	18

DIMENSIONES EN CENTIMETROS

## SECCION CON CUNETAS A DESNIVEL

#### 1.4.4. SECCIONES PARA VIAS DE METRO.

La geometría para las secciones de un túnel para el paso de trenes de metro deberá considerar los siguientes factores.

##### 1.4.4.1. DIMENSIONAMIENTO INTERIOR.

- a). Gálibo estático de los trenes y entrevía.
- b). Gálibo dinámico de los trenes.
  - b.1). Factores de movimiento.
  - b.2). Desplazamiento hacia adentro de una curva.
  - b.3). Desplazamiento hacia afuera de la curva.
  - b.4). Sobre-elevación.
- c). Banquetas para paso de hombre y espacio para señalización.
- d). Plataforma de vía.

- a). Gálibo estático de los trenes y entrevía.

Los carros actualmente utilizados en el metro tienen un ancho de 2.50 m. y alto de 3.60 m.

La distancia mínima entre carros es de 0.40 m. lo que define una entrevía mínima de 2.90 m. pudiendo aplicarse de acuerdo a las necesidades.

- b). Gálibo dinámico de los trenes.

En tangente debe considerarse únicamente el punto b.1. y en curva menor o igual a 500 m. los puntos b.1. al b.d.

- b.1. Factores de movimiento.

Al estar un convoy en movimiento longitudinal se crean movimientos transversales debido al balanceo de la suspensión, posible ponchadura de un neumático y holgura entre rueda y riel, teniendo que considerar los siguientes valores: -----  
desviación al centro del vehículo  $D_v=0.016$  m. y desviación en el extremo del vehículo  $D_c=0.023$  m.

## b.2 Desplazamiento hacia adentro de una curva.

Al pasar los trenes por una curva determinada, en la zona circular se presenta un desplazamiento hacia adentro de la misma por ser el carro un elemento rígido, mismo que corresponde a la flecha al tener una cuerda de 11.00 m. de longitud que es la distancia entre los ejes de boggie del carro.

Se ha determinado para cada radio utilizado el valor correspondiente a este desplazamiento y se anota en la tabla siguiente. (Tabla 1):

T A B L A - I

R (m)	DESVIACION AL CENTRO D V (m) VER DETALLE "A"	DESVIACION AL EXTREMO D C (m) VER DETALLE "B"	DESVIACION POR PERALTE PROYECIO Dd (m)
240	0.088	0.095	0.192
250	0.085	0.092	0.192
300	0.073	0.080	0.192
350	0.065	0.072	0.192
400	0.059	0.066	0.192
450	0.054	0.061	0.168
500	0.050	0.057	0.144
550	0.047	0.054	0.132
600	0.045	0.052	0.114
650	0.042	0.049	0.102
700	0.041	0.048	0.096
750	0.040	0.023	0.084
800	0.016	0.023	0.078
850	0.016	0.023	0.072
900	0.016	0.023	0.066
950	0.016	0.023	0.060
1000	0.016	0.023	0.054
1050	0.016	0.023	0.048
1100	0.016	0.023	0.048
1150	0.016	0.023	0.042
1200	0.016	0.023	0.042
1250	0.016	0.023	0.036
1300	0.016	0.023	0.036
1350	0.016	0.023	0.030
1400	0.016	0.023	0.030
1450	0.016	0.023	0.024
1500	0.016	0.023	0.024
1550	0.016	0.023	0.024
1600	0.016	0.023	0.018
1650	0.016	0.023	0.018
1700	0.016	0.023	0.018
1750	0.016	0.023	0.018
1800	0.016	0.023	0.012
1850	0.016	0.023	0.012
1900	0.016	0.023	0.012
1950	0.016	0.023	0.012
2000	0.016	0.023	0.012

### b.3 Desplazamiento hacia afuera de la curva.

De los ejes de boggie de los carros hacia los extremos se tiene una longitud de tren que al pasar por una curva el punto más alejado llevará una trayectoria mayor hacia afuera de la curva, a la que corresponde el carro en la posición de los ejes de boggie. Esta distancia también es diferente para cada radio de curvatura y ha sido tabulada en la misma tabla.

### b.4 Sobre-elevación.

Al recorrer un tren una curva horizontal con una cierta velocidad, se produce una fuerza centrífuga inversamente proporcional al radio de la curva y directamente proporcional al cuadrado de la velocidad tangencial ( $Mv^2/R$ ).

Esa fuerza transversal, provoca mayor presión sobre el riel exterior lo cual demanda sobre-elevarlo para crear otra fuerza que equilibre a la centrífuga y produzca reacciones iguales en ambos rieles.

La sobre-elevación se define como la pendiente transversal que se da a los rieles en zona de curva horizontal, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de los vehículos.

Para obtener la fórmula teórica se considera que un vehículo al pasar por una curva horizontal con una cierta velocidad, deberá estar en equilibrio, lo que hace necesario que la componente de la fuerza centrífuga, paralela al plano de la vía, sea igual a la componente del peso del vehículo en el mismo plano. Esta igualdad solo ocurre para una velocidad llamada "de equilibrio" lo cual sucede ocasionalmente en la práctica.



Siendo  $F_c = \frac{Wv^2}{gR}$

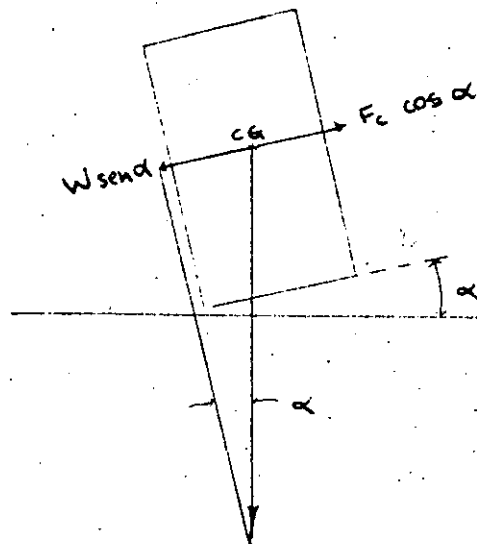
En donde  $F_c$  = Fuerza centrífuga (Kg)

$W$  = Peso del vehículo (Kg)

$v$  = Velocidad del vehículo (m/seg.)

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/seg.<sup>2</sup>)

$R$  = Radio de la curva (m)



$$F_c \times \cos \alpha = w \text{ Sen } \alpha$$

$$\frac{wv^2}{gR} \times \cos \alpha = w \text{ sen } \alpha$$

$$\frac{v^2}{gR} \cos \alpha = \text{sen } \alpha \quad \text{--- (1)}$$

$$\text{Sen } \alpha = \frac{h}{1.50} \quad \text{(2)}$$

$$h = 0.1529 \frac{v^2}{R} \cos \alpha$$

Considerando  $v$  en km/h

$h$  en mm

$R$  en m

y como  $\cos \simeq 1$

$$h = 11.8 \frac{v^2}{R}$$

Esta es la fórmula teórica para la determinación del peralte en las curvas; es conveniente aclarar que está limitado el valor máximo a 160 mm. por consideraciones de confort de los pasajeros y la estabilidad de los vehículos en caso de aminorar la marcha o detenerse en plena curva.

El peralte en las curvas provoca un desplazamiento de los carros con respecto a la vertical, que deberá ser tomada en cuenta para la definición de la sección en el sentido horizontal y vienen tabuladas de acuerdo al radio de curvatura en la tabla. Para el gálibo vertical se considera una ampliación de 25 cm.

c.- Banquetas para paso de hombre y espacio para señalización.

Con el fin de permitir el paso de personal para realizar actividades propias de mantenimiento a las instalaciones, se deben dejar banquetas o espacios de un mínimo de 0.60 m a cada lado de la sección de túnel, a una altura mínima de 1.80 m. Para las señales restrictivas y semáforos deberá dejarse el espacio necesario con una distancia libre mínima de 0.30 m. a el gálibo de los trenes.

d.- Plataforma de vía.

En los túneles el metro se ha considerado un espesor de 0.30 m de balasto por debajo del lecho bajo de los durmientes y en la losa de piso un parteaguas de 0.15 m. para drenaje transversal.

#### 1.4.4.2 DIMENSIONAMIENTO EXTERIOR

- a) El procedimiento constructivo.
- b) El revestimiento primario
- c) El revestimiento definitivo.

##### a) El procedimiento constructivo.

El procedimiento de construcción es determinante en la definición de la geometría de la sección de un túnel, ya sea que se pretenda excavar con escudo o con método convencional como se mencionó para los casos anteriores.

##### b) El revestimiento primario.

Puede considerarse como parte del Procedimiento Constructivo y variará de acuerdo al tipo de adame seleccionado.

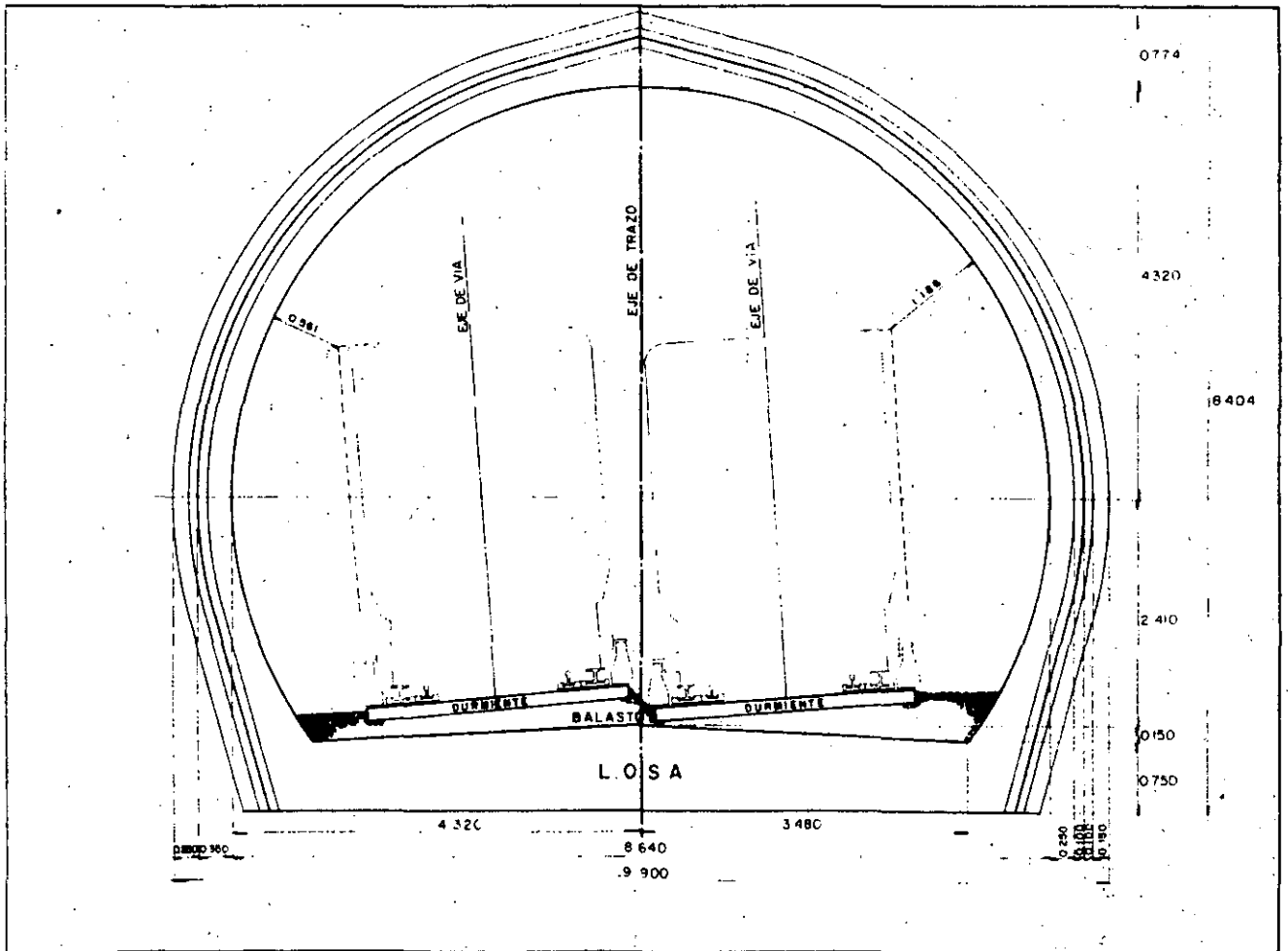
##### c) El revestimiento definitivo.

Ante las cargas que transmite el terreno se diseña la estructura que servirá de soporte definitivo, teniendo como límite geométrico la sección marcada con el dimensionamiento interior.

Como ejemplo de la geometría de las secciones utilizadas en los túneles del Metro se tienen las siguientes:

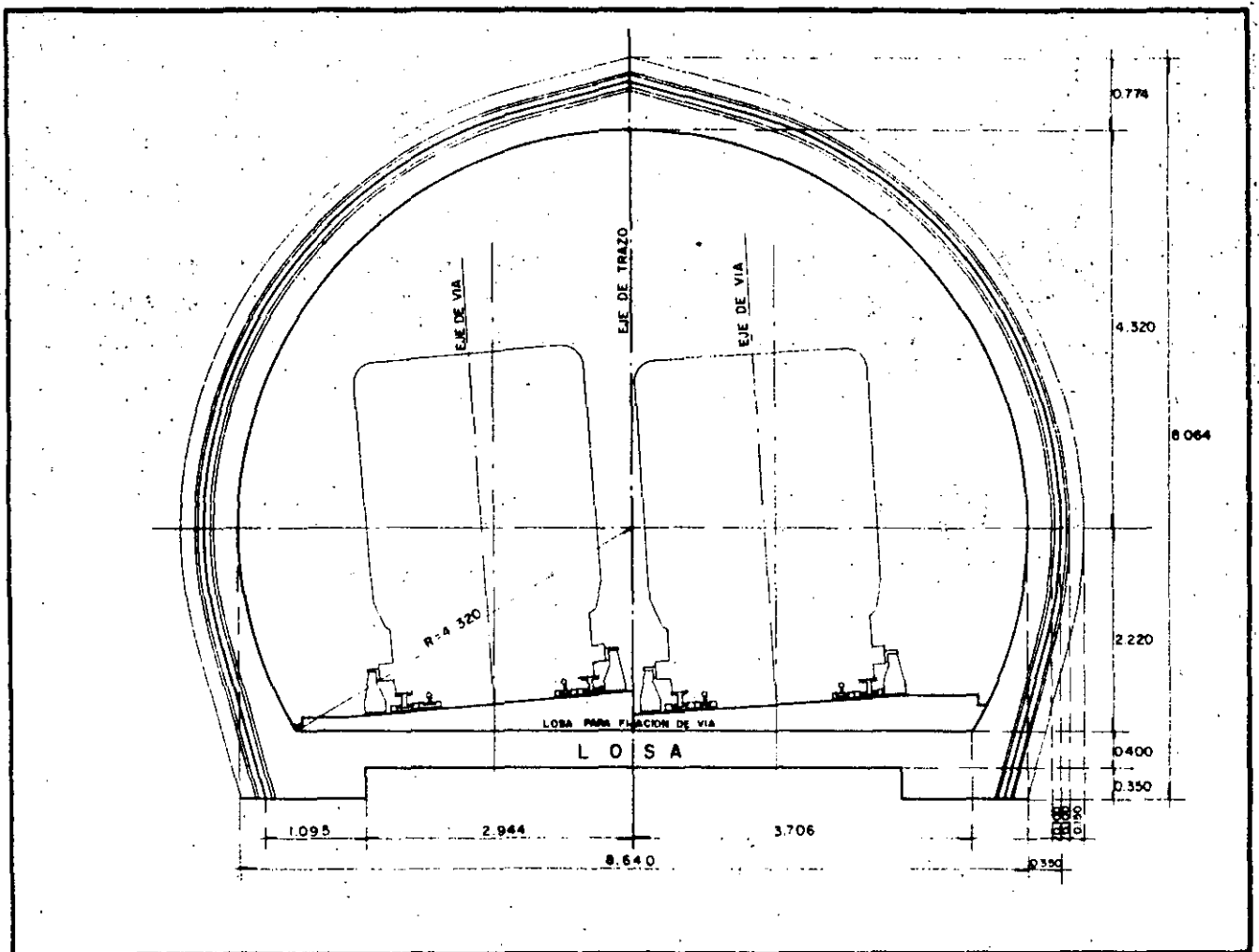
Sección de Túnel de Metro para vía sobre balasto. Esta sección se proyectó para dar espacio a dos vías y consiste en un arco de círculo de 258° y de base casi plana con un parteaguas de 15 cm. para una plataforma de vía sobre balasto.

SECCION DE TUNEL DE METRO PARA VIA SOBRE BALASTO



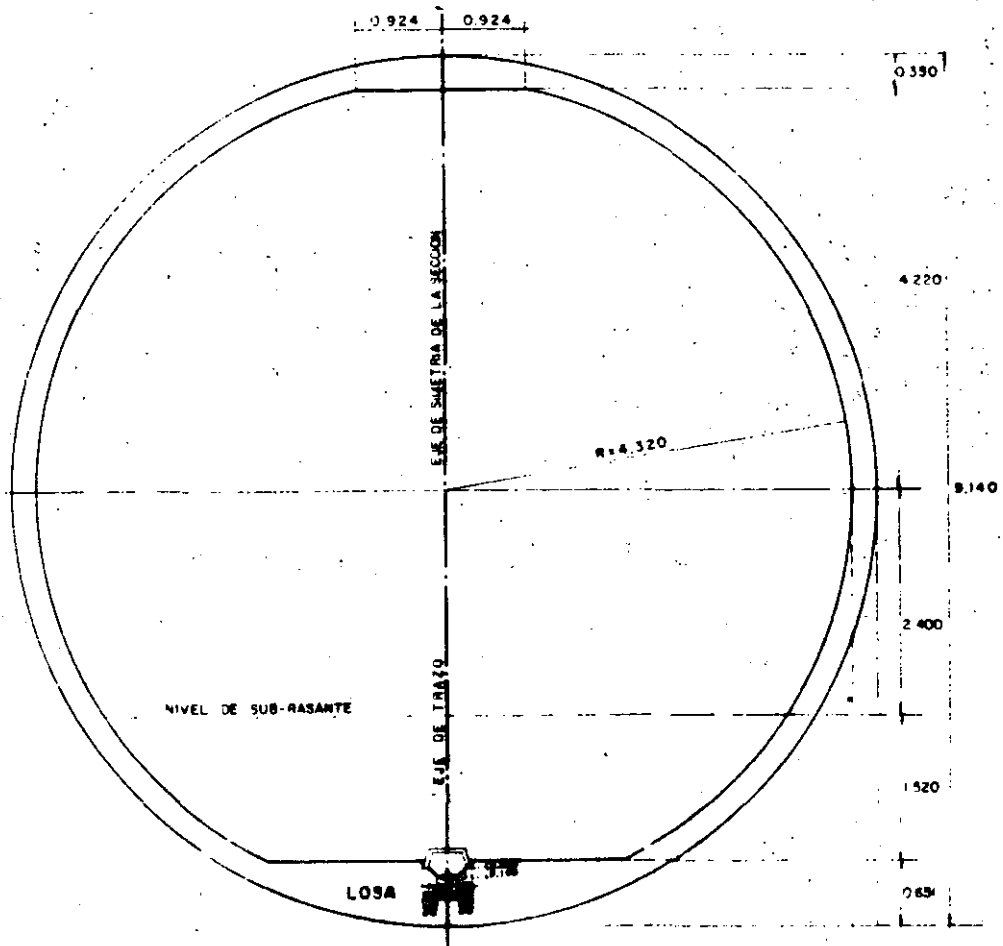
Sección de Túnel de Metro para vía sobre concreto.- La geometría de esta sección es similar a la de la anterior, eliminando el parteaguas, - haciendo menor la distancia del centro de la sub-rasante y el espesor de la losa de piso por el sistema de fijación de la vía.

SECCION DE TUNEL DE METRO PARA VIA SOBRE CONCRETO

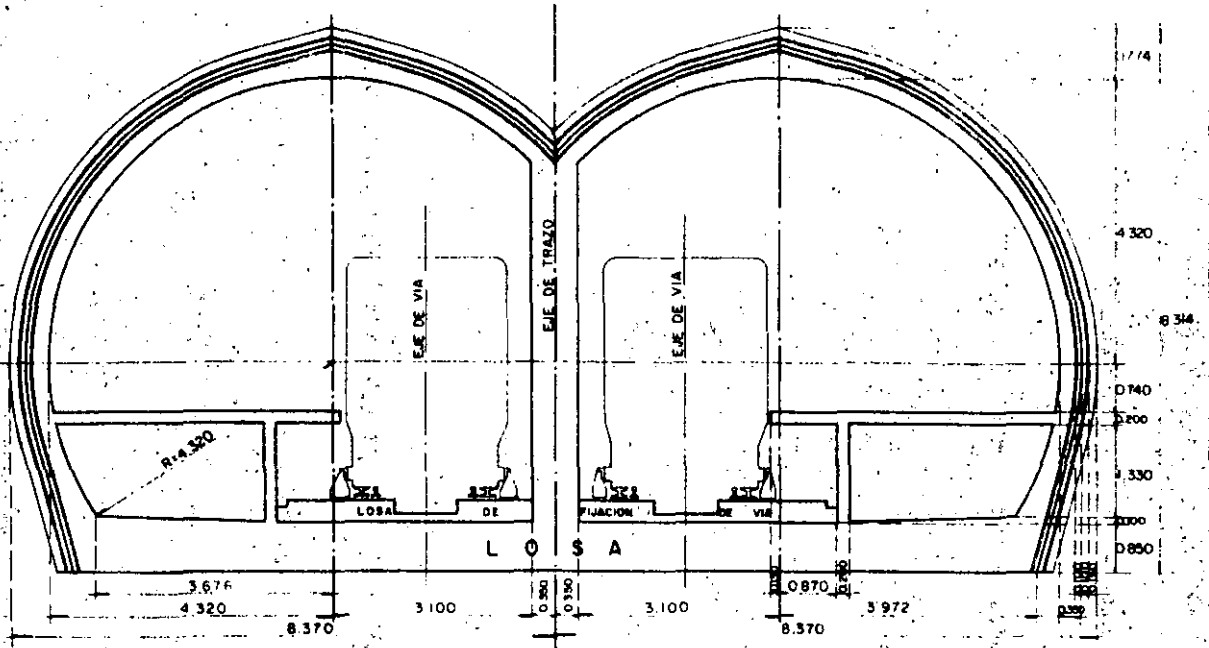


Sección de Túnel de Metro con excavación con escudo.- El diámetro interior para esta sección es el mismo que las dos anteriores pero por el procedimiento de construcción resulta una sección prácticamente circular, a la cual posteriormente habrá que hacerle un relleno de material compactado de 1.52 m. de espesor para dar el nivel de sub-rasante.

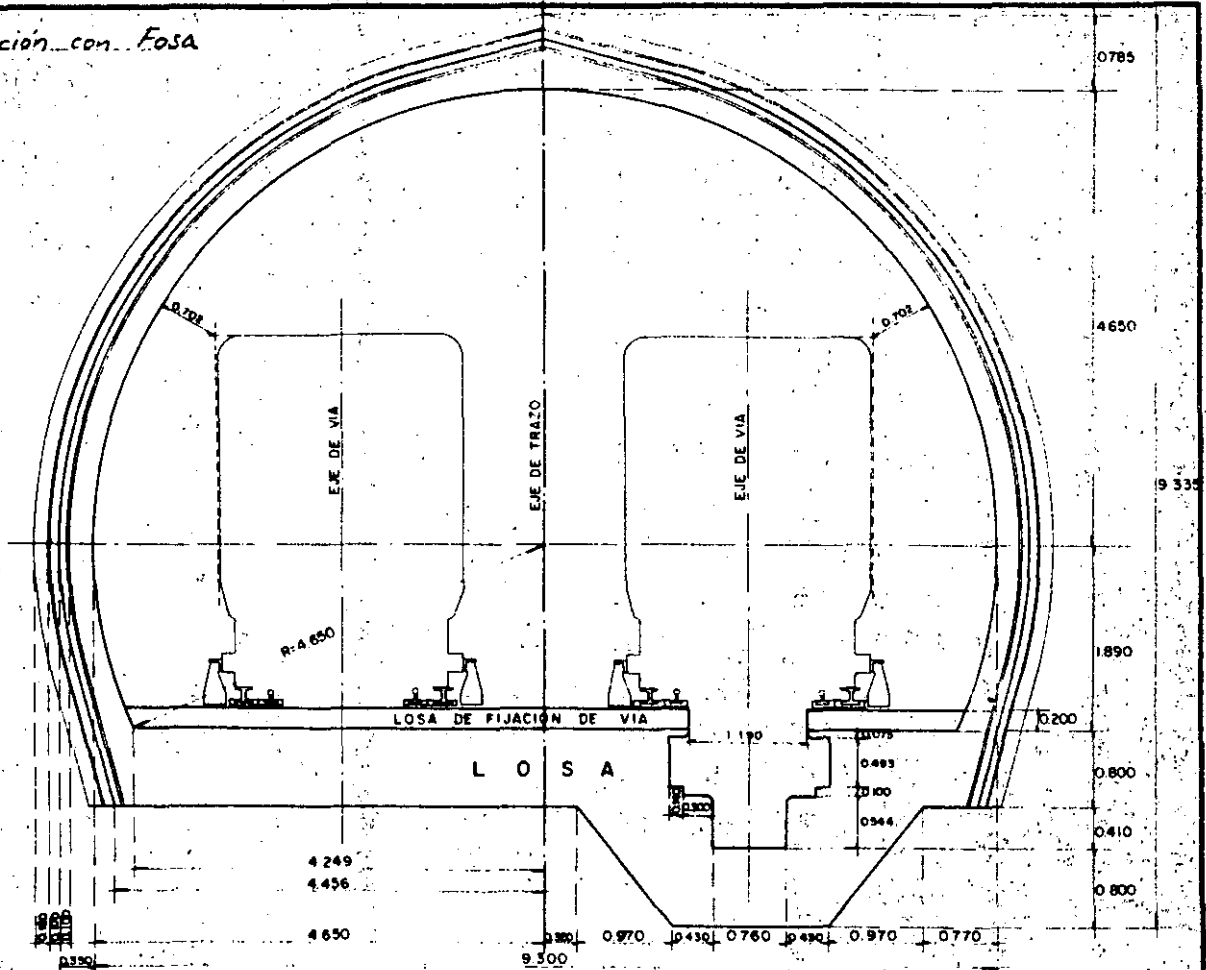
SECCION DE TUNEL DE METRO CON ESCUDO



Sección de Túnel de Metro en Estación.- Es básicamente un traslape de dos secciones de 8.64 m. de  $\emptyset$  con una columna central. El andén de 4.00m. queda alojado en cada una de las secciones.



Sección con Fosa



## 2. ALINEAMIENTOS.

La localización del trazo queda definida para el uso por el que estará destinado el túnel de proyecto.

Tratándose de conducción de aguas las restricciones son mínimas. Si el túnel se ubica en una ciudad, se buscará no pasar bajo construcciones y localizando lugares adecuados para las lumbreras de excavación. En general se tratará de lograr el máximo de tangentes en todo el recorrido.

Para los túneles de F. C., vehiculares y Metro las restricciones son mucho mayores, ya que intervienen primordialmente la seguridad y el confort de los pasajeros.

Por sus características, el trazado de el Metro constituye un ejemplo muy completo para conocer el procedimiento empleado en el diseño geométrico de los túneles.

En este caso el recorrido es establecido fundamentalmente por el Plan Maestro, determinado por los estudios de origen y destino de pasajeros.

La factibilidad técnica, en su etapa inicial queda establecida por el anteproyecto de trazo y perfil.

### 2.1. ANTEPROYECTO DE TRAZO Y PERFIL.

2.1.1. Trazo. El anteproyecto de trazo lo constituyen varias alternativas gráficas, realizadas sobre planimetría a escala 1:2000 y en fotografías aéreas que nos servirán para conocer con más detalle la localización de las construcciones a lo largo del trazo, así como los posibles predios para la ubicación de lumbreras de acceso y probables zonas para las Estaciones.

Este trazo preliminar nos permite conocer:

a) Las longitudes aproximadas de los tramos interestación y total de la línea para determinar el número de trenes, talleres y presupuestos en general.



- b) Zonas conflictivas que requerirán estudiarse con más detalle.
- c) Factibilidad Geométrica conociéndose los radios de curvatura aproximados.
- d) Obras Inducidas por interferencia con instalaciones municipales.

La presencia de obras hidráulicas, agua potable y drenaje, ferroviarias, eléctricas, petroleras etc., por su magnitud y cantidad constituyen un factor importante en la selección de las instalaciones y obras de superficie.

- e) Afectaciones. La realización de una línea depende desde el principio de la factibilidad técnica y del costo de la misma, siendo factores muy importantes el de las afectaciones que deberán localizarse, clasificarse y evaluarse.

e.1) Afectaciones a propiedades particulares.

Para cumplir con las normas del proyecto geométrico es necesario, en muchas ocasiones la afectación a propiedades particulares como son terrenos baldíos, casas habitación, edificios de productos, talleres, fabricas, etc.

e.2) Afectación a monumentos coloniales.

Uno de los mayores obstáculos que se presentan a lo largo de una ruta son los monumentos coloniales cuyo valor histórico constituye un valor determinante para considerar un cambio o la anulación de una alternativa determinada.

### 2.1.2. PERFIL.

El anteproyecto de perfil, basado en los estudios preliminares del suelo proporciona la información respecto a la elevación de la subrasante e intrados del túnel, las profundidades de las lumbreras, estaciones y las

interferencias con otras construcciones subterráneas.

Los niveles se obtienen de restituciones fotogramétricas y se plantean a escala 1:2000.

## 2.2. PROYECTO EJECUTIVO.

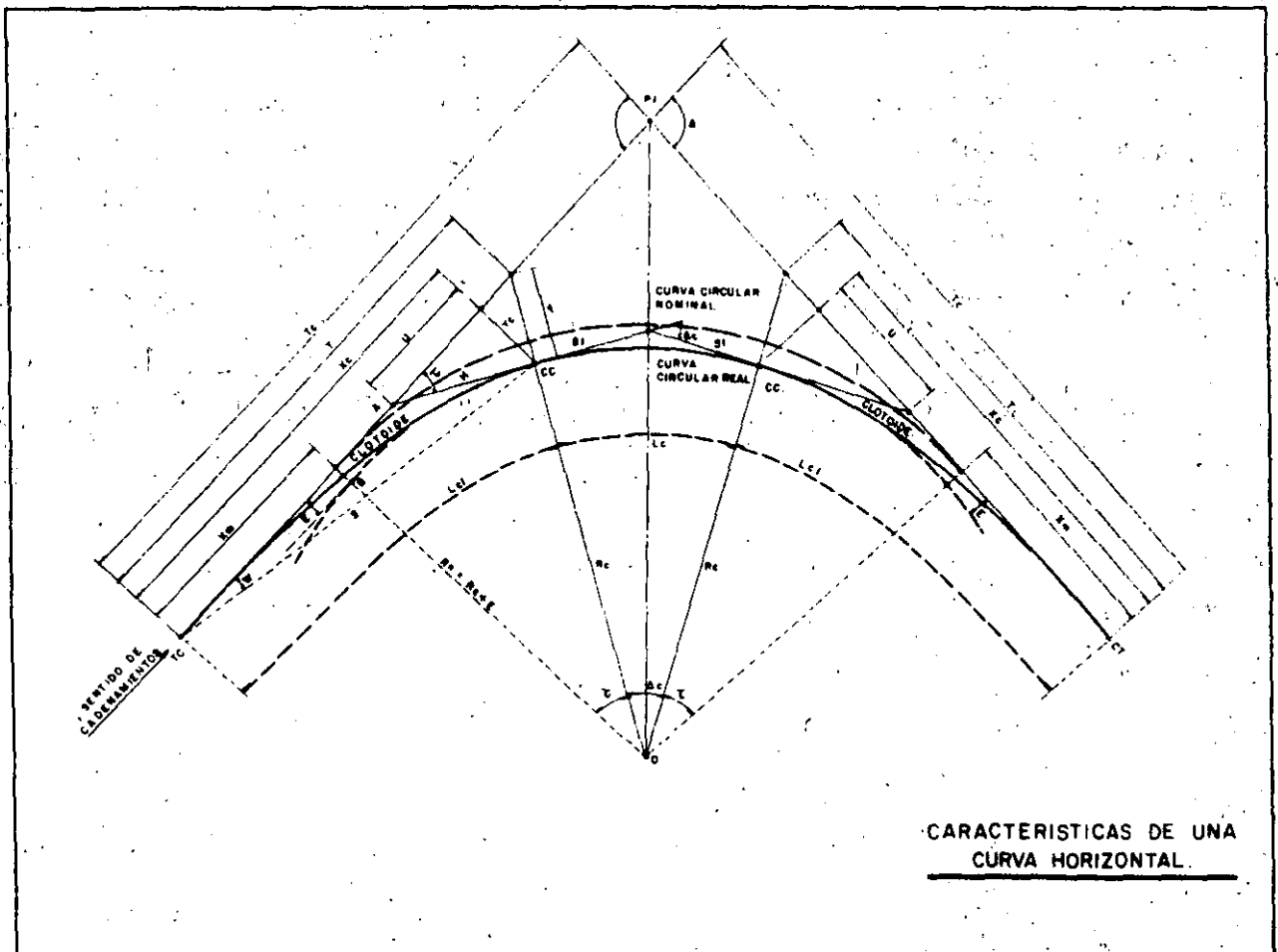
### 2.2.1. Proyecto de trazo.

Una vez que el análisis de alternativas definió un anteproyecto de trazo y perfil, determinando la ruta del túnel y ejecutando el levantamiento topográfico de la zona, se elabora el planteamiento gráfico del eje de trazo sobre planos a escala 1:500, estableciendo tangentes lo más grandes posibles referidas por medio de puntos obligados con distancias a paramentos y previendo la localización de las Estaciones en tangente.

Esta información es ubicada en campo obteniéndose la información topográfica para elaborar los cálculos con las siguientes especificaciones:

- a) La unión entre dos tangentes consecutivas se realiza por medio de una curva circular compuesta, y que está constituida por una curva circular simple y dos curvas de transición denominadas ("clotoides").
- b) En toda curva horizontal de radio menor a 2 500 m se aplica una sobre-elevación.
- c) Los aparatos de cambio de vía son localizados en tramos tangentes, tanto horizontal como vertical.
- d) Entre dos curvas consecutivas se establece una tangente mínima de 12.00 metros.
- e) Se utiliza el menor número posible de curvas.
- f) En las curvas horizontales, la longitud mínima de la curva circular será de 12.00 metros.

Posteriormente el cómputo de distancias entre " puntos de inflexión " - (PI) y el cálculo de curvas horizontales, determinan los cadenamientos de los puntos principales del eje de trazo, de las cabeceras de estación, centros de lumbreras, y en general todos los accidentes constructivos de la obra. La necesidad de ubicación de este eje en campo, así como sus replanteos posteriores hacen necesaria la referenciación de los puntos de control de trazo y de los puntos principales de las curvas.



### 2.2.2. PROYECTO DE PERFIL.

La profundidad de los túneles se define por dos conceptos fundamentales, el "techo" mínimo para llevar a cabo un procedimiento constructivo - seguro, según el estudio estratigráfico de la zona y la localización adecuada de lumbreras de acceso para excavación o en el caso de los túneles del metro, la ubicación de los accesos a las estaciones de tal manera que los usuarios no recorran grandes profundidades .

La localización de las lumbreras deberá hacerse buscando la menor altura con el fin de disminuir los tiempos de manteo durante la excavación.

Contando con el proyecto definitivo de trazo se obtienen niveles a cada 20 m. para ser dibujados en papel milimétrico, indicando las restricciones que marque el perfil estratigráfico y aplicando las especificaciones correspondientes se plantean las tangentes con sus pendientes. Para el caso del Metro el perfil de sub-rasante deberá tener las siguientes características:

La sub-rasante en estación tendrá pendiente nula con el fin de evitar que un convoy estacionado tenga necesidad de aplicar los frenos.

La pendiente máxima en tramos interestación será de 6% debido a la capacidad ascendente del equipo rodante.

En un tramo interestación la pendiente longitudinal deberá mantenerse con el mismo signo o cambiar una sola vez, con el fin de drenar el agua de filtraciones hacia un solo carcamo de bombeo.

La tangente mínima entre dos curvas vérticales será de 20 m.

La posición de aparatos de vía será localizada fuera de las curvas verticales.

La transición entre dos tangentes de diferente pendiente se calcula con curvas vérticales parabólicas de la forma

$$y = \frac{x^2}{2R}$$

En donde el radio mínimo de curvatura para una velocidad de 80 Km/h es de 2500 m.

El procedimiento para hacer la transición por medio de una parábola entre dos cambios de pendiente longitudinal como marca la última especificación, deberá tener el siguiente procedimiento:

Con dos puntos fijos sobre la pendiente se determina la posición del P.I.V. a partir del cual se calcula el P.C.V. y el P.T.V. por medio de las formulas.

$$y = \frac{x^2}{2R}$$

$$e = \frac{R}{2} (S_1 + S_2)$$

$$Lc_1 = R S_1$$

$$Lc_2 = R S_2$$

$$Y_1 = \frac{(Lc_1)^2}{2R}$$

$$Y_2 = \frac{(Lc_2)^2}{2R}$$

$$K_1 = Lc_1 S_1$$

$$K_2 = Lc_2 S_2$$

$$\Delta_1 = K_1 - Y_1$$

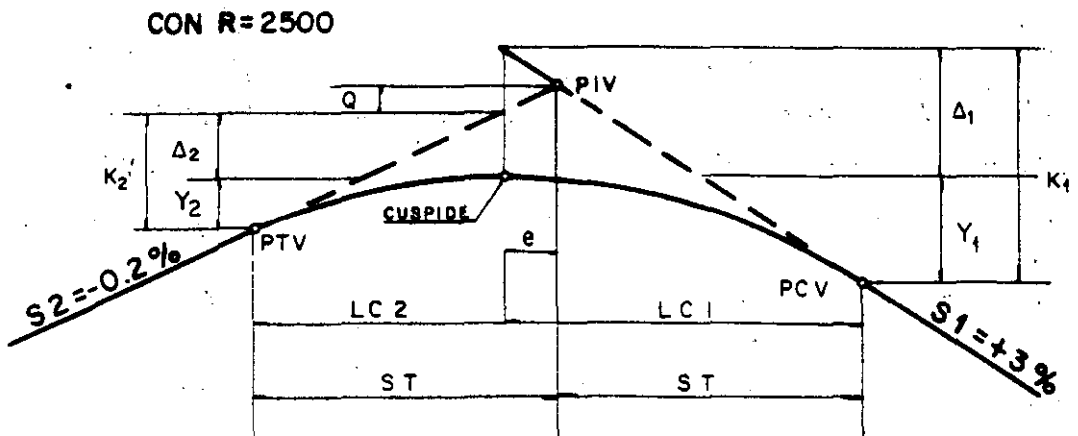
$$\Delta_2 = K_2 - Y_2$$

$$Q = \frac{e S_2}{100}$$

Determinadas todas las características de la curva, se dan cadenamien-  
tos y se calculan las elevaciones en los puntos principales de las curvas y  
en cada 5 metros en cadenamamiento cerrado.

En seguida se tiene el cálculo de dos curvas vérticales como ejemplo.

Cálculo detallado de una curva vértical, caso No. 8.



$$e = \frac{R}{2} (S_1 + S_2) = \frac{2500}{2} (0.03 + 0.002) = 35.000$$

$$Lc_1 = RS_1 = 2500 (0.03) = 75.000$$

$$Lc_2 = RS_2 = 2500 (0.002) = 5.000$$

$$ST = \frac{Lc_1 + Lc_2}{2} = \frac{(75.000 + 5.000)}{2} = 40.000$$

$$y_1 = \frac{(Lc_1)^2}{2R} = \frac{(75.000)^2}{5000} = 1.125$$

$$y_2 = \frac{(Lc_2)^2}{2R} = \frac{(5.000)^2}{5000} = 0.005$$

$$K_1 = Lc_1 S_1 = 75.000 (0.03) = 2.250$$

$$K_2 = Lc_2 S_2 = 5.000 (0.002) = 0.010$$

$$\Delta_1 = K_1 - y_1 = 2.250 - 1.125 = 1.125$$

$$\Delta_2 = K_2 - y_2 = 0.010 - 0.005 = 0.005$$

$$\frac{S_2}{100} = \frac{Q}{e} ; Q = \frac{eS_2}{100} = \frac{35.000 (0.2)}{100} = 0.070$$

$$PCV = 0 + 500.125 \text{ ELEV.} = 31.239$$

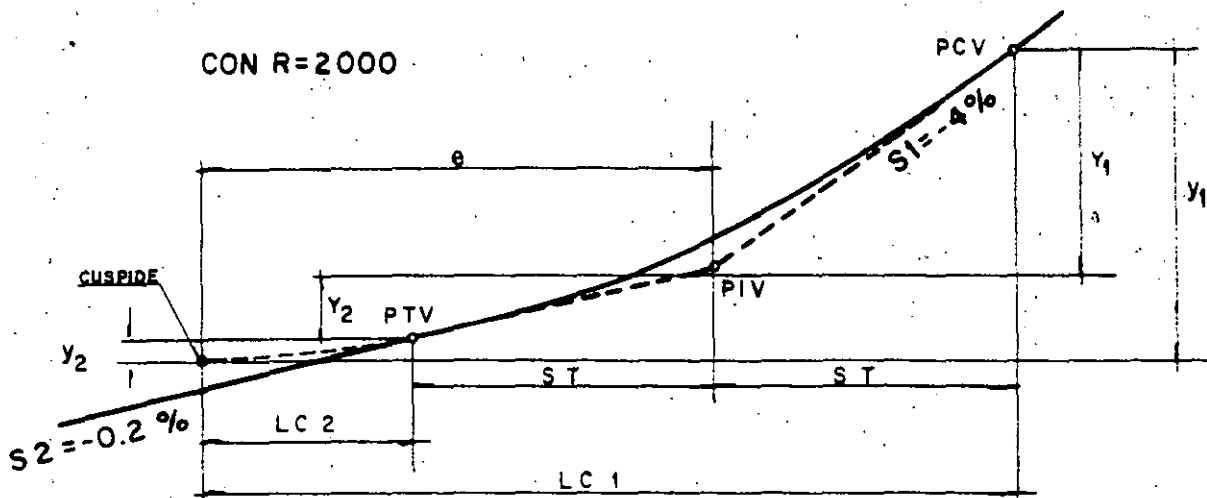
$$CUSPIDE = 0 + 575.125 \text{ ELEV.} = 32.364$$

$$PTV = 0 + 580.125 \text{ ELEV.} = 32.359$$

PUNTO	CADENAMIENTO	X	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup> /2R	COTA
P. C. V	0+500.125	75.000	5625.000	1.125	31.239
	0+505.000	70.125	4917.516	0.984	31.380
	510	65.125	4241.266	0.848	31.516
	515	60.125	3615.016	0.723	31.641
	520	55.125	3038.766	0.608	31.756
	525	50.125	2512.516	0.503	31.861
	530	45.125	2036.266	0.407	31.957
	535	40.125	1610.016	0.322	32.042
	540	35.125	1233.766	0.247	32.117
	545	30.125	907.516	0.182	32.182
	550	25.125	631.260	0.126	32.238
	555	20.125	405.016	0.081	32.283
	560	15.125	228.766	0.046	32.318
	565	10.125	102.516	0.021	32.343
	570	5.125	26.266	0.005	32.359
CUSP.	0+575.000	0.125	0.016	0.000	32.364
	0+575.125	0	0	0	32.364
P. T. V	0+580.000	4.875	23.766	0.005	32.359



## CALCULO DETALLADA DE UNA CURVA VERTICAL, CASO N° 11



$$e = \frac{R}{2} (S_1 + S_2) = \frac{2000}{2} (0.04 + 0.002) = 42.000$$

$$Lc_1 = R S_1 = 2000 (0.04) = 80.000$$

$$Lc_2 = R S_2 = 2000 (0.002) = 4.000$$

$$ST = \frac{Lc_1 - Lc_2}{2} = \frac{80.000 - 4.000}{2} = 38.000$$

$$Y_1 = ST S_1 = 38.000 (0.040) = 1.520$$

$$Y_2 = ST S_2 = 38.000 (0.002) = 0.076$$

$$y_1 = \frac{(Lc_1)^2}{2R} = \frac{(80.000)^2}{4000} = 1.600$$

$$y_2 = \frac{(Lc_2)^2}{2R} = \frac{(4.000)^2}{4.000} = 0.004$$

PCV	2+644.998	ELEV	= 28.940
PTV	2+720.998	ELEV	= 27.344
CUSP	2+724.998	ELEV	= 27.340

PUNTO	CADENAMIENTO	X	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup> /2R	COTA
PCV	2+644.998	80.000	6400.000	1.600	28.940
	2+645.000	79.998	6399.680	1.600	28.940
	650	74.998	5624.700	1.406	28.746
	655	69.998	4899.720	1.225	28.565
	660	64.998	4224.740	1.056	28.396
	665	59.998	3599.760	0.900	28.240
	670	54.998	3024.780	0.756	28.096
	675	49.998	2499.800	0.625	27.965
	680	44.998	2024.820	0.506	27.846
	685	39.998	1599.840	0.400	27.740
	690	34.998	1224.860	0.306	27.646
	695	29.998	899.880	0.225	27.565
	700	24.998	624.900	0.156	27.496
	705	19.998	399.920	0.100	27.440
	710	14.998	224.940	0.056	27.396
	715	9.998	99.960	0.025	27.365
	2+720.000	4.998	24.980	0.006	27.346
P T V	2+720.998	4.000	16.000	0.004	27.344
CUSP	2+724.998	0	0	0	27.340

### 2.2.3. PROYECTO DE GALIBOS.

Es el diseño geométrico de los espacios necesarios que se requieren para la libre circulación de un vehículo, considerando todas sus instalaciones.

Para el caso de la sección de túnel, el proyecto de gálivos, tanto horizontales como verticales, prácticamente queda definido al analizar las diferentes secciones transversales, en las cuales se pretende alojar las instalaciones para : Tramos, tangentes, zonas de curvas, estaciones, transiciones, espuelas de comunicación, nichos de aparatos y de instalaciones electromecánicas, zonas de "cola", fosas de visita, zonas de maniobras, bayonetas para cambio de entrevías, etc.

Finalmente toda esta información queda contenida en un documento gráfico conocido como "Proyectos de Gálivos".

### 3.- CONTROL DE LA GEOMETRIA DE TUNELES.

El procedimiento general que se sigue para llevar a cabo el control de la geometría de los túneles comprende las siguientes etapas.

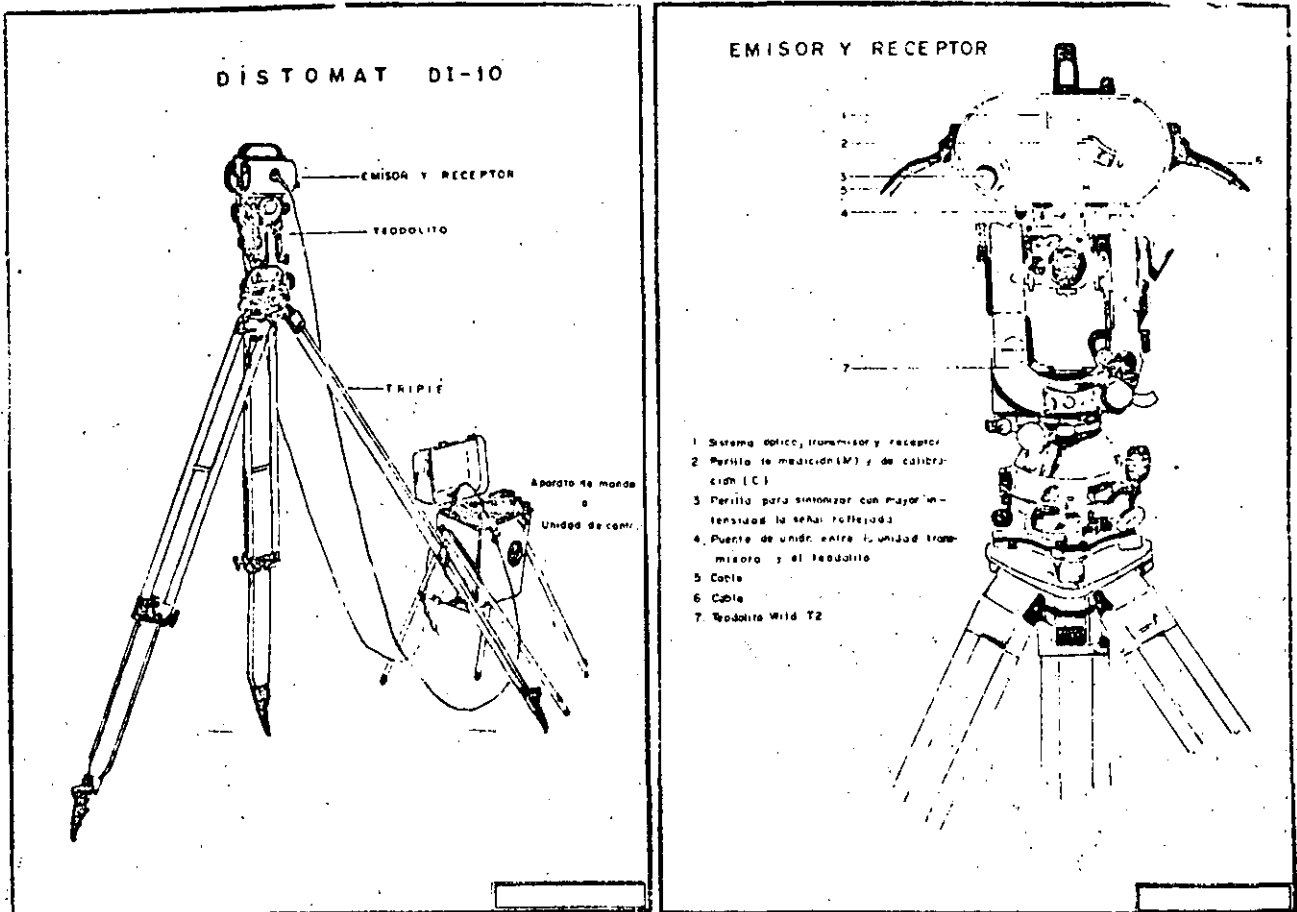
#### 3.1.- TRABAJOS DE SUPERFICIE.

3.1.1. Trazo en superficie, la localización del Eje del trazo, lumbreras, estaciones, etc. se plantean en la superficie, por métodos tradicionales de poligonales cerradas de alta precisión, para lo cual se utilizan aparatos topográficos en sus versiones más recientes tales como :

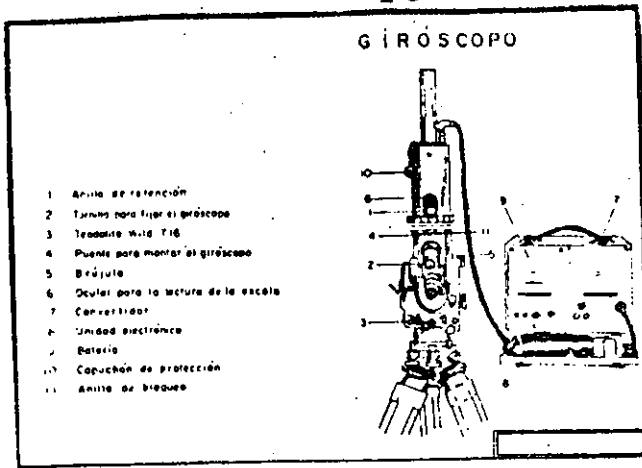
DISTOMAT DI-4, que es un distanciometro electrónico adaptable en todos los teodolitos de Wild : TI, T16 y T2, contiene un conmutador que permite realizar automáticamente las correcciones atmosféricas, la reducción al nivel del mar y aún la deformación por proyecciones a los valores medidos; este es un equipo de alta precisión ( $\pm 5 \text{ mm} + 5 \text{ mm}/1 \text{ Km}$ ) y gran alcance (aproximado 1 000 m con 1 prisma, 1 600 m con 3 prismas y 2000-m con 11 prismas).

EOT-2000, que es un taquimetro electro óptico combinado para la medición de ángulos y distancias con medición automática y digital, lectura del limbo visual, microcomputadora incorporado y posibilidades de conexión para aparatos de almacenamiento de datos; su precisión es de  $\pm 1 \text{ cm}$  en la medición de una distancia y su alcance varía de 1 a 3 Km. según el número de prismas utilizado.

Ambos equipos, el DI-4 y el EOT-2000, son taquímetros emisores de rayos infrarrojos, cuya medición de la longitud de onda al ser proyectadas y reflejadas en un sistema de prismas permiten, por medio de una computadora integrada, realizar la medición de la distancia entre el emisor y el prisma reflector. Además, están adaptados a teodolitos con aproximación en las mediciones angulares hasta de un décimo de segundo de arco.



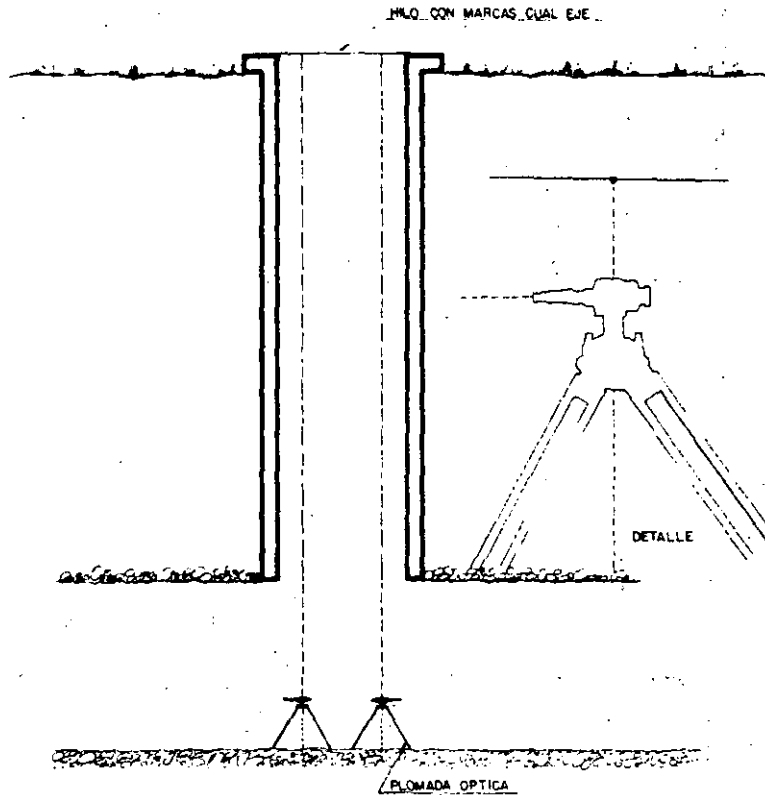
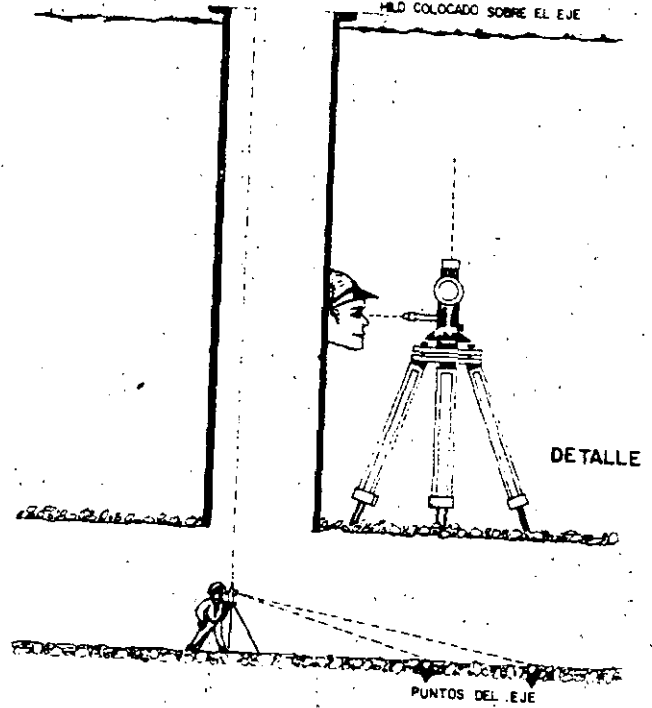
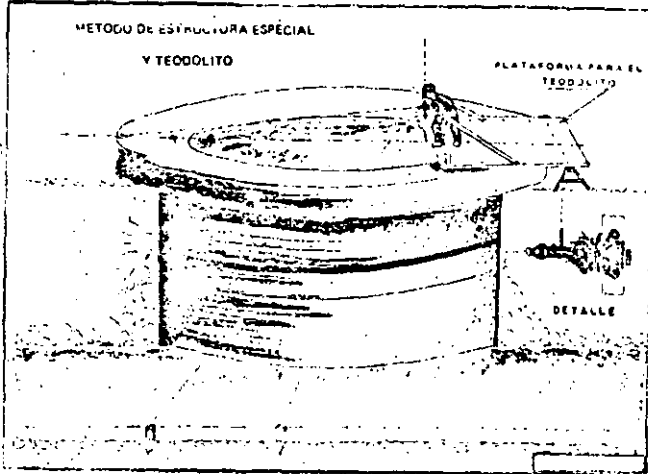
3.1.2. Orientación de las poligonales, que determinan la dirección de las tangentes que constituyen el eje de trazo, es una actividad que normalmente se realiza por medio de observaciones astronómicas, pero, en este caso, es necesario que el rumbo determinado de la superficie, se traslade al interior del túnel con el mínimo error, por lo que para tal efecto se utiliza el Giroscopo Wild- GAK1, este instrumento esta basado en la teoría del movimiento girascópico que dice : "Si a un cuerpo de masa considerable en rotación rápida se le aplica un par de fuerzas, el movimiento cinético del cuerpo tiende a coincidir con el momento M de dicho par, y para ello el sólido adquiere una rotación, movimiento de precisión alrededor de un eje perpendicular a M". Este principio aplicado a un giro-pendulo a través de un rotar que gira a 22,000 revoluciones por minuto, ligado a la tierra por medio del teodolito y del tripie nos determina la dirección del Norte con un error medio de  $\pm 20$  segundos, suficientemente preciso si se considera que este instrumento esta libre de alteraciones por campos magnéticos ó eléctricos.

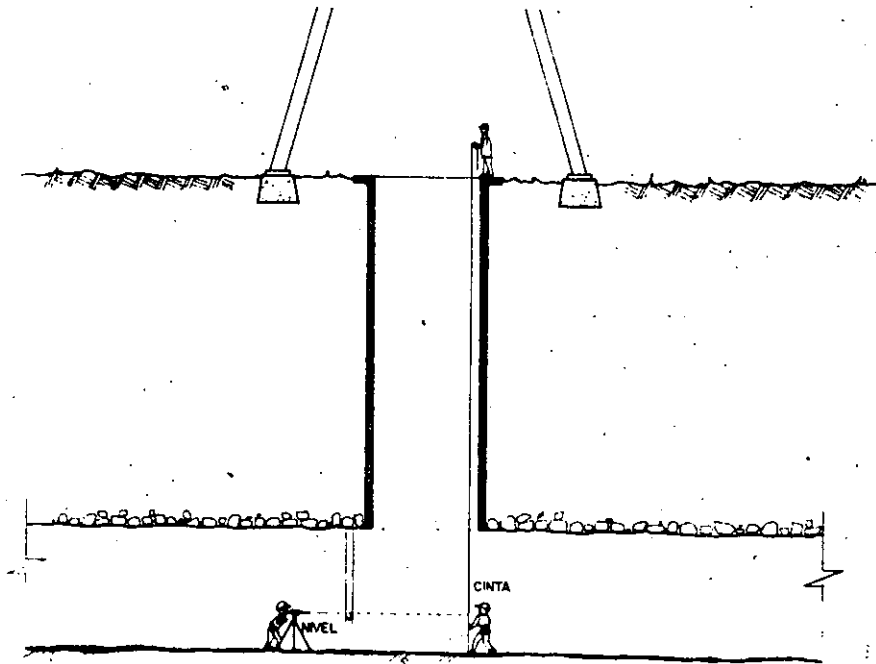


- 3.1.3. Perfil del eje de trazo, la nivelación del eje de trazo sobre el terreno natural, proporciona la información necesaria para elaborar el proyecto de perfil del túnel en toda su longitud. Estas actividades se realizan también con una alta precisión, utilizando equipos como el Nivel universal automático Wild NAK2, que con el empleo de un micrometro de placa planoparalela es posible leer sobre el estadal directamente un décimo de milímetro y estimado hasta un centésimo de milímetro.
- 3.1.4. Control de bancos de trabajo, el empleo de estos equipos para nivelación permite realizar un control altimétrico confiable, para lo cual se ubica en la superficie, un sistema de bancos de nivel denominados bancos de trabajo, los cuales se ligan por nivelaciones diferenciales periódicas a los bancos de precisión, conociendo así el comportamiento altimétrico de todo el sistema.
- 3.2.- TRABAJOS EN EL INTERIOR DEL TUNEL.
- 3.2.1. Bajada de trazo y nivel al túnel, una vez conocida la posición del eje de trazo en la superficie y construidas las lumbreras, el eje es bajado al piso de las mismas utilizando plomadas ópticas cuyas características y posibilidades de adaptación a los equipos topográficos permiten que esto se realice por observaciones directas. Del mismo modo, con el conocimiento del proyecto de perfil y contando con un sistema de bancos de nivel, se ubican en las zonas de lumbreras, los bancos de nivel interiores, ambos datos : el trazo y el nivel, permiten definir la dirección de excavación que llevará el túnel en sus primeras etapas de excavación.

# BAJADA DEL TRAZO

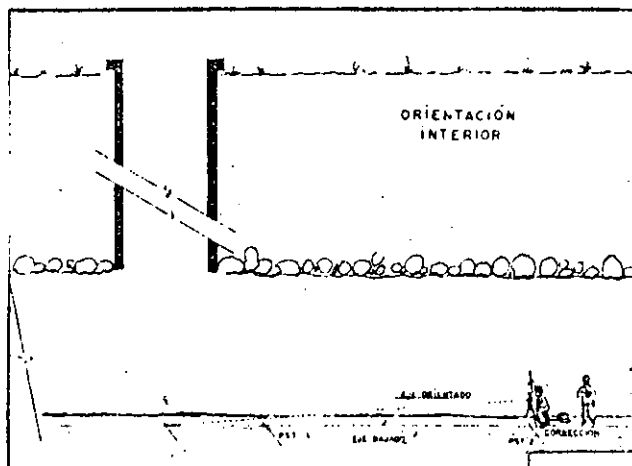
41



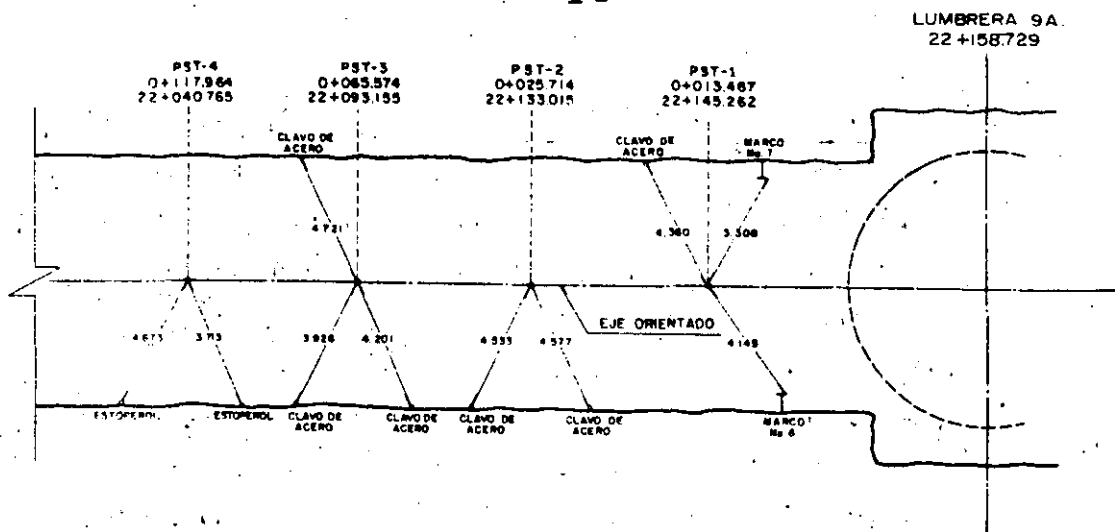


## BAJADA DE NIVEL

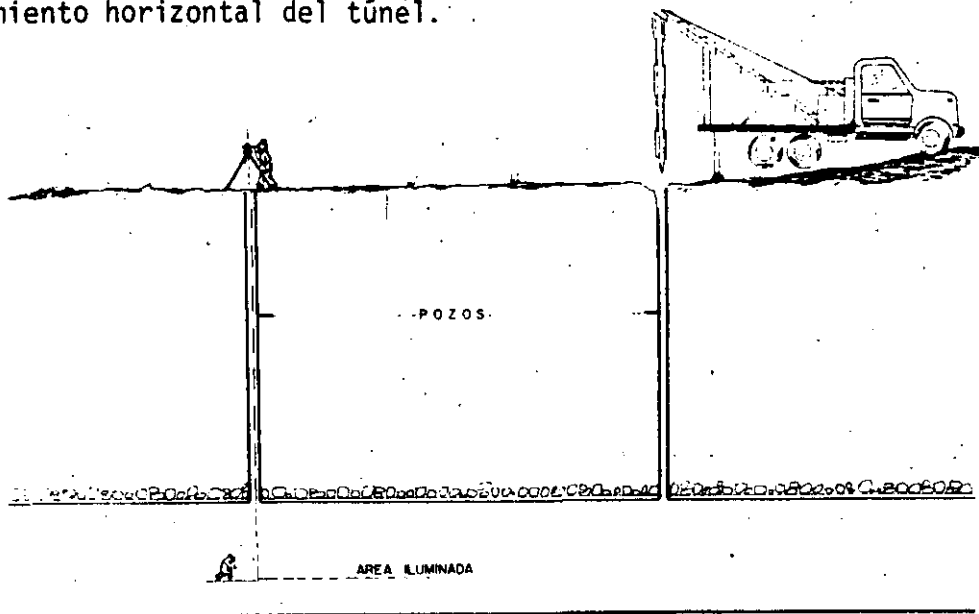
- 3.2.2. Orientación interior, cuando la longitud del túnel excavado ( a prox.- 100 M) permite la orientación interior, esta se realiza utilizando nuevamente el giroscopo GAK-1, para dar a la línea bajada, el rumbo geográfico obtenido en la superficie.







3.2.3. Pozos para control de trazo, adicionalmente se proyecta una localización de pozos a lo largo de la obra, espaciados a cada 300m aproximadamente por los cuales es posible verificar por métodos ópticos el alineamiento horizontal del túnel.



3.2.4. Nivel, que se apoya en la aplicación del control alimétrico y en la ubicación de referencias en el túnel que definen el nivel de sub-rasante de proyecto, considerando éste como un plano de referencia en todas las secciones transversales.

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  $\phi$  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 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	
GW	Permeable	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 están 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.	Mediana a alta	Mediana si mal compactados	Muy buena	
GC	Impermeable	Muy alta	Alta			Mediana a baja	Baja	Muy buena
SM	Semipermeable a impermeable	Media 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	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación	Mediana a alta si mal compactados	correcta a muy pobre	
MI	Muy impermeable	Media a alta	Media			Muy baja	Buena a correcta	
CL	Impermeable	Alta	Media a baja			Mediana a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre	
CH	Muy impermeable	Alta	Baja a media			Muy baja	Muy pobre	
OL	Impermeable	Media	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 <sup>3</sup>
Arcillas medias o duras	1,920 kg/m <sup>3</sup>
Tierras saturadas	2,100 kg/m <sup>3</sup>
Tierras sumergidas	1,100 kg/m <sup>3</sup>
Arcillas suaves	1,600 kg/m <sup>3</sup>

PESOS VOLUMETRICOS, APROXIMADOS, SECOS MAXIMOS

Tipo de suelo	Bien graduado	Mál graduado
Arenas con limos	1920 kg/m <sup>3</sup>	1680 kg/m <sup>3</sup>
Arenas con arcillas	1920 kg/m <sup>3</sup>	1680 kg/m <sup>3</sup>
Arenas	1920 kg/m <sup>3</sup>	1760 kg/m <sup>3</sup>
Gravas	2080 kg/m <sup>3</sup>	1840 kg/m <sup>3</sup>
Limos inorgánicos	- - -	1600 kg/m <sup>3</sup>
Limos orgánicos	- - -	1350 kg/m <sup>3</sup>

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 BENTONITICAS DE LA C. DE --- MEXICO	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 VOLUMETRICOS DE VARIOS SUELOS EN ESTADO NATURAL.

Descripción		Porosidad, n (%)	Relación de vacios e	Humedad W (%)	Pesos volumétricos, Y <sub>s</sub> Y (ton/m <sup>3</sup> )	
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	1.54
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.

Y<sub>s</sub> peso volumétrico seco.

Y peso volumétrico saturado.



RELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES  
EN PENETRACION ESTANDAR, LA CONSISTENCIA  
DE LA ARCILLA Y SU RESISTENCIA A COMPRESION  
SIMPLE

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q <sub>u</sub>	< 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<sub>u</sub> resistencia a la compresión simple, en kg/cm<sup>2</sup>.

TABLA 25  
DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS Y EL NUMERO DE  
GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION  
ESTANDAR

Número de golpes	Densidad relativa
0—4	Muy suelta
4—10	Suelta
10—30	Media
30—50	Densa
> 50	Muy densa

# E S F U E R Z O S

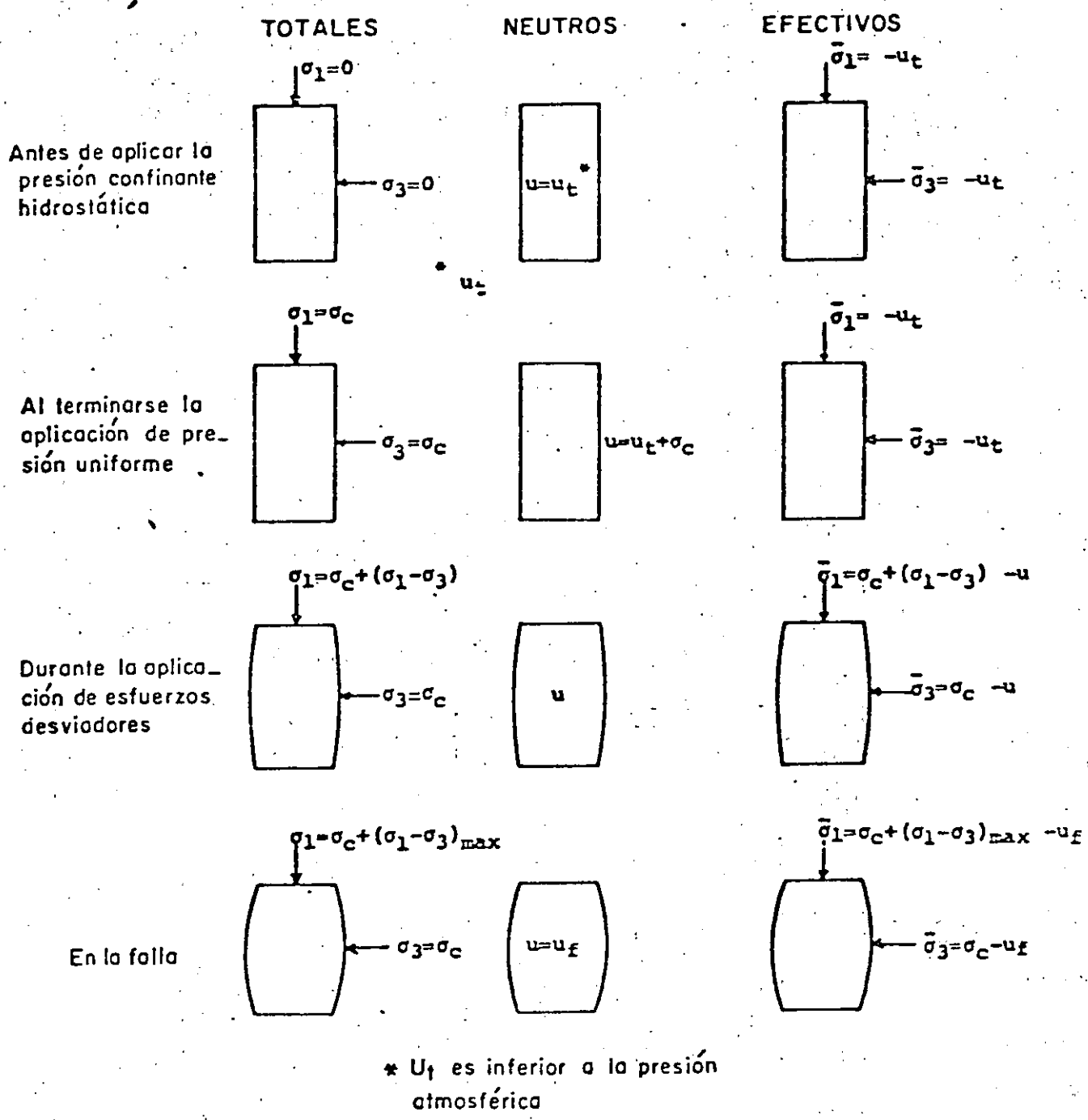


Fig 9 a Estados de esfuerzos en una prueba de compresión triaxial "Q" en arcilla 100 % saturada

*Lenta o Consolidada drenada*

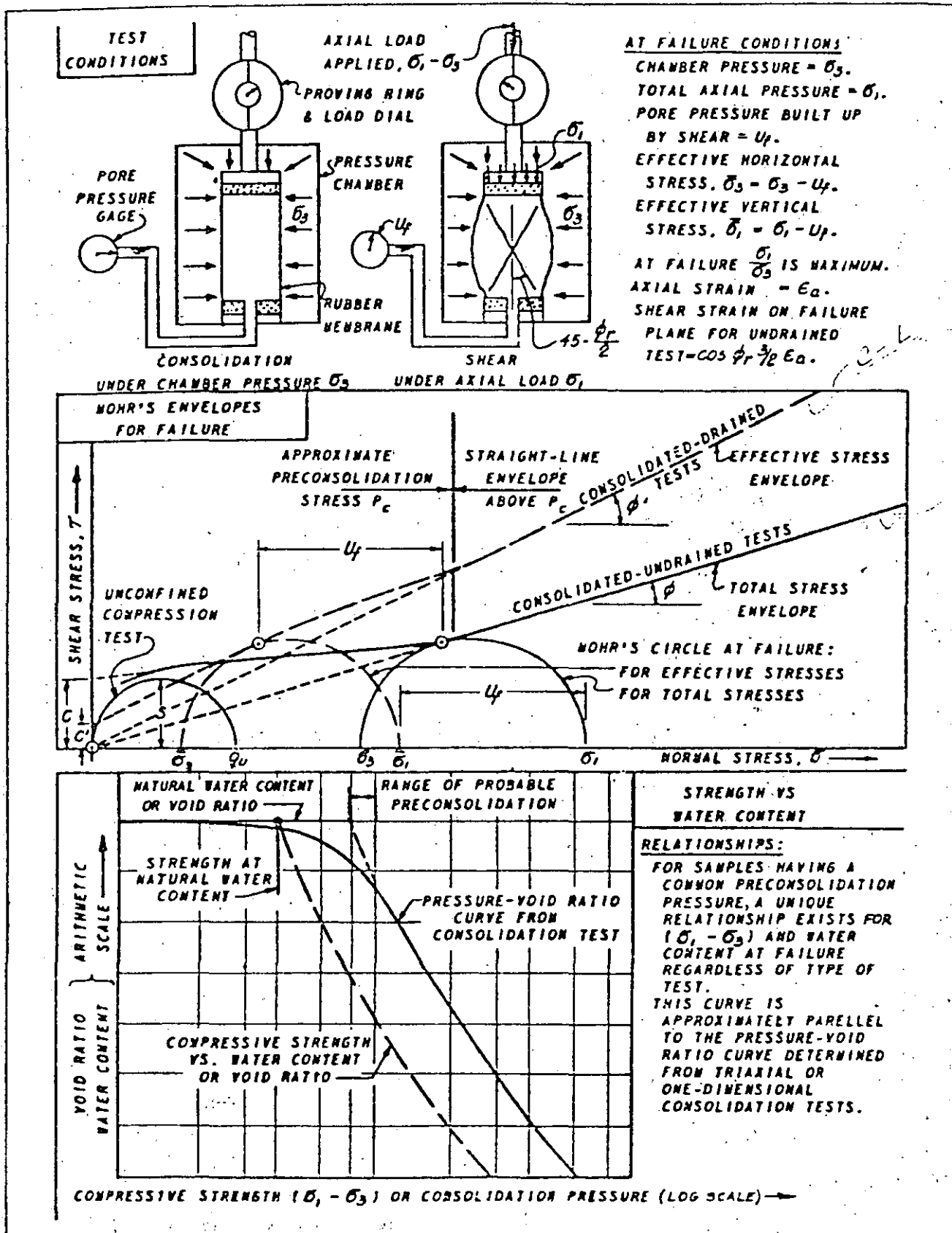


FIGURE 3-6  
Triaxial Shear Test Relationships

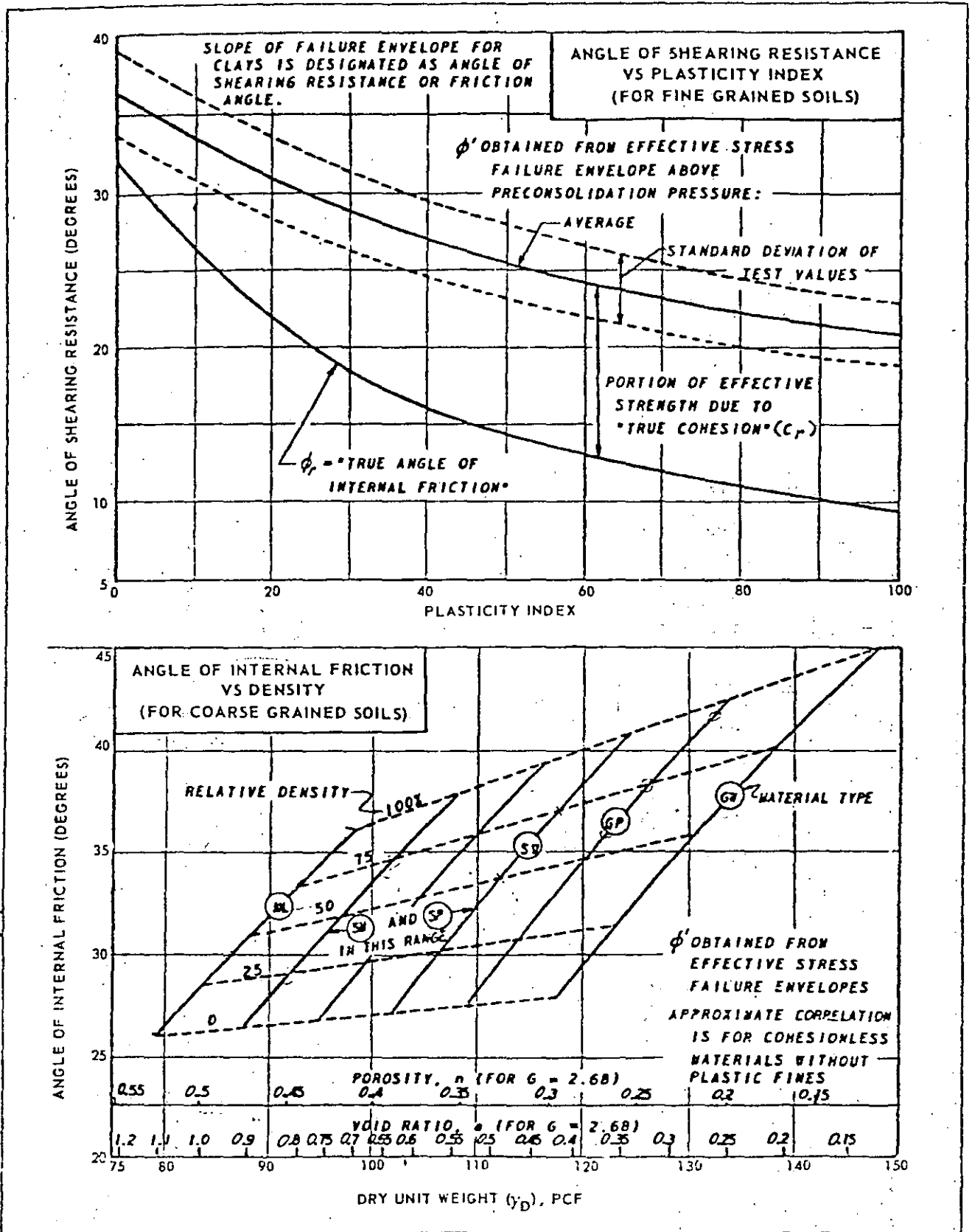


FIGURE 3-7  
Correlations of Strength Characteristics

## 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.

$$i (\%) = \frac{P_i - P_2}{P_i} \times 100$$

en que:  $P_i$  = Peso de la muestra secada al horno a  $105^\circ\text{C}$ .

$P_2$  = 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  $\Delta i$  en un intervalo de tiempo dividido por el mismo intervalo de tiempo  $\Delta t$

$$j = \frac{A_i}{A_t}$$

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 ( $\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$ ) 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.

Ensayes 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 compre--- sión. A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor -- que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje ner- tical debido a su menor resistencia a la tensión.

En la última modalidad se somete a un espécimen de roca simple-- mente 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 pla- nos de debilidad de los macizos rocosos, aunque el valor obteni- do de esta forma es menor que el de ensayes de campo, por la in- fluencia de las irregularidades de las juntas que son mayores -- que los especímenes essayados. La prueba consiste en provocar --

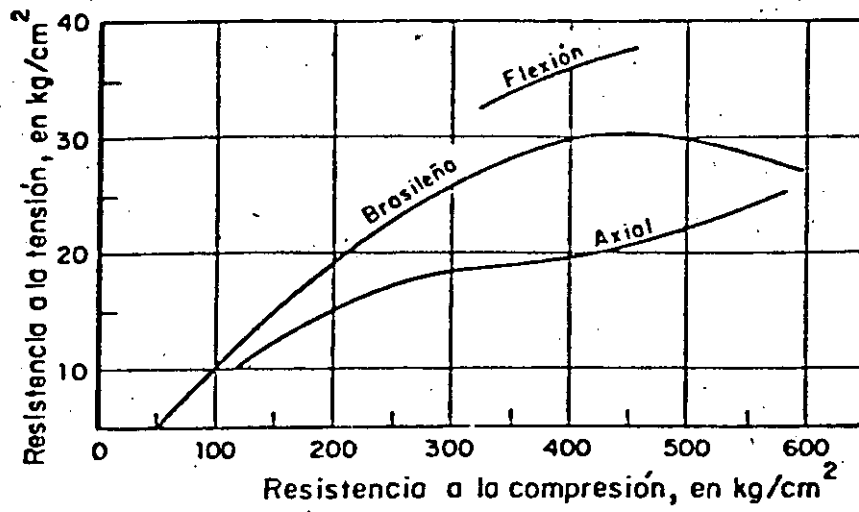


una falla por corte a través del material intacto en un plano seccionado previamente o a través de un plano de debilidad pre-existente.

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:

$$S_T = \frac{2W}{\pi dL} \quad (7.4)$$

where  $W$  is the applied load (applied at a rate of about 200 kg/min) and  $d, L$  are the dimensions of the core.

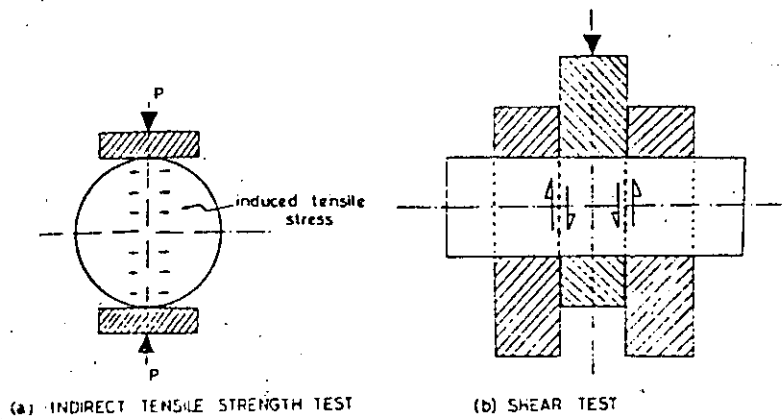


Figure 7.3 Laboratory strength tests.

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.

$$S_T = \frac{W}{D^2} \quad (7.5)$$

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  $\nu$ , 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  $G$ ,  $\lambda$  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 ( $S_{c_0}$ ) through:

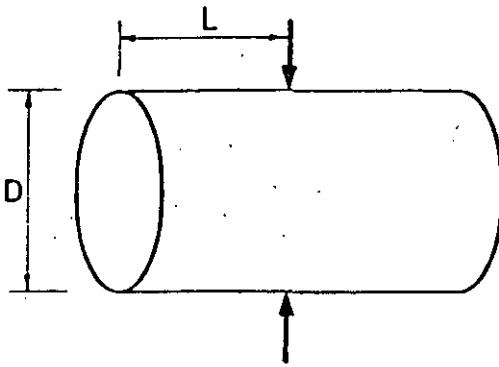
$$S_c = S_{c_0} \left( 0.8 + \frac{1}{2L} \right) \quad (7.3)$$

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.

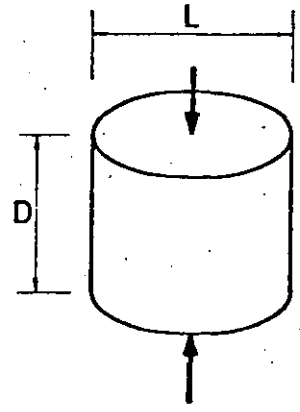
Tests for *tensile strength* can be based on the tensile stress/strain test. It has, however, been demonstrated that while satisfactory at low stresses there is always a danger of either eccentric loading or weakness planes due to machining, affecting failure levels at high loading rates. A more satisfactory 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 7.3a) 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  
Petroleos 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

METODO DE EVALUACION DE LA EXPLORACION GEOLOGICA  
EN LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA

EXPOSITOR:

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

SEPTIEMBRE, 1985.

## METODO DE EVALUACION DE LA EXPLORACION GEOLOGICA

### EN LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA

#### R E S U M E N.

La importancia de la geología y la información geológica, en construcción de túneles, es indiscutible. Sin embargo, es difícil justificar una investigación geológica adicional en la fase que precede la construcción de un proyecto subterráneo, ya que, hasta ahora, no era posible evaluar los beneficios de una operación similar. En este artículo se presenta una solución a este problema. Esta se basa en el "Tunnel Cost Model", un modelo de computadora, desarrollado en el M.I.T., que permite estimar los costos y el tiempo de ejecución de una construcción subterránea. La solución emplea análisis de toma de decisión, cálculos probabilísticos y factores subjetivos para llegar a un análisis pre-posterior.

Este análisis proporciona un beneficio monetario resultante de aplicar un reconocimiento geológico dado. Este beneficio puede ser comparado contra el costo de exploración para determinar si ésta se justifica. Se presenta el estudio de un caso particular para ilustrar el análisis propuesto.

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

" Las condiciones geológicas son de los factores más importantes que determinan el costo y el tiempo de ejecución de una obra subterránea y por consiguiente es esencial pronosticarlos".

" En la selección del método de construcción subterránea las - condiciones geológicas tienen una influencia mayor que cual--- quier otro factor ".

Deere, et al, 1969

Está reconocido universalmente que la geología y la predicción-geológica son factores importantes en el proyecto y la cons--- trucción de túneles. Con una mala información geológica, pue-- den ocurrir errores de estimación del tiempo de ejecución y -- del costo, ó de la elección de la localización del túnel y de la técnica de su construcción. El resultado de este tipo de errores es generalmente la pérdida de tiempo y de dinero; a ve ces el precio es la vida humana. De aquí, que el conocimien to geológico por exploración debería ser un requisito primario en cualquier proyecto de construcción subterránea.

Sin embargo, la exploración resulta muy a menudo costosa. Es además difícil calcular la diferencia entre el costo inmediato de exploración y algún beneficio futuro indeterminado en el -- costo y tiempo del proyecto. Esto es debido a que el costo de exploración y el beneficio que de ésta deriva no están directa ó simplemente relacionados. Para establecer una tal relación, en primer lugar sería necesario determinar el valor del conoci miento geológico con respecto al proyecto particular de la --- obra subterránea y luego de alguna forma hacer una correlación

entre exploración y conocimiento geológico.

Se presenta aquí un método que trata de establecer este tipo de correlación y por lo tanto hace posible evaluar la exploración. Para establecer una relación entre las condiciones geológicas y el costo y el tiempo de una construcción subterránea, se usa un modelo de computadora.

El Tunnel Cost Model, o TCM, usado en el análisis tiene una característica excepcional-comparado con otros modelos existentes- que hace que las incertidumbres sobre los conocimientos geológicos sean incluidos en la evaluación del tiempo y costo del proyecto.

Con este modelo como base es posible cuantificar el beneficio de la exploración. Usando análisis sencillos de decisión y cálculos de probabilidades, pueden ser evaluadas las incertidumbres que la exploración trata de disminuir.

El resultado final de este tipo de análisis es un término monetario que expresa a la persona particular que toma la decisión el beneficio de exploración y la reducción de las incertidumbres geológicas. Este término monetario puede ser comparado con el costo de exploración para determinar si una particular exploración deberá efectuarse ó no.

Para evaluar el beneficio de la exploración, primero hay que examinar los pasos iniciales de exploración subterránea y los-

fundamentos del TCM, seguidos por una descripción detallada de la metodología. Se presenta también la historia de un caso real.

Exploración -una breve vista de conjunto-.

Según Baecher (1974) cada una de las fases temporales de exploración (preliminar, de anteproyecto, de selección de trazo, etc) enfoca tres puntos: Levantamientos geológicos, Investigación y pruebas. El levantamiento geológico es de primaria importancia en la construcción subterránea, donde la identificación de los modelos geológicos y la proyección de estos modelos geológicos a la profundidad del túnel es el punto fundamental.

Para apreciar esta importancia, el levantamiento geológico puede además subdividirse en Reconocimiento y en Identificación y Reconstrucción de los Modelos, (Baecher, 1972).

Con el Reconocimiento, el ingeniero geólogo, empieza a recolectar sus datos. Examina los records disponibles, consulta los planos geológicos de la zona, fotografías, documentos ó exploraciones anteriores.

Entonces el geólogo, al familiarizarse con los datos recogidos y combinarlos con su experiencia, empieza a esbozar conclusiones generales sobre la geología de la región e incluso sobre la del túnel. Ha empezado así la segunda fase de exploración - Identificación y Reconstrucción de los Modelos - donde empieza a evaluar las condiciones geológicas en forma estadística y

con criterios personales al mismo tiempo.

Para confirmar sus conceptos sobre las condiciones geológicas, el geólogo puede emplear técnicas de percepción remota (fotografía, radar, etc.), ó de observación directa. También puede efectuarse levantamientos de geología superficial como fracturas al descubierto en afloramientos. Sin embargo, el geólogo por más meticulado que sea en sus observaciones siempre estará limitado a lo que él pueda hacer.

Así como lo han subrayado autores de la talla de Wahlstrom --- (1964) y Robinson (1972) y como puede verse por las comparaciones de Brown (1969), Prokopovieh (1972) y Miller (1974), aún las predicciones derivadas de un programa extenso de exploración tendría algún grado de incertidumbre. Por lo tanto, es necesario incluir en cualquier evaluación de posibles condiciones geológicas toda información al respecto, incluyendo ideas basadas en la intuición y la experiencia. En otras palabras, debería compilarse un conjunto lo más completo posible de informaciones geológicas.

Entonces el proyectista ó el contratista usarían estas informaciones para determinar las repercusiones en la construcción y, por lo tanto, en el costo. Sin embargo, aquí surge un problema: ¿ Como puede un ingeniero incluir en su análisis un dato geológico que el geólogo da como "probable" ó "posible" ?  
¿ Además, la interpretación de estos términos que haga el ingeniero será igual a la del geólogo que los usó primero ?

Para resolver estos problemas, se introducen conceptos subjetivos de probabilidad: se usan probabilidades para expresar la -- confianza de la persona que las pronostica, en la forma descrita por Vick (1973).

Estas evaluaciones de probabilidad son los datos que van a alimentar el TCM, desarrollado por Moavenzadeh, et al (1974) y que se describe a continuación.

El Tunnel Cost Model - La Evaluación de las condiciones Geológicas.- El TCM es un método basado en un modelo de computadora - que simula las condiciones geológicas y las actividades en la - construcción de un túnel.

Para describir incertidumbre, el TCM hace uso de un concepto de unida-segmento propio para establecer modelos geológicos (Wyatt, 1974). La base para este análisis es una gráfica ramificada - (ver fig. 1), que estructura parámetros geológicos en un formato ordenado y fácil de entender, y que está basado en una clasificación de tipo de roca de fácil referencia (Vick, 1973).

Cada gráfica describe una formación, un estrato ó una porción - de un estrato que el geólogo quiere considerar.

Por eso cada una de estas gráficas es definida como una unidad. Ya que por lo general las condiciones cambian a lo largo del -- trazo de un túnel, el uso de una sola gráfica ramificada ó unidad no es suficiente para describir la variación geológica.

Para resolver este problema, se divide el túnel en segmentos --

discretos, en los cuales se evalúan las unidades. Dado que en cada sitio pueden encontrarse distintos tipos de roca, se pueden tener varias unidades dentro de un segmento (Fig. 2).

La posibilidad de cada unidad es expresada en probabilidades de existencia.

La presencia de unidades en segmentos adyacentes tiende a ser interdependiente. Por ejemplo, al encontrarse en un túnel una serie conocida de estratos verticales, la presencia de lutita puede indicar que el próximo segmento tendría que ser una unidad de arenisca.

Se puede usar una matriz, como la presentada en la figura 3, para expresar este tipo de dependencia. Esta matriz describe un proceso de Markov o Semi-Markov (Howard, 1971; Lindner, 1975).

La diferencia de estos términos consiste en la distinción entre la relación de dependencia en uno ó en más segmentos (Markov ó Semi-Markov respectivamente). Con el empleo de estos procesos y del concepto de unidad-segmento, es posible representar cuantitativamente la incertidumbre de una predicción geológica.

Estos datos junto con la información relativa a los métodos de construcción (que también son evaluados por incertidumbre) forman las bases para las simulaciones del TCM.

El resultado es una evaluación de incertidumbre de tiempo-costo representada por un gráfica de dispersión.



La gráfica de dispersión es esencialmente una "montaña" de probabilidad con curvas de nivel que indican "niveles" de probabilidad.

La gráfica de dispersión indica lo que todo el mundo sabe, que los retrasos en la construcción por lo general también son costosos.

#### Evaluación del Beneficio de la Exploración.

En los párrafos anteriores, se han establecido las bases conceptuales de exploración, y se ha hablado sobre la dificultad de representar las condiciones geológicas. Esto se ilustra en forma esquemática en la figura 5. El paso final es evaluar un cambio en la descripción geológica provocada por la exploración. Dado que este es el propósito de este artículo, ahora trataremos en detalle el procedimiento exacto de este método.

El examen de la gráfica de dispersión es el primer paso de este procedimiento. ¿ La incertidumbre representada es de suficiente importancia para justificar una exploración adicional, y hay suficientes fondos para hacerlo ? Estos son los puntos iniciales en la decisión de exploración.

El siguiente punto es un aspecto importante de la exploración. - ¿ Donde explorar ? para determinar el sitio óptimo se hace un análisis sencillo de sensibilidad en el que se utiliza la -

evaluación geológica anterior de unidad-segmento, y la probabilidad de existencia de una unidad dentro de un segmento, se -- cambia por un porcentaje (por ejemplo 10%) para cada segmento. En la conclusión de este análisis se puede ver en cual segmento se ha reducido en máximo grado la incertidumbre del tiempo-costo del proyecto.

Este segmento debería examinarse primero. También tendrían -- que examinarse los otros segmentos en relación a su sensibilidad ó efecto sobre el costo y el tiempo. A este orden de importancia se le llama Lista de Prioridad.

Una vez determinado el segmento más importante, es necesario - examinar las incertidumbres relacionadas con la técnica de exploración.

Tomaremos, como ejemplo, un núcleo AWX. La incertidumbre pue -- de entrar en la evaluación de resultados en muchas formas.

Por ejemplo, ¿ qué tan buenos son el personal de la perforadora y el equipo, ó el personal de supervisión ? ¿ qué consecuencias puede tener el diámetro pequeño de la broca sobre el valor de los resultados ? A este tipo de preguntas sólo se puede contestar subjetivamente puesto que, hasta la fecha se tienen pocos datos estadísticos sobre estos asuntos.

Para facilitar una evaluación de este tipo se puede volver a -- utilizar una matriz como se muestra en la figura 6.

A la persona que va a tomar la decisión se le pregunta si, co

nociendo él la respuesta exacta ó "verdadera", qué tipo de resultados de exploración esperaría.

Se puede estructurar otras relaciones con el formato gráfico. Por ejemplo el RQD obtenido de una broca AWX, no es igual al obtenido de una broca NWX. Sin embargo, las correlaciones entre RQD de la roca y soporte del túnel tienen su fundamento en un tamaño de núcleo NWX (Deere en Stagg & Zienkiewicz, 1968).

En este caso, la condición "verdadera" sería el RQD de la broca NWX y el resultado de la prueba sería el RQD de la broca AWX.

El formato gráfico permite considerar otros puntos (personal, tamaño del núcleo, etc.,) por separado, y la simple adición matricial puede entonces reducir las series de evaluaciones a una sola matriz.

Habiendo completado esta evaluación de incertidumbre, es todavía necesario evaluar la consecuencia de exploración hasta la profundidad del túnel. Es evidente que la exploración de un punto a lo largo del alineamiento del túnel va a influir en la evaluación de las condiciones de puntos adyacentes al punto de exploración.

Se ha discutido la relación entre puntos de este tipo en teoría (Matern, 1960 ; Switzer, 1967 ) y ha sido aplicado a resultados de exploración (Díaz y Vaumareke, 1974).

Una forma es una relación que disminuye de manera exponencial

y que varía con la distancia desde el punto de exploración - figura 7.

Aunque este tipo de relación puede ser una expresión estadística fiel de los datos de campo, es extremadamente difícil - establecer su forma exacta en un sitio específico ya que existen pocos datos de campo disponibles sobre este asunto y los parámetros de la función varían de un sitio a otro.

De aquí que se introduce una función escalonada que represente gruesamente la disminución exponencial con la distancia - y que también se presta a una evaluación subjetiva.

Esta función se llama la Función de Exploración (fig.7c).

La función divide la evaluación original en nuevos segmentos; el rango seguro actúa sobre una distancia en donde la influencia de exploración se supone igual al punto "A".

Los otros segmentos expresan la influencia decreciente entre rangos de  $1/2$  y  $1/6$ , como se ilustra en la figura No. 7.

La persona que va a tomar la decisión tiene que definir la -- extensión lateral de estos tres "rangos", que pueden denominarse "seguro", "probable" y "posible".

Lo anteriormente dicho constituye la base para un análisis -- pre-posterior, que es un método para determinar el beneficio de exploración antes de que sea efectivamente efectuada (vease Benjamin y Cornell, 1970).

Figura 6 Formato gráfico donde  $P_{mn}$  es la probabilidad del estado del parámetro  $n$  que se produce como resultado de un test sabiendo que el estado real (verdadero) del parámetro es  $m$

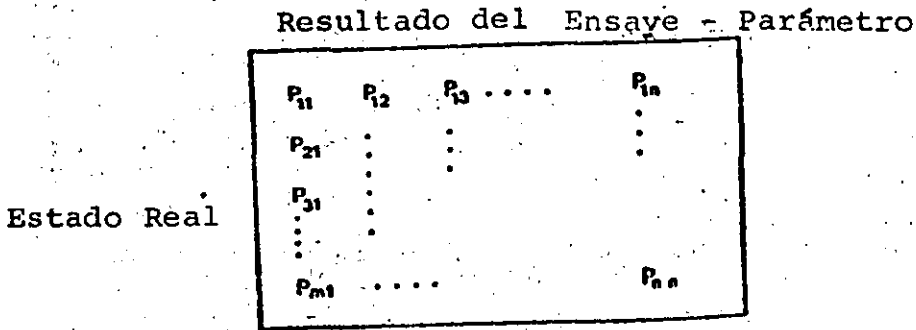
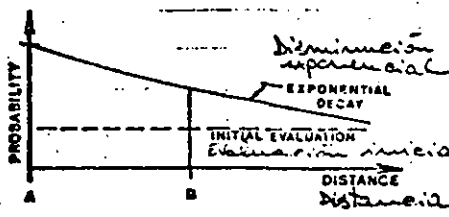
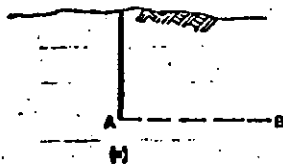


Figura 7 El problema de extensión.

¿ Qué significa la exploración del punta A en el B

WHAT DOES EXPLORATION AT A MEAN AT B ?

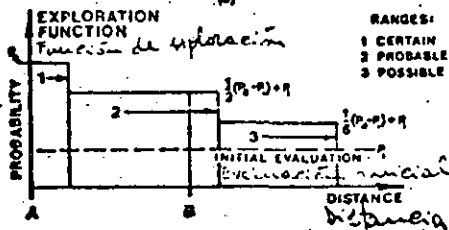


Dispersión exponencial

Evaluación inicial

Distancia

Función de exploración.



Escalas:

Segura

Probable

Posible

Evaluación Inicial

Distancia

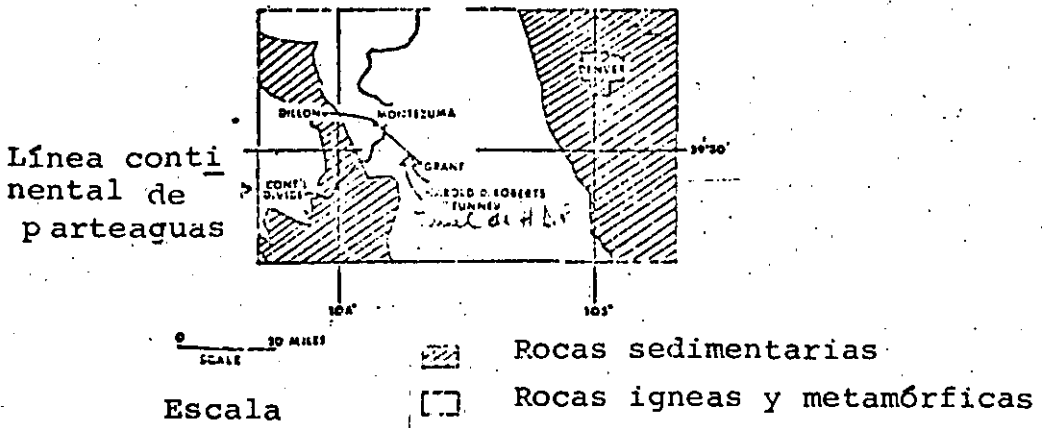


Figura 12 Ubicación del Túnel de Harold D. Roberts.

<u>TIPO DE ROCA</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>DESCRIPCION</u>
Gravito	GR-1	Depósito de arcilla-gravito. RQD, medio alto, poca probabilidad de grietas, afluencia baja, resistencia alta-muy alta.
	GR-2	Cuarzo-monyonita-pórfiro. RQD mediano, afluencia baja, resistencia muy alta, también usada para Hornablenda-Gneis.
	GR-3	Fracturado, ninguna modificación--afluencia baja.
	GR-4	Mal-fracturado, arcilloso, como en la perforación con Broca de Diamante 3.
	GR-5	Lleno de grietas, fracturado, como en la perforación con Broca de Diamante D.
	GR-6	Zona de fallas, afluencia alta -- probable.
	GR-7	Zona de fallas, afluencia alta.
Esquisto	SC-1	Formación de Idaho-Springs. RQD medio-alto, afluencia baja, resistencia mediana.
	SC-2	Formación de Idaho-Springs con Intrusiones graníticas, como SC-1, excepto resistencia alta, estructura laminar importante.
	SC-3	Fracturado, pequeña modificación--afluencia baja.
	SC-4	Fracturado, pequeña modificación--posibilidad de alta resistencia.
		Para detalles consultar Moavenzadeh, et al, 1975.

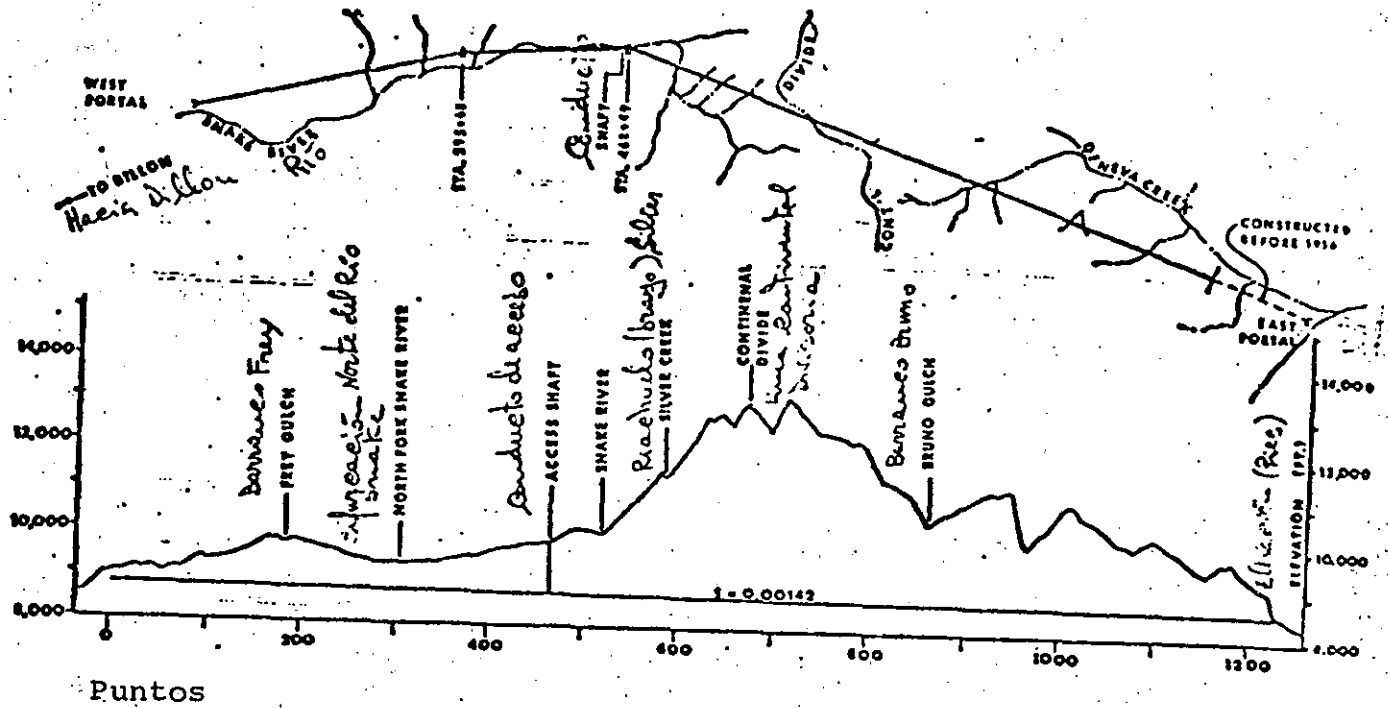


Figura 13 Corte y Plano del Tunel de Harold D. Roberts.

SEG. NO.	SEG. LENGTH	UNIT	ORIG. EVALUAT.	NEW EVALUAT.	CHANGE - COST	CHANGE - TIME
68	3000'	GR-2	.50	.60	0.40% *	0.283 *
		GR-6	.50	.40	2.73 *	2.71 *
74	2180'	SC-2	.50	.60	0.23% *	0.168 *
		SC-4	.50	.40	1.80 *	1.68 *
78	3750'	GR-4	.30	.40	0.19% *	0.143 *
		GR-7	.70	.60	2.65 *	2.44 *
84	3500'	CC-1	.50	.60	0.28% *	0.125 *
		SC-3	.50	.40	2.20 *	2.08 *

Tabla 2 Lista de Prioridad.



Tabla 3 Influencia del núcleo AWX

Valor actual "verdadero"

alto	0.70	0.30	0.10
med.	0	0.60	0.30
bajo	0	0	1.00

Muy Alta	0.75	0.25
Alta	0	1.00

COMPRESIVE STRENGTH

--- Resistencia compresiva

		RESULT		
"VALUE"		HIGH	MED.	LOW
	HIGH	0.80	0.10	0
	MED.	0	0.90	0.10
	LOW	0	0	1.00

		V.ML HIGH	
V.ML		0.90	0.10
HIGH		0	1.00

COMPRESIVE STRENGTH

		HIGH LOW	
HIGH		0.75	0.25
LOW		0	1.00

WATER INFLOW

--- Afluencia de agua

Tabla 4 Influencia de Personal y Equipo

		RESULT		
"VALUE"		0.70	0.30	0.10
		0	0.60	0.30
		0	0	1.00

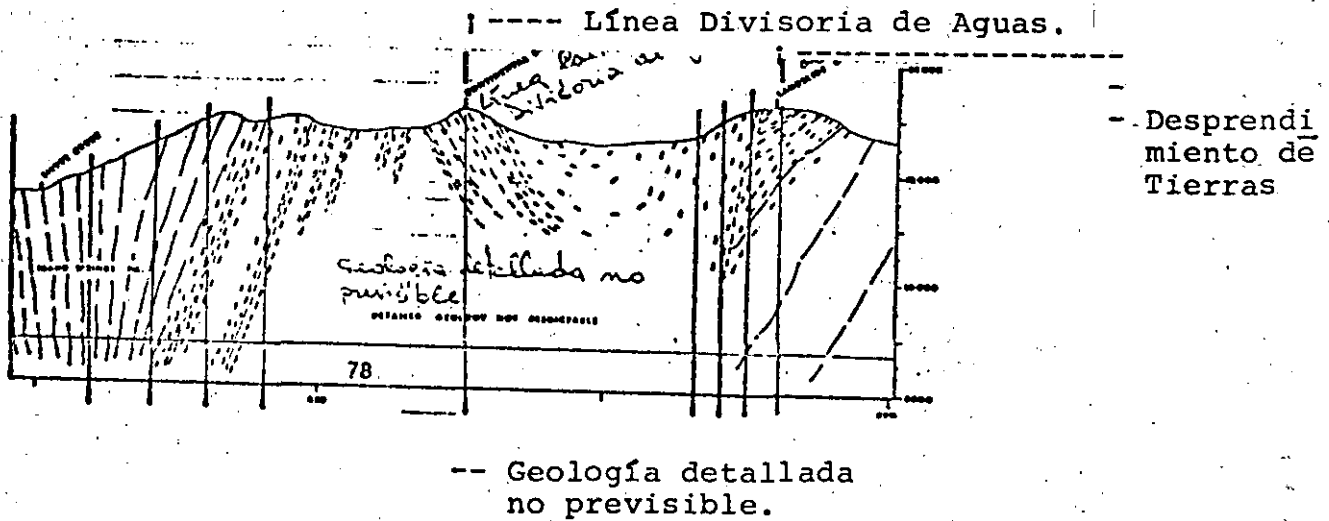
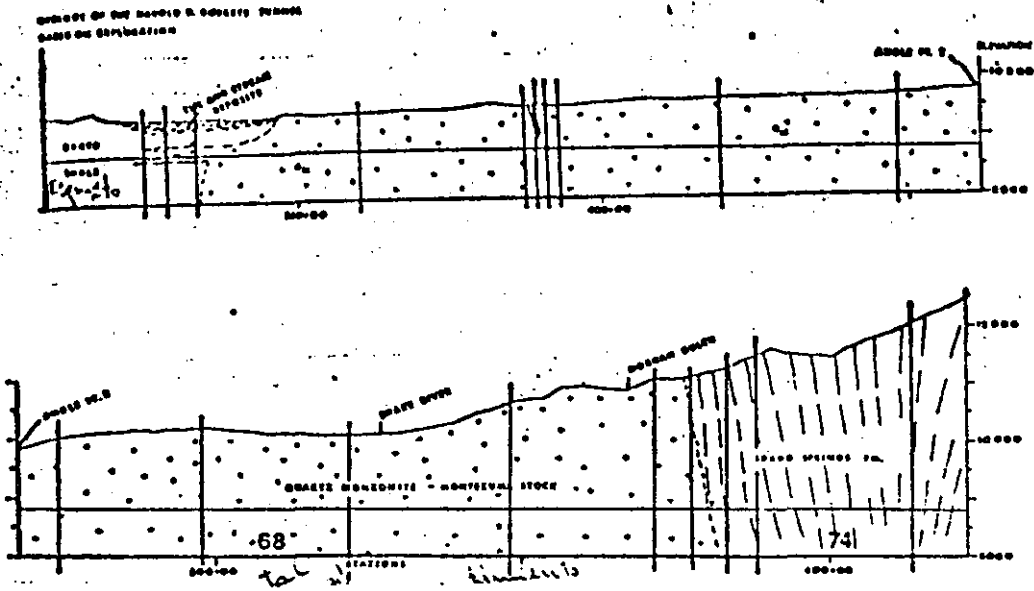
		0.80	0.10	0
		0	0.90	0.10
		0	0	1.00

+

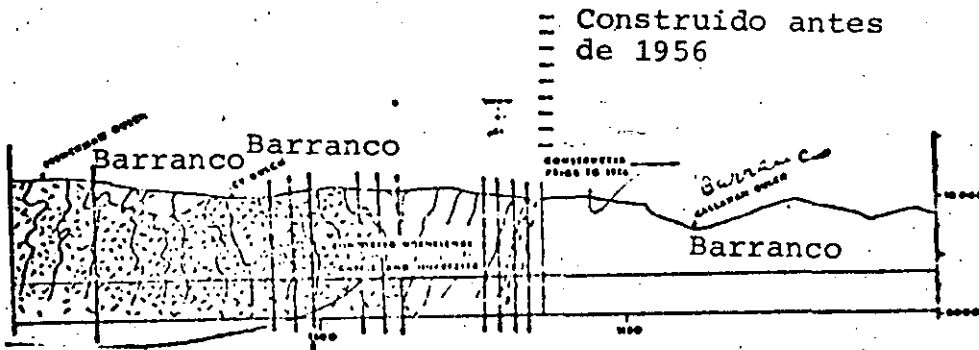
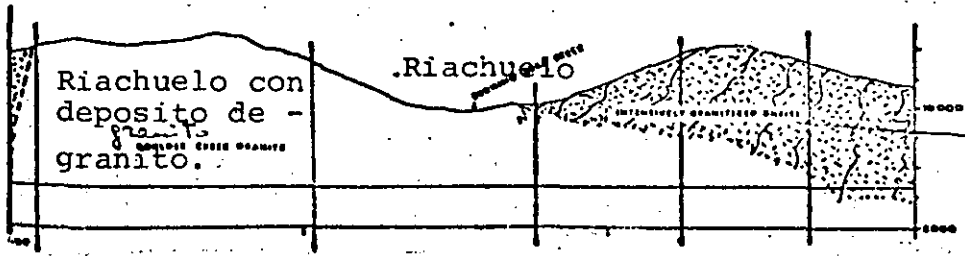
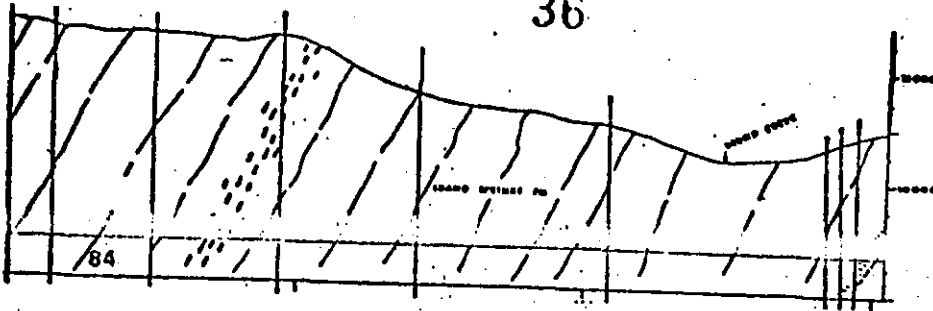
		0.80	0.15	0.05
		0	0.65	0.35
		0	0	1.00

=

Tabla 5 Matriz total para RQD



36



--- Hornablenda contorsionada.

Figura 14 Segmentación del Túnel de Harold D. Roberts.

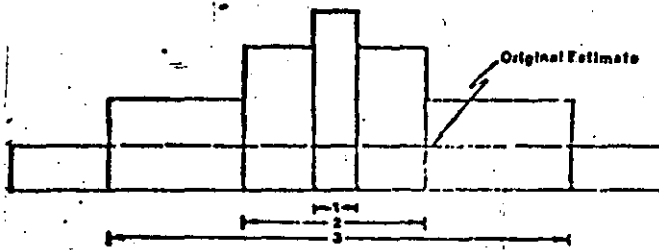


Figura 15 Función de Exploración .

No.	Time	Cost	Value
1	8.3 DAYS 2.0	121.2 KI 300	64.3 KS
2	6.6 2.1	127.4 309	67.5
3	8.0 2.0	115.7 299	61.0
4	7.2 2.0	131.5 301	69.6
5	5.6 2.1	91.3 308	49.9
6	6.1 2.0	90.1 301	52.8
7	6.9 2.1	97.4 303	52.4
8	6.3 2.0	99.0 302	53.3
9	4.6 2.0	73.2 295	40.1
10	4.7 2.0	72.6 297	39.8
11	6.5 2.0	90.2 302	48.8
12	5.3 2.0	88.4 299	47.8
13	3.2 2.0	50.8 301	28.8
14	2.9 2.1	42.8 309	24.9
15	0.2 2.0	9.3 304	7.6
16	0.6 1.9	4.5 293	5.3

Tabla 6 Evaluación de Nodo Terminal.

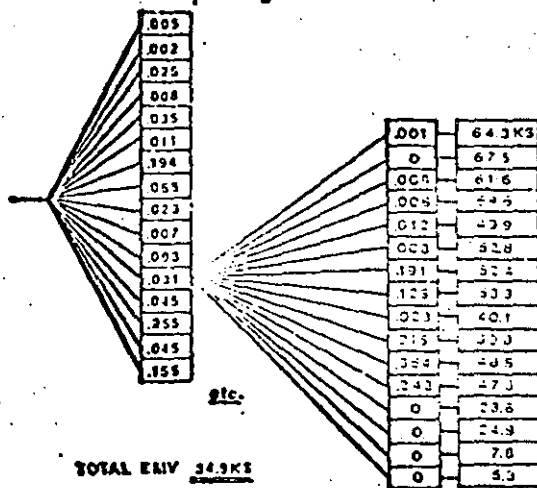


Figura 16 Análisis Completo del Túnel Harold D. Roberts.

Nuevas probabilidades de nodos terminales.  
 - resultado de una -- exploración dada del nodo terminal No. 12 árbol de granito y -- gráfica de evaluación utilizando el teorema de Bayes.

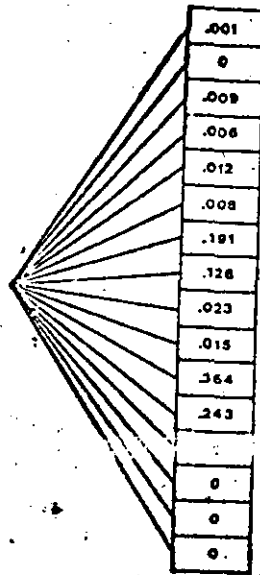
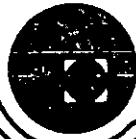


Tabla 7 Procedimiento de Actualización.



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

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES**

**RECOMENDACIONES PARA UNA DESCRIPCION DE LOS MACISOS ROCOSOS,  
UTIL PARA EL ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LAS OBRAS SUBTERRANEAS**

**EXPOSITOR:**

**ING. LUIS VIEITEZ UTESA**

**SEPTIEMBRE, 1985.**

A F T E S (ASSOCIATION FRANCAISE DES  
TRAVAUX EN SOUTERRAIN)  
GEOLOGIA - GEOTECNICA

Texto provisional de las recomendaciones para una descripción de los macizos rocosos, útil para el Estudio de la Estabilidad de las Obras Subterráneas.

Antes de su aprobación definitiva, la A F T E S recogerá con interés cualquier sugerencia relativa a este texto.



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

Estas recomendaciones están destinadas a definir y describir las características esenciales de un macizo rocoso -- (referencia 1).

Una descripción de este tipo deberá aplicarse sucesivamente a cada una de las zonas del macizo rocoso, individualizadas previamente teniendo como base reconocimientos geológicos, y definidas como relativamente homogéneas partiendo de criterios litológicos, petrográficos y estructurales.

Una descripción de los macizos rocosos, útil para la ingeniería subterránea, deberá proporcionar los datos relativos a:

- 1) Las condiciones geológicas generales.
- 2) Las condiciones hidrogeológicas.
  - . Carga hidráulica
  - . Permeabilidad.
- 3) Las discontinuidades del macizo rocoso.
  - . Densidad (índice global)
  - . Orientación
  - . Organización en familias
  - . Comportamiento mecánico
- 4) Las características mecánicas de las rocas
  - . Identificación
  - . Resistencia
  - . Hinchamiento
  - . Alterabilidad.
- 5) Los esfuerzos naturales.
- 6) La deformabilidad del macizo rocoso.

Hay que hacer notar que los problemas de perforación planteados por el empleo de máquinas tuneladoras ("topos") son objeto de recomendaciones específicas elaboradas por el grupo, "Mecanización de la Excavación" de la AFTES (ref. 11).

## P R E S E N T A C I O N

Las recomendaciones de este texto no tienden a dar una "clasificación" propiamente dicha de los macizos rocosos. Hemos elegido precisar claramente los factores que hay que tratar de conocer, para el establecimiento racional de un proyecto subterráneo en un macizo rocoso, en lugar de dedicarnos a ejercicios de ponderaciones respectivas de dichos factores con el fin de atribuir al macizo una "calificación" final que determine las condiciones en las que se pueden realizar, dentro de éste, trabajos subterráneos.

Estas recomendaciones conciernen esencialmente el estudio de las condiciones de estabilidad de las obras subterráneas. Nosotros pensamos que de esta manera el ingeniero encargado del proyecto podrá disponer de un expediente conciso y completo con el cual podrá analizar el peso de los distintos factores haciendo intervenir las diferentes características del proyecto. La generalización del empleo de un método de descripción como éste debería facilitar, al mismo tiempo, la comprensión de los informes geotécnicos por parte de los empresarios encargados de realizar los trabajos y permitir una mejor utilización de las referencias y de las realizaciones anteriores.

Por otro lado, el grupo de redacción llama la atención sobre los puntos siguientes:  
Estas recomendaciones deberán aplicarse con buen criterio.

Los parámetros que se han escogido han parecido más representativos, en el caso general, pero, para un proyecto particular, podrán preferirse otros; por otro lado, en la fase del proyecto, no siempre es posible, ni tampoco razonable, querer medir todos los parámetros mencionados en este texto. Por ejemplo, es muy evidente que en el caso de una obra subterránea profunda muchos de estos parámetros no son accesibles con precisión en el momento del estudio del proyecto.

Estas recomendaciones se han inspirado ampliamente en los trabajos de las comisiones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. Los redactores se han dedica-

do a adoptar los parámetros y las clases de valores que han alcanzado un acuerdo a nivel internacional.

Dado que estas recomendaciones son provisionales, el grupo de redacción desearía que fueran aplicadas lo más seguido - posible con el fin de recibir críticas y observaciones sobre su utilización, que se tomarán en cuenta para una redacción definitiva.

## 1. LAS CONDICIONES GEOLOGICAS GENERALES.

Las condiciones geológicas se describen en un informe geológico que es la síntesis de los datos provenientes del análisis de los documentos existentes y de los resultados de los estudios hechos expreso para el proyecto.

El informe geológico incluye:

- a) Un mapa levantamiento de afloramientos acompañado de un mapa geológico y de un esquema tectónico y estructural; estos serán complementados por los cortes de sondeos y los cortes geológicos que permiten localizar exactamente la implantación de la obra.
- b) Un mapa de las formaciones y fenómenos superficiales (socavones, dolinas, disoluciones, durrumbes, flujo plástico, etc.), sobre todo en las zonas de implantación de los portales de las obras subterráneas y en las partes en donde éstas se sitúan a poca profundidad.
- c) La descripción petrográfica y litológica de las formaciones rocosas atravesadas, aclarando las de nominaciones regionales particulares. Las rocas solubles (sal gema, yeso, etc.), y las formaciones que presentan fenómenos kársticos, serán señaladas claramente. Se recomienda utilizar una terminología sencilla, aunque rigurosa (cf. anexo 1) (referencias 8 y 9).
- d) El estado de alteración del macizo rocoso en su conjunto, descrito estableciendo una zonificación de la alteración según las clases de la tabla 1 (referencias 1, 6 y 7).

## 2. LAS CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS

Las mayores dificultades encontradas en las obras subterráneas, muy a menudo están relacionadas con la presencia de agua. Las filtraciones hacia la excavación modifican el campo de los esfuerzos, con respecto a la estabilidad, en sentido desfavorable. Cantidades importantes de agua estorban considerablemente los trabajos.

Las condiciones hidrogeológicas son definidas por el par  $(H_i, K_j)$  de los valores de la carga hidráulica (H) y de la permeabilidad (K).

- a) La carga hidráulica (H)  
Puesto que existe anteriormente a la construcción de la obra subterránea, la carga hidráulica se expresará tomando como cota de referencia el nivel del piso de la obra subterránea.  
Se describe según los rangos de la tabla de la figura número 2.
- b) La permeabilidad del macizo (K)  
Se precisará el tipo de permeabilidad, distinguiendo en particular la permeabilidad relacionada con las discontinuidades del macizo y la permeabilidad propia de la roca. Para describir la permeabilidad se utilizan los rangos de la tabla de la figura No. 3

### OBSERVACIONES:

1. Evidentemente los rangos de las tablas de las figuras 2 y 3 no son utilizables en el caso de regímenes kársticos y se requiere un estudio específico.
2. Las permeabilidades de los macizos rocosos muy a menudo son anisótropas, dado que las filtraciones siguen preferentemente el sentido de las discontinuidades; rigurosamente hablando la permeabilidad equivalente está representada por un tensor; entonces para la clasificación se utilizará el coeficiente de permeabilidad más elevado, precisando su dirección; también se indicará la relación de anisotropía  $\frac{K \text{ (máx.)}}{K \text{ (mín.)}}$

3. Los gastos están determinados por los valores de la carga (H) y del coeficiente de permeabilidad (K); - en cambio los esfuerzos debidos a las filtraciones dependen de valor de la carga (H) y del valor de la relación de anisotropía de la permeabilidad y no del valor del coeficiente de permeabilidad.
- N. B. Cuando se haya realizado una galería de reconocimiento, deberán indicarse también, por tramos homogéneos, los valores y las variaciones de los gastos.

### 3. LAS DISCONTINUIDADES DEL MACIZO ROCOSO

El término "discontinuidad" se usa en mecánica de rocas --- (referencia 2) en un sentido muy general para designar -- cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso; incluye todos los tipos de fracturas, los contactos geológicos, las diaclasas, los planos de estratificación, y litológicos, de foliación y de esquistosidad, los clivajes y las fallas. Muy a menudo las discontinuidades son estructuras de caras planas o casi planas y se caracterizan esencialmente por una resistencia a la tensión muy débil, incluso nula, en la dirección normal a su plano. Para una descripción completa de las discontinuidades de un macizo se recomienda determinar las características siguientes: (ref. 6).

- a) La densidad de las discontinuidades que afectan el macizo.
- b) La orientación de las discontinuidades.  
La orientación del plano de una discontinuidad está dada por el vector buzamiento P de este plano.

Este vector sigue la dirección de la línea de máxima pendiente del plano y el sentido descendente. Se identifica por el par (  $\beta^\circ$ , N.  $\alpha^\circ_\rho$  ) del ángulo (  $\beta$  ) del vector buzamiento con la horizontal y del azimut ( N.  $\alpha_\rho$  ) de la dirección del vector buzamiento con relación al norte (N) (figura 4).

La representación gráfica aconsejada conserva las relaciones angulares entre los elementos descritos: utiliza la proyección estereográfica del hemisferio superior de la esfera de referencia a partir de su polo inferior, permitiendo la construcción de "estereogramas" (figura 5 y 6) establecidas en el planisferio --- llamado de "Wulff".

- c) La organización de las discontinuidades en familias. Los planos de estratificación y las juntas litológicas de las rocas sedimentarias constituyen una familia de discontinuidades paralelas o subparalelas, y también - la esquistosidad y la foliación de las rocas metamórficas. Las diaclasas y todos los otros tipos de discontinuidades muy a menudo también se organizan en familias cuyos elementos son subparalelos y tienen en común, - además de la dirección, muchas otras de las características descritas más adelante. Esta organización se observa directamente in situ y/o en los estereogramas polares. El análisis estadístico de las orientaciones puede efectuarse directamente en diagramas polares trazados sobre un planisferio no de Wulff sino de Schmidt, establecido a partir de una proyección que conserva las áreas pero no los ángulos (proyección equiareal). Se precisará entonces:
- El número N de familias principales de discontinuidades.
  - El espaciamiento medio S entre las discontinuidades de cada familia.
- d) La abertura de las discontinuidades: La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel importante en su comportamiento mecánico, -- afecta también la circulación del agua en el macizo y, -- como consecuencia, las filtraciones de agua hacia la excavación.
- e) La persistencia. Corresponde a la continuidad, en el espacio, de una discontinuidad. Está limitada por la existencia de puentes de materia rocosa entre las caras.
- f) La morfología de las caras. Elemento importante del comportamiento de la discontinuidad, en particular su resistencia al corte; describe la planaridad, las irregularidades y la rugosidad de las -- superficies de las caras.
- g) El relleno. El comportamiento de una discontinuidad sin relleno es -

muy distinto al de una discontinuidad con relleno. Entonces habrá que precisar la naturaleza, el espesor y la resistencia del relleno.

La descripción de algunas de estas características se exponen con todo detalle a continuación.

3a. Índice global de densidad de discontinuidades en el macizo.

No siempre es posible llegar a una descripción tan completa como la anterior; sin embargo, siempre es necesario apreciar la frecuencia de las discontinuidades que afectan el macizo. Por eso, se utiliza un índice global que describe el estado de fracturación del macizo.

Se ha aprobado como índice básico, el intervalo entre las discontinuidades (ID), del inglés "Discontinuity - Intercept", propuesto por la comisión de clasificación de los macizos de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. (Ref. No. 1).

Este índice se mide sea a lo largo de una línea trazada sobre afloramientos naturales, o en las paredes de una galería, o en los corazones de un sondeo para obtener muestras del macizo, o por endoscopia en un barrenno.

Las distancias (i) entre las discontinuidades adyacentes sucesivas se medirán según una dirección cualquiera. Se tomará el valor promedio de las distancias (i) como valor (ID).

La descripción de la densidad de las discontinuidades se establecerá de acuerdo con los rangos de la tabla de la figura 7.

La figura 8 dá un ejemplo detallado de determinación de ID, que los medios actuales de cálculo automático hacen fácil.

#### OBSERVACIONES:

- 1) Es interesante comparar el intervalo entre las discontinuidades (ID) con el claro de la excavación proyectada.
- 2) En el anexo 2 se describe otro índice global muy empleado de la densidad de discontinuidades del macizo Rock Quality Designation (RQD).
- 3) Las direcciones de las líneas de medición serán escogidas en función de las direcciones características del macizo y de la orientación de la obra.

## 9

3b. La orientación de las discontinuidades. Deberá ser considerada, en particular, para las familias principales, con relación a la dirección del avance de la excavación. El buzamiento ( $\beta$ ) y el ángulo ( $\delta$ ) entre los azimuts ( $\alpha_p$ ) del buzamiento y (A) del avance, determinan, para cada familia, las condiciones descritas en la tabla de la figura 9. El estereograma de la figura 10 ubica graficamente las diferentes clases; sus ejemplos son ilustrados por la figura 12 de manera explícita.

3c. La organización de las discontinuidades. Número de la familia (N) La organización en familias se describe según los términos de la tabla de la figura No. 11; algunos de estos casos son representados graficamente en la figura No. 14.

Espaciamiento de las discontinuidades de cada familia (S)

Es el promedio de las distancias medidas entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicular al plano de esta familia. Se recomienda establecer el histograma y calcular la desviación estándar de la distribución de los valores de las distancias para cada familia principal. En el caso de los macizos estratificados, se determinará en particular el espesor de los bancos (E). Las clases son las de la tabla de la figura No. 13.

3d. El comportamiento mecánico de las discontinuidades. Es determinado por un conjunto de parámetros intrínsecos cuyas influencias respectivas varían de manera muy notable. La presencia de un relleno en la discontinuidad es determinante; en su ausencia la morfología de la superficie de las caras y además la resistencia imponen un tipo de comportamiento (posibilidad de dilatancia). Por lo tanto cada parámetro deberá ser descrito de manera racional según la influencia que podrá tener. Pero también intervienen factores exteriores para modificar el comportamiento de las discontinuidades. Eso pasa con los esfuerzos iniciales en el macizo y con la presencia de agua (presiones intersticiales) en las discontinuidades que determinan el valor del esfuerzo normal sobre la discontinuidad y las condiciones límite que condicionan el efecto



## 10

de la dilatación; este fenómeno, ligado a la morfología de las caras, a su imbricación y a los desplazamientos, juega un papel esencial en el comportamiento bajo esfuerzos cortantes (figura No. 16).

N.B.

- a) Las resistencias (en caras y relleno) se describen según las clases propuestas para las rocas, en el párrafo 4 siguiente:
- b) Esta descripción deberá proporcionarse para cada familia de discontinuidades y en particular para la (o las) familias dominante (s) cuando se presente una jerarquización de las familias.
- c) En caso que se realicen pruebas in situ o en laboratorio los resultados y los procedimientos de operación se expondrán en forma clara. (ref. 5)

4.

#### CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS.

La descripción petrográfica efectuada para clasificación preliminar del proyecto en zonas será completada por una identificación petrofísica concerniente a su calidad, su resistencia, su potencialidad de hinchamiento o expansión y su alterabilidad.

4a. Identificación Índice de Calidad de la Roca  
Por lo general una roca incluye microfisuras, poros, y minerales alterados. La celeridad de las ondas longitudinales en la roca seca es muy sensible a la presencia de estos defectos. Puede obtenerse una indicación global y rápida sobre su existencia y su amplitud en la roca comparando la celeridad de las ondas longitudinales medida experimentalmente en la roca ( $V_\ell$ ) (ref. 12), con el valor teórico calculado ( $V^*\ell$ ) basándose en la composición mineralógica (ANEXO 3).

El índice de calidad de la roca  $IQ = \frac{V}{V^*} \frac{\ell}{\ell}$

Será tanto más cercano al 100% cuanto más compacta y más sana sea la roca (ausencia de fisuras, de poros, y de alteración).

4b. Resistencia de la Roca.

La resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_c$ ) es uno de los parámetros más tradicionales en mecánica de rocas. También puede considerarse la resistencia a la tracción ( $\sigma_t$ ). Es importante sobre todo remitirse a

## 11

los métodos normalizados de ensaye (ref. 3 y 11) o, a falta de éstos, describir con exactitud el método y el procedimiento de operación utilizados para su determinación y proporcionar indicaciones sobre la dispersión de los resultados obtenidos: la dispersión es una de las principales informaciones que resultan de las pruebas de resistencia.

Se recomienda determinar el valor promedio de la resistencia ( $\sigma_c$ ), proporcionar el histograma de las mediciones y calcular la desviación estándar y el coeficiente de variación CV. La clasificación está dada en la tabla de la figura NO. 18.

La figura 19 da un ejemplo de determinación de este parámetro a lo largo de un sondeo de muestreo que atraviesa varias zonas.

#### 4c. Potencialidad de hinchamiento de la roca.

El hinchamiento de la roca corresponde a un aumento, en el transcurso del tiempo, del volumen de la roca concomitante con un aumento del contenido de agua, una modificación de los esfuerzos o una combinación interactiva de estos dos factores.

Cuando esta expansión es contrarrestada, se desarrollan esfuerzos que pueden ser importantes.

La causa principal del hinchamiento es la retención de agua por los minerales hidrófilos, que son principalmente arcillas, hidróxidos, sulfatos.

Se recomienda determinar:

- a) La presencia de estos minerales en la roca,
- b) Las curvas de hinchamiento (en expansión libre) y de esfuerzos desarrollados (en expansión frenada) en función del tiempo, y la forma de la relación entre esfuerzo y deformación (figura 20).

Los métodos utilizados para la prueba deberán describirse con precisión (ref. No. 4).

N. B.

Es frecuente una anisotropía del hinchamiento que deberá precisarse en dirección y en intensidad.

## 12

## 4e. Alterabilidad de la Roca.

También es importante saber si la roca atravesada es susceptible de ver disminuir sus características mecánicas como consecuencia de su sensibilidad a las modificaciones del medio ambiente producidas por los mismos trabajos. Esta capacidad de cambio constituye la alterabilidad de la roca y corresponde a las sensibilidades de ésta a las modificaciones siguientes:

a) Modificaciones relativas a los fluidos en contacto con la roca (composición, condiciones de saturación, presiones, circulación).

- Sensibilidad de la roca a los ataques y disoluciones de zonas sensibles ya alteradas (feldespatos, micas, minerales solubles).

b) Modificaciones del estado de esfuerzos.

- Pueden originar la desagregación de la roca a lo largo de las discontinuidades en planos existentes o potenciales (perpendiculares a la dirección de anulación de uno de los esfuerzos principales, por ejemplo la abertura de una superficie libre en el macizo rocoso).

c) Modificaciones térmicas :

- Sensibilidad a los efectos de la congelación del agua contenida en sus discontinuidades.

- Sensibilidad a las deformaciones respectivas de las diferentes especies minerales cuyos coeficientes de dilatación pueden ser muy distintos.

Se describirán los métodos empleados para las pruebas y que habrán de escogerse en función de las condiciones del proyecto.

5.

## LOS ESFUERZOS NATURALES.

El análisis cuantitativo de las condiciones de estabilidad de una obra subterránea profunda presupone el conocimiento del estado de equilibrio inicial o sea de los esfuerzos naturales. Los sistemas de medición son difíciles de instalar en la mayoría de los macizos; su interpretación en términos de esfuerzos naturales es delicada, si se consideran las características de discontinuidad y anisotropía de los macizos rocosos.

## 13

Sin embargo, hay que tratar de evaluar el estado de los esfuerzos naturales a la luz de las mediciones que hayan podido hacerse y de los datos topográficos y tectónicos del macizo.

## N O T A:

Para apreciar las condiciones de estabilidad de una obra subterránea no soportada, es interesante comparar el valor de los esfuerzos iniciales con la resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

Por eso se considera la relación  $\sigma_c / \sigma_0$ ; ( $\sigma_c$ ) representa la resistencia en compresión uniaxial de la roca (ref. párrafo 4) y ( $\sigma_0$ ) (1) el esfuerzo principal mayor en el plano de la obra considerada.

## 6. LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO (DM).

Debido a la presencia de las discontinuidades, la deformabilidad del macizo rocoso es muchas veces mucho más fuerte que la de la roca que se determina en el laboratorio sobre muestras. La interpretación de las deformaciones del macizo (convergencia-expansiones-hundimientos por arriba de la obra) necesita, sin embargo el conocimiento de las características de deformabilidad a nivel del macizo. Estas características pueden obtenerse mediante pruebas in situ que interesan volúmenes representativos del macizo.

Las pruebas con gato plano de placa rígida son las más comunes; para las galerías de presión se realizan también pruebas a nivel de la obra mediante la puesta bajo carga de un tramo de la galería.

La deformabilidad del macizo (DM) se caracteriza por el valor del módulo de deformación  $E(t)$  determinado a partir de la tangente a la curva envolvente de las curvas (esfuerzo-desplazamiento) establecidas en el transcurso de ciclos de cargas sucesivas crecientes, para un valor del esfuerzo aplicado igual al valor del esfuerzo natural (figura 22 y tabla de la figura 23).

- (1) Una primera aproximación consiste en suponer que uno de los esfuerzos principales es vertical e igual al peso de los suelos sobrepuestos, o sea  $\sigma^{\circ V}$ , si es el peso volumétrico en KN/m<sup>3</sup> de las rocas sobrepuestas y h la profundidad de la galería en m, se tendrá:

$$\sigma^{\circ V} = \gamma h \times 10^{-3} \text{ en MPa}$$

(téngase en cuenta que el tensor de los esfuerzos iniciales puede tener una componente vertical que a veces difiere localmente del valor  $\gamma h \times 10^{-3}$  MPa y componentes horizontales que pueden apartarse considerablemente por encima o por debajo de este valor.)



C L A S E	CARGA HIDRAULICA (H) en m por arriba del piso de la obra subterránea.	T E R M I N O DESCRIPTIVO.
H 1	 10 m	Baja.
H 2	de 10 á 100 m	Media.
H 3	 100 m	Alta.

Figura No. 2.

N. B.

Las variaciones de este valor con el tiempo son notorias.

CLASE	DESCRIPCION	TERMINOLOGIA
A M 1	Ninguna seña visible de alteración o indicios muy leves de alteración limitados a las superficies de las discontinuidades principales.	SANO
A M 2	Las superficies de las discontinuidades principales están alteradas pero la roca sólo lo está levemente.	LEVEMENTE ALTERADO.
A M 3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no es friable.	MEDIANAMENTE ALTERADO.
A M 4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa y la roca es en gran parte friable.	MUY ALTERADO.
A M 5	La roca está totalmente descompuesta y es muy friable. Sin embargo, la textura y la estructura de la roca están preservadas.	COMPLETAMENTE ALTERADO.

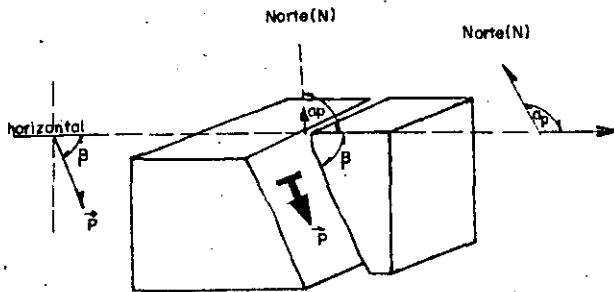
NOTAS:

- 1) En el caso de rocas que contienen un alto porcentaje de minerales arcillosos, el material puede presentar plasticidad en lugar de friabilidad.
- 2) Cuando éste sea el caso, se precisará si se trata de una alteración esencialmente meteórica o de una alteración de origen profundo, hidrotermal.

Fig. 1.- Descripción del estado de alteración del macizo rocoso.

CLASE	PERMEABILIDAD K en m/s	TERMINO DESCRIPTIVO.
K 1	$\angle$ $10^{-8}$	De muy baja a <u>ba</u> ja.
K 2	$10^{-8}$ a $10^{-6}$	De baja a media.
K 3	$10^{-6}$ a $10^{-4}$	De media a alta.
K 4	$\angle$ $10^{-4}$	De alta a muy <u>al</u> ta.

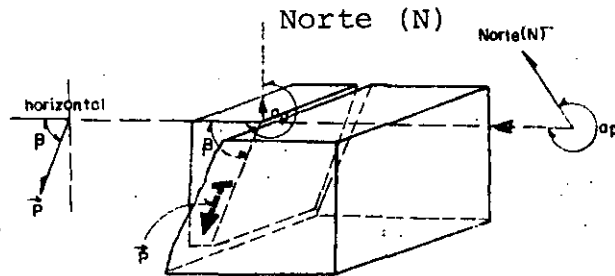
Fig. No. 3



Dirección del vector  $N.\alpha_\rho$   
(con relación al norte)

$\beta$ : ángulo del vector buzamiento con la horizontal.

En el plano vertical.  
 $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$



Dirección del vector buzamiento:  $N.\alpha_\rho$ .

En el plano horizontal:

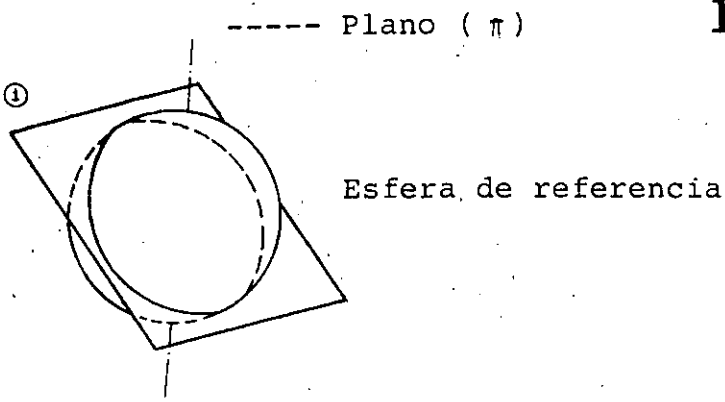
$0^\circ \leq \alpha_\rho \leq 360^\circ$

(sentido de las manecillas del reloj).

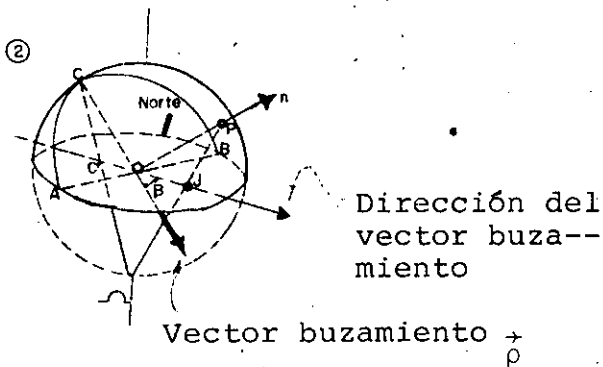
Figura No. 4

Determinación de la orientación de un plano en el espacio por medio del vector buzamiento.





Intersección del plano y de la esfera de referencia.



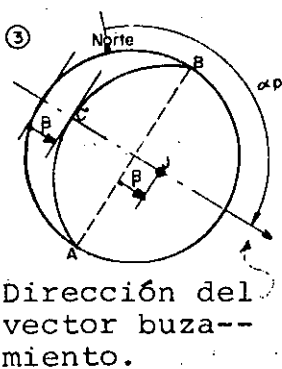
(2) PROYECCION ESTEREOGRAFICA

- Del hemisferio superior a partir del polo inferior ( $\Omega$ )
- P - Polo del plano ( $\pi$ ); intersección de su normal ( $\eta$ ) y de la esfera.
- J - Proyección estereográfica -- del polo P, sobre el plano ecuatorial.

(3) ESTEREOGRAMA:

(obtenido en el plano ecuatorial).

- J Representación polar del plano ( $\pi$ )
- $\widehat{AC'B}$  Representación ciclográfica del plano ( $\pi$ )
- $\beta$  Buzamiento (inclinación del vector buzamiento con relación a la horizontal).
- $\alpha_\rho$  Dirección del vector buzamiento con relación al norte.

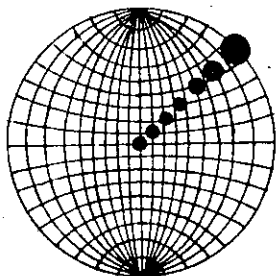


Dirección del vector buzamiento.

Figura No. 5

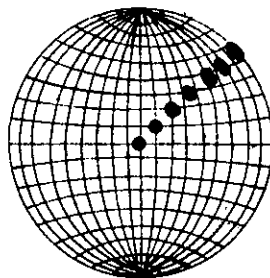
Representación gráfica de un plano ( $\beta^\circ, N.\alpha^\circ_\rho$ ) mediante la proyección estereográfica.

## PROYECCION ESTEREOGRAFICA



Planisferio de Wulff  
(conservación de los  
ángulos)

## PROYECCION EQUIAREAL



Planisferio de SCHMIDT  
(conservación de las -  
áreas).

Figura No. 6

Superficies de las elipses de distorsión  
en los diferentes tipos de proyecciones-  
(según VISTELIUS, 1966).

CLASES.	INTERVALOS ENTRE LAS DISCONTINUIDADES.	DENSIDAD DE DISCONTINUIDAD EN EL MACIZO-ROCOSO.
ID 1	$>$ 200 cm	Muy baja.
ID 2	de 60 a 200 cm	Baja
ID 3	de 20 a 60 cm	Media
ID 4	de 6 a 20 cm	Alta
ID 5	$<$ 6 cm	Muy alta.

Figura No. 7

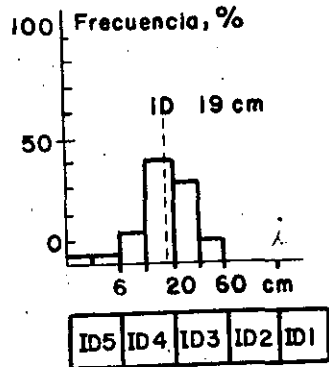
Importante:

Es preferible:

- Realizar estas mediciones en varias direcciones.
- Establecer el histograma de las distancias (i), para cada dirección de medición.
- Calcular la desviación estándar  $\sigma$  (i) correspondiente y el coeficiente de variación.

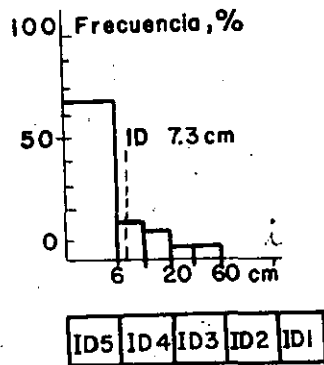
$$CV = \frac{\sigma (i)}{(ID)}$$

- Claro está que el índice ID varía - con la dirección de la línea de medición; en cada caso se precisará la orientación de cada línea de medición.



ZONA I, S1 de 0 a 4 m

PROMEDIO ID = 19 cm  
 DESVIACION-ESTANDAR. = 9 cm  
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 47 %  
 CLASE ID (3)  
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a media



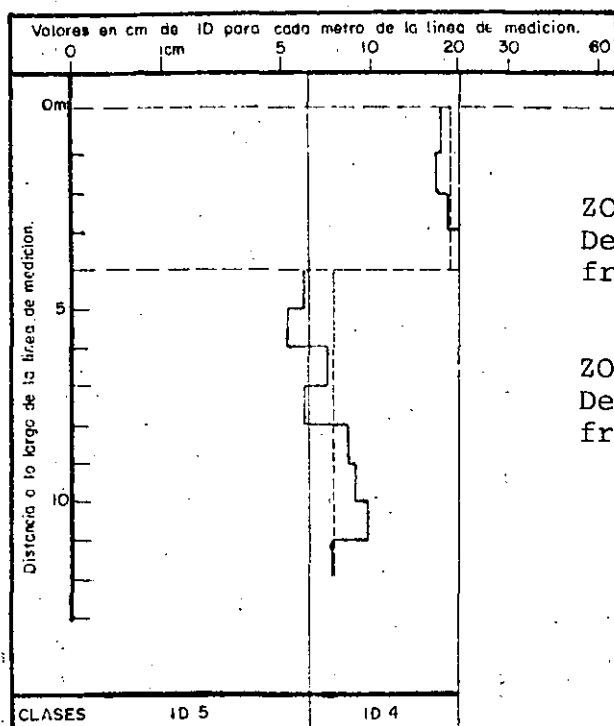
ZONA II, S1 de 4 a 12 m

PROMEDIO ID = 7.3 cm  
 DESVIACION-ESTANDAR. = 8.5 cm  
 COEFICIENTE DE VARIACION. = 116 %  
 CLASE ID 4 (5)  
 DENSIDAD DE FRACTURACION = De alta a muy alta.

Figura No. 8

Descripción global de la fracturación de las distintas zonas de un macizo -Histograma de distribución del intervalo entre las discontinuidades.

Las clases son las de la tabla No. 4



ZONA I = ID 4  
 Densidad de -  
 fracturación = De alta a mediana  
 ( ID = 19 cm )

ZONA II = ID 4  
 Densidad de --  
 fracturación = De alta a muy alta  
 ( ID = 7.3 cm )

Figura No. 8 Bis.

Ejemplo de representación gráfica de la fracturación del macizo. Mismos datos de la figura 8; se han reportado a lo largo de la línea de medición que aparece en ordenadas, los valores promedio del intervalo ID entre las discontinuidades, determinadas para cada metro lineal sucesivo de la línea de medición. La distinción en zonas es acentuada.

CLASES	ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES		CONDICIONES DE LA CONSTRUCCION SUBTERRANEA.		
	Angulo entre buzamiento y eje de avance de la construcción subterránea. $\delta^\circ$	Buzamiento $\beta^\circ$			
OR 1	Cualquiera		de 0 a 20°		en capas sub-horizontales.
OR 2	a	de 0 a 30 °	de 20 a 90°	Transversalmente al banco.	a) con el buzamiento b) contra el buzamiento.
OR 3	b	De 30 a 65°	de 20 a 90°	Condiciones intermedias.	
OR 4	a	de 65 a 90°	de 20 a 60° de 60 a 90°	En dirección.	a) buzamiento mediano b) buzamiento fuerte.
	b				

Figura No. 9

N. B.

Puede existir una jerarquización de las familias y es a la familia dominante (por ejemplo la estratificación, la esquistosidad) a la que habrá que aplicar en primer lugar las denominaciones de la tabla No. 9; cuando éstas se aplican a otras familias menos representativas, habrá que precisar dicha jerarquización.

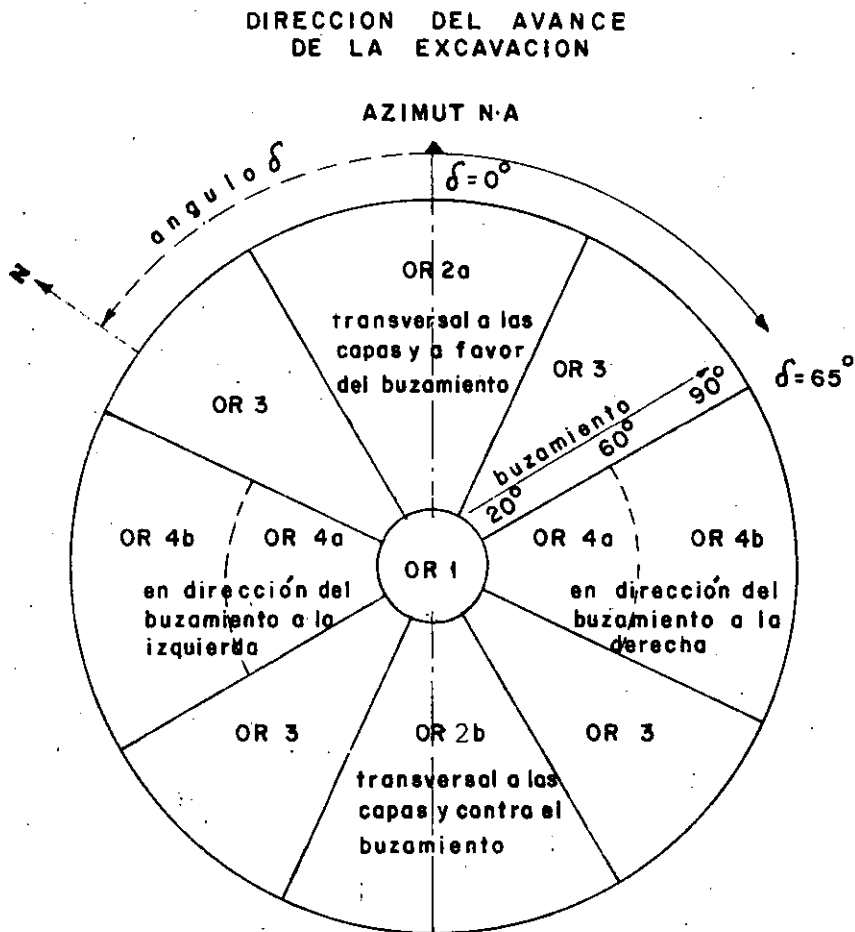


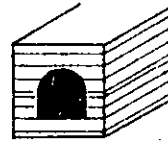
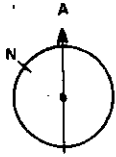
Figura No. 10

Orientación de las discontinuidades (OR).  
 Los diferentes sectores del estereograma corresponden al sitio geométrico de los polos de los planos de discontinuidades orientadas según los datos de las clases (OR) de la tabla No. 9, veáanse también los esquemas de la figura No. 12 (proyección estereográfica del hemisferio superior a partir del polo inferior).

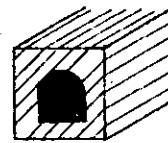
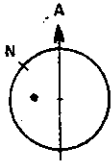
DESCRIPCION		
N 1		Ninguna discontinuidad o algunas discontinuidades dispersas.
N 2	a	Una familia principal.
	b	Una familia principal y discontinuidades difundidas.
N 3	a	Dos familias principales.
	b	Dos familias principales y discontinuidades difundidas.
N 4	a	Tres (y más) familias principales.
	b	Tres (y más) Familias principales y discontinuidades difundidas.
N 5		Varias discontinuidades sin jerarquización ni constancia en la repartición.

Figura No. 11

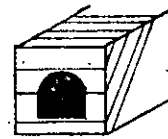
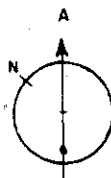




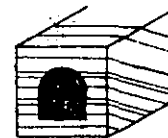
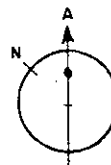
CLASE (OR 1)  
familia de dis-  
continuidades  
subhorizonta-  
les.



CLASE (OR 4b)  
familia de -  
discontinuida-  
des encontra-  
das en direc-  
ción buzamien-  
to fuerte a la  
izquierda.



CLASE (OR 2b)  
familia de dis-  
continuidades-  
encontradas --  
transversalmen-  
te a las capas  
contra el buza-  
miento.



CLASE (OR 2a)  
familia de dis-  
continuidades-  
encontradas -  
transversalmen-  
te a las capas  
a favor del bu-  
zamiento.

Figura No. 12

Ilustración esquemática de algunas clases de orienta-  
ción (OR) de la tabla 9 y del estereograma de la ---  
figura No.10.

A la izquierda: Estereograma y representación polar  
del plano de la familia de discontinuidades conside-  
rada.

A la derecha : Bloque-diagrama explicativo

C L A S E S			D E S C R I P C I O N	
Espacia- miento.	Espesor	(S) o (E) en cm.	Espaciamiento de las discontinuidades de una familia.	Espesor de las capas.
S 1	E 1	200 cm	Discontinuidades muy espaciadas.	Capas muy gruesas.
S 2	E 2	de 60 a- 200 cm.	Discontinuidades es- peciales.	Capas grue- sas.
S 3	E 3	de 20 a- 60 cm.	Discontinuidades me- dianamente especia-- les.	Capas media- namente --- gruesas.
S 4	E 4	de 6 a - 20 cm.	Discontinuidades re- ducidas.	Capas del- gadas.
S 5	E 5	6 cm	Discontinuidades muy reducidas.	Capas muy- delgadas.

Figura No. 13

## N O T A:

En todos los casos en que muchos valores modales parecen claramente en los histogramas, dichos valores serán precisados- (figura No. 15).

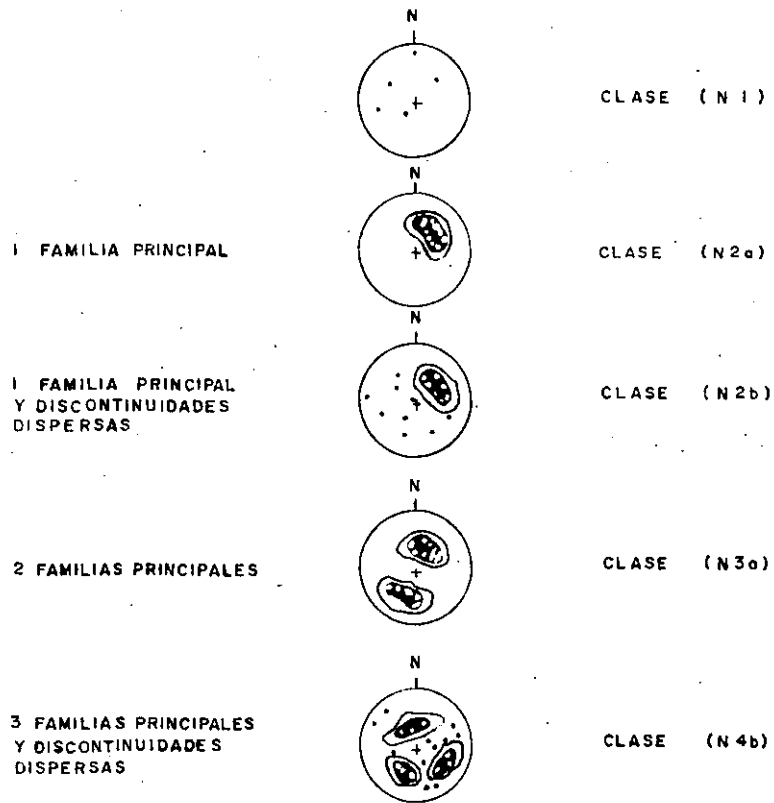


Figura No. 14

Representación gráfica de algunas clases (N), número de familias de discontinuidades de la tabla figura No. 11. Diagramas polares establecidos -- con base en representaciones geométricas SCHMIDT y analizados estadísticamente en curvas de isodensidad de polos de las discontinuidades: se pone en evidencia la existencia de familias principales, (proyección equiareal del hemisferio superior a partir del polo inferior).

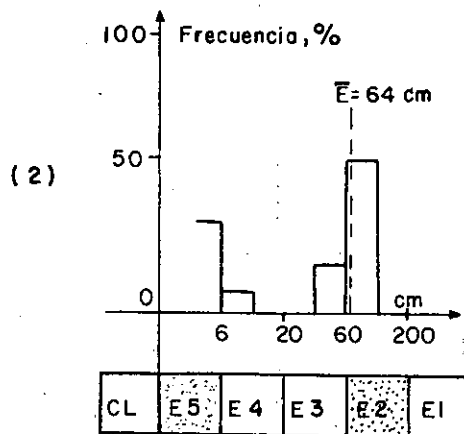
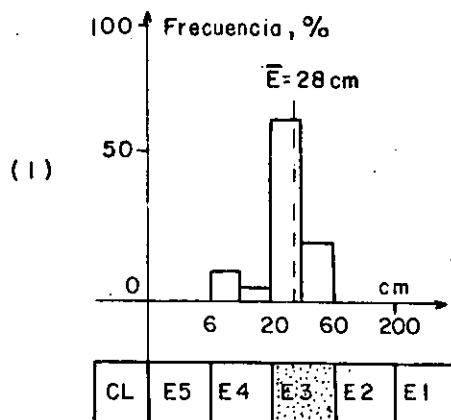


Figura No. 15

Histogramas del espesor de las capas (E).

- (1) Distribución unimodal  $E = 28 \text{ cm}$ , clase E 3
- (2) Distribución bimodal: 2 modos en E 5 y E 2  
 Valor promedio  $E = 64 \text{ cm}$ , clase E 2

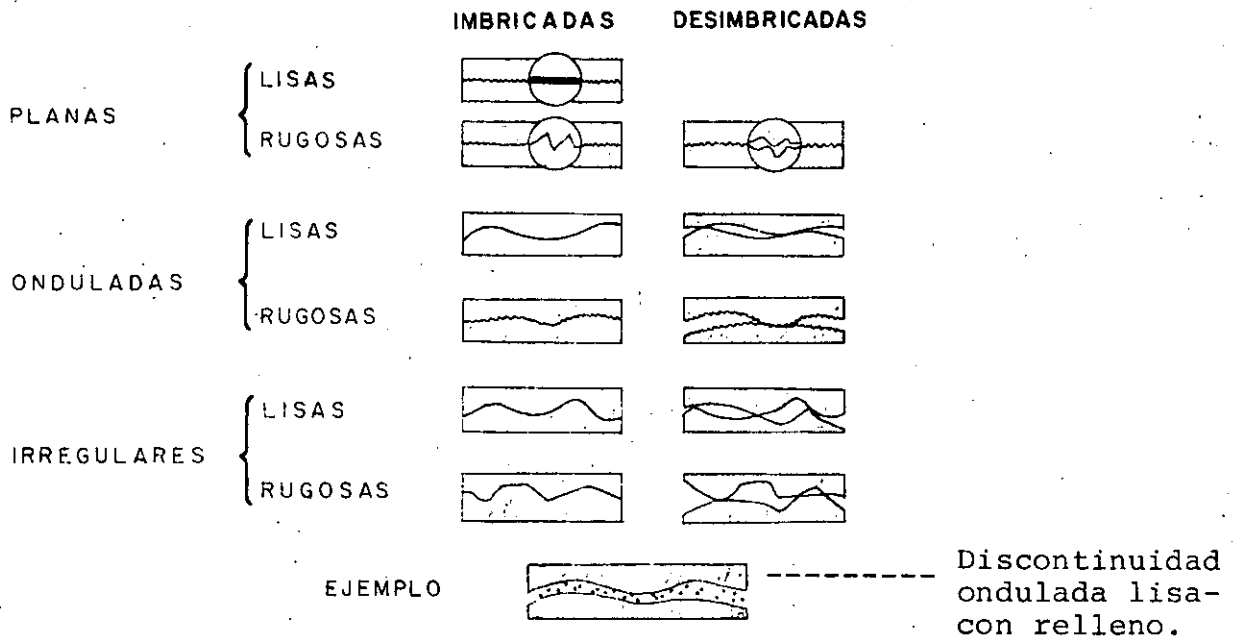


Figura No. 16

Morfología de las caras de las discontinuidades.

CLASES	INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA IQ %	DENSIDAD DE FISURAS, POROS Y MINERALES - ALTERADOS..	C A L I D A D
IQ 1	De 100 a 90	Nula	Muy Alta.
IQ 2	De 90 a 75	Baja	Alta
IQ 3	De 75 a 50	Mediana	Mediana
IQ 4	De 50 a 25	Alta	Baja
IQ 5	De 25 a 0	Muy Alta	Muy Baja

Figura No. 17

CLASES	RESISTENCIA $\sigma_c$ en MPa	DESCRIPCION
R 1	$>$ 200	Resistencia muy alta.
R 2	de 200 a 60	Resistencia alta.
R 3	de 60 a 20	Resistencia mediana.
R 4	de 20 a 6	Resistencia baja.
R 5	$<$ 6	Resistencia muy baja.

Figura No. 18

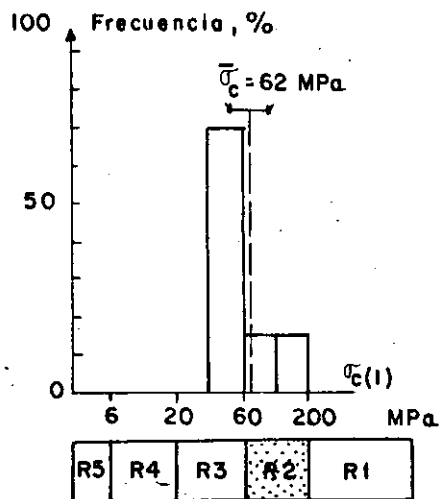
N. B.

Puede aparecer en forma marcada en la roca una anisotropía de resistencia. Se utilizará para la clasificación el valor más bajo precisando la relación de anisotropía:

$$\frac{\sigma_c \text{ (Máx.)}}{\sigma_c \text{ (Mín.)}}$$

Resistencia en compresión uniaxial  $\sigma_c$

32



ZONA I: Sondeo S1, de 0 a 4 m  
ROCA : Micaesquisto calidad mediana.

ANISOTROPIA:

$\sigma_c$  máxima  $\perp$  a la esquistosidad.

$\sigma_c$  mínima  $\parallel$  a la esquistosidad.

RELACION:  $\frac{\sigma_c \text{ máxima}}{\sigma_c \text{ mínima}} = 2$

10 pruebas  $\perp$  a la esquistosidad.

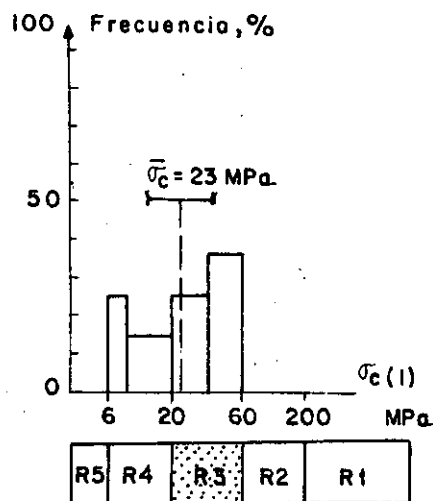
media  $\bar{\sigma}_c = 62$  MPa

desviación estd. = 14 MPa

coeficiente de variación = 25%

valor a considerar  $\sigma_c = 62 \times \frac{1}{2} = 31$  MPa

CLASE R3 RESISTENCIA MEDIANA:



ZONA II: Sondeo S1, 4 a 12 m  
ROCA : Micaesquisto calidad baja.

ANISOTROPIA:

$\sigma_c$  máxima  $\perp$  a la esquistosidad.

$\sigma_c$  mínima  $\parallel$  a la esquistosidad.

Relación de anisotropía: 1.5  
20 pruebas  $\perp$  a la esquistosidad.

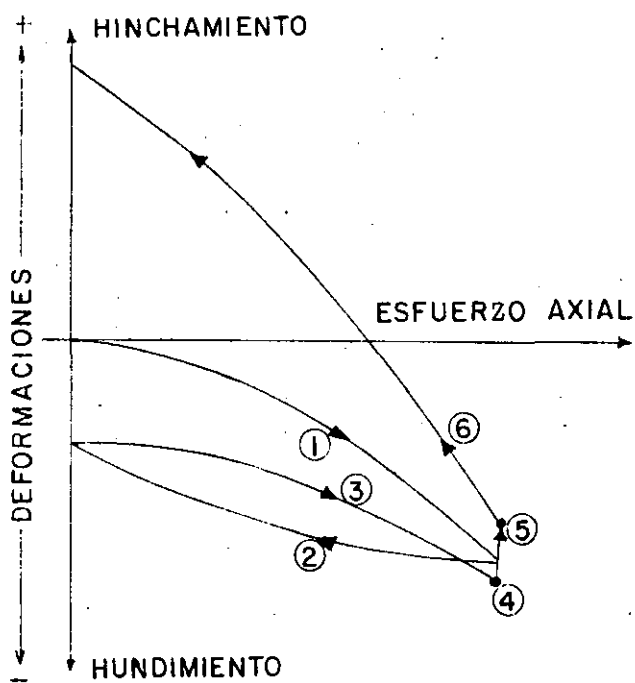
Media  $\bar{\sigma}_c = 23$  MPa/desv. estd: 14 MPa

Coeficiente de variación: 56%

Valor a considerar  $\sigma_c = 23 \times \frac{1}{1.5} = 15$  MPa.

Figura No. 19.- Descripción de la resistencia de la roca en las diferentes zonas de un macizo -Histogramas de repartición, parámetros de dispersión y de anisotropía que permiten llegar al valor que deberá tomarse en cuenta para las clases de la tabla 18.





- 1) Carga en seco
- 2) descarga en seco
- 3) 2a. carga en seco

- 4) Introducción de agua
- 5) Hinchamiento bajo --  
carga constante.
- 6) Curva de hinchamiento  
( carga decreciente )

Figura No. 20

Prueba de Hinchamiento con el Odómetro

CLASES	RELACION $\sigma_c/\sigma_0$	DESCRIPCION DEL ESTADO DE LOS ESFUERZOS NATURALES.
CN 1	$> 4$	Débil (a)
CN 2	de 4 a 2	Mediano (b)
CN 3	$< 2$	Fuerte (c)

Figura No. 21

## COMENTARIOS:

- a) CLASE CN 1: La resistencia de la roca es suficiente para asegurar la estabilidad; sin embargo, puede ser necesario un sostén debido a las discontinuidades.
- b) CLASE CN 2: Pueden producirse rupturas en las paredes.
- c) CLASE CN 3: La resistencia de la roca es claramente insuficiente.

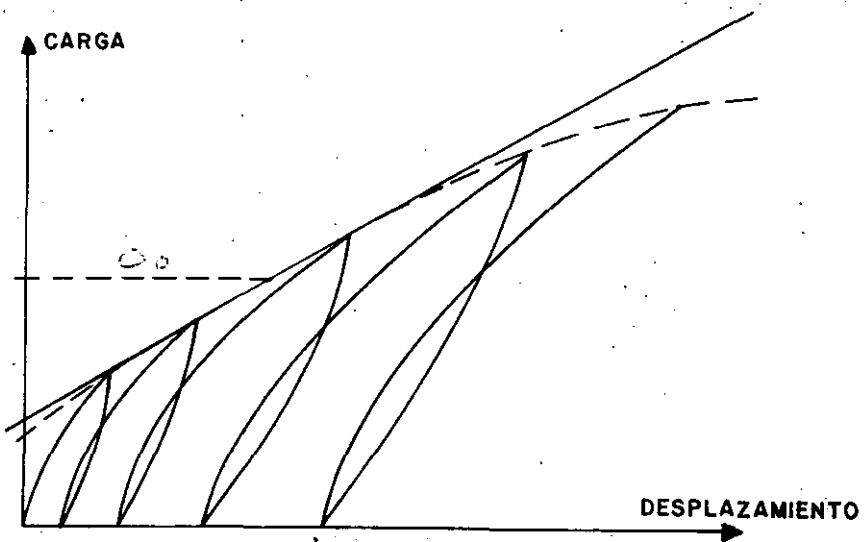


Figura No. 22

Prueba con gato plano de placa  
rígida.

CLASES	MODULO E (t) MPa	DESCRIPCION
DM 1	$>$ 30 000	Deformabilidad muy baja
DM 2	De 30000 a 10 000	Deformabilidad baja.
DM 3	De 10000 a 3000	Deformabilidad mediana
DM 4	De 3000 a 1000	Deformabilidad alta.
DM 5	$<$ 1000	Deformabilidad muy -- alta.

Figura No. 23

Denominaciones recomendadas de las rocas y de las principales familias petrográficas (conforme ref. 8 y 9).

R O C A S E R U P T I V A S.	Familia de los Granitos.	<u>Granito</u> , granulita, granodiorita, sienita, microgranito, riolita, riodacita, traquita, toba.
	Familia de --- las Dioritas.	<u>Diorita</u> , diorita cuárcica, - microdiorita, andesita, dacita, traqui-andesita, lamprófiro.
	Familia de los Basaltos y de los Gabros.	Gabro, dolerita, diabasa, - ofita, basalto, serpentinita peridotita.
R O C A S M E T A M O R F I C A S.	Rocas metamórficas masivas.	<u>Gneis</u> , anfibolitas, cuarcitas, mármoles, calizas cristalinas, leptinita.
	Rocas metamórficas esquistosas.	<u>Esquistos</u> , micaesquisto, filitas, pizarras, calcesquistos, esquistos cristalinos.
R O C A S S E D I M E N T A R I A S.	Rocas sedimentarias carbonatadas.	<u>Calizas</u> , <u>cretas</u> , dolomías, - gredas, travertinos.
	Rocas sedimentarias silíceas	<u>Areniscas</u> , cuárcicas, peder--nal, silex, arkosas.
	Rocas sedimentarias carbonato-silíceas.	Lodolitas, arcillolitas, grau wackas.
	Rocas sedimentarias salinas.	Sal gema, rocas sulfatadas, - (yeso, anhidrita), potasa.

El "Rock Quality Designation" ( R. Q. D. )  
Propuesto por D. Deere en 1963, sólo toma en cuenta -  
las longitudes ( l i ), cortadas por las discontinuidades  
sucesivas, superiores a 10 cm. Su suma acumulada,  
expresada en porcentaje de la longitud total del barre-  
no, proporciona un índice variable de 0 a 100.

Es importante recordar las condiciones en las que debe  
rá determinarse este índice: a partir de un sondeo para  
extraer un testigo de perforación, debidamente ejecuta-  
do, o sea que presente un porcentaje de recuperación =  
≈ 100 %, con un diámetro del orden de 50 mm, el R Q D  
se calcula sobre la longitud de avance del sondeo que  
puede variar de 1 a 3 m, y hasta 5 m.

$$R. Q. D. = \frac{100 \times \Sigma \text{ de las longitudes de testigos de perforación } > 10 \text{ cm de largo.}}{\text{longitud de avance del sondeo}}$$

La clasificación propuesta por el autor emite un juicio  
de valor discutible; es preferible adoptar los términos  
descriptivos de la tabla siguiente:

CLASES	R. Q. D. %	DESCRIPCION DE LA FRACTURACION.
RQD 1	> 90	Densidad de fracturación muy baja.
RQD 2	de 90 a 75	Densidad de fracturación baja.
RQD 3	de 75 a 50	Densidad de fracturación mediana.
RQD 4	de 50 a 25	Densidad de fracturación alta.
RQD 5	< 25	Densidad de fracturación muy alta.

N.B.

- a) La dirección del sondeo debe indicarse con precisión -
- b) Como todas las mediciones que son realizadas según una dirección del macizo, el R.Q. D. puede presentar una - anisotropía más o menos acentuada.  
En este caso se determinarán las direcciones principales de dicha anisotropía y se proporcionarán los valores correspondientes.

CALCULO DE LA CELERIDAD TEORICA:  $V_{\ell}^*$ 

Expresión del índice de calidad:

La composición mineralógica de una roca determinada -- en placa delgada permite calcular el valor teórico  $V_{\ell}^*$  de la celeridad de las ondas longitudinales del material mediante un simple cálculo de ponderación partiendo de los valores de la celeridad en cada mineral presente.

$$\frac{1}{V_{\ell}^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{\ell i}} \quad \text{con } (V_{\ell i} \text{ celeridad en el } i\text{ésimo mineral}).$$

( $C_i$  proporción del  $i$ ésimo mineral)

M I N E R A L E S	$V_{\ell}$	M/S
Cuarzo	6 030	
Olivino	8 400	
Augita	7 200	
Anfibola	7 210	
Muscovita	5 810	
Biotita	5 130	
Ortosa	5 690	
Oligoclasa	6 260	
Magnetita	7 410	
Calcita	6 660	
Dolomita	7 900	
Vidrio básico	6 500	

TABLA 1



R O C A S	V <sub>l</sub> * m/s
Granitos	6 000
Dioritas	6 500
Gabros	7 000
Rocas Metamó <u>f</u> ficas.	6 000
Anfibolitas	6 500
Rocas carbonta <u>a</u> tadas.	6 500
Rocas Síliceas	6 000

TABLA 2

La celeridad en la roca es igual al promedio armónico de las celeridades en cada mineral ponderado por el contenido de cada uno de los minerales presente:

( V<sub>li</sub> celeridad en iésimo mineral )

( C<sub>i</sub> proporción del iésimo mineral)

Una simplificación, muchas veces posible, consistió en - identificar el tipo petrográfico al que pertenece la roca y calcular la celeridad teórica V\*<sub>l</sub> basándose en la tabla 2 que da las celeridades máximas observables en - las rocas según su tipo petrográfico.

La diferencia entre el valor medido experimentalmente y el valor teórico calculado o estimado se debe esencialmente a las discontinuidades y a la alteración de la -- roca, lo que expresa IQ % :

$$IQ \% = \frac{V_l}{V_l^*} \times 100$$

V representa un valor máximo; entonces tendremos  $IQ \leq 100\%$  : Cuanto más débil es IQ, más está la roca-afectada por discontinuidades y alterada.

## R E F E R E N C E S:

SOCIETE INTERNATIONALE DE  
MECANIQUE DES ROCHES

( S.I.M.R. - I.S.R.M. )

- Commission on classification of rock masses:

(1) Basic Geotechnical - Description of rock masses (BGD), revised: Septembre 1977 (document provisoire).

- Commission on terminology, symbols and graphic representation:

(2) Terminology (English-French-German), final draft: July 1975.

- Commission on standardization of laboratory and field test:

- Committee on laboratory tests.

(3) Document n°1, "Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point load strength index", final draft October 1972.

(4) Document No. 2, "Suggested methods for determining water content, density, porosity, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties", final draft November 1972.

(13) Document No. 4, "Suggested methods for determining sound velocity", proposed March 1977.

- . Committee on field tests

(5) Document No. 1, "Suggested methods for determining shear strength", final draft: february 1974.

(6) Document No. 2, "Suggested methods for the quantitative description of rocks masses and discontinuities", March 1977, revised September 1977 (document provisoire).

## GEOLOGICAL SOCIETY (LONDON)

Engineering Working Group: Working party first and second reports on:

(7) "The logging of rock cores for engineering purposes". Quat, Journal of Engng. Geol., 3, 1970 and 1977.

## BRITISH STANDARD INSTITUTION.

(8) B.S. 812 (1967), "Specifications for methods for sampling and testing of minerals aggregates, sands and fillers. Part 1, section 2, Petrographical description and classification

## MINISTERE DE L'EQUIPEMENT.

(9) Eléments pour l'identification des granulats; Avant Projet de Mode Opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, novembre 1976.

## "References"

(10) Essais sur les granulats;  
Avant Projet de Mode Opératoire  
du L.C.P.C. novembre 1976

(12) Essai de gel des granulats;  
Mode Opératoire G.22 du -----  
L.C.P.C. Dunod Ed. (1973)

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRA-  
VAUX EN SOUTERRAIN (A.F.T.E.S.)

Groupe de Travail Mécanisa---  
tion de l'excavation:

(11) Propositions relatives -  
aux mesures et essais à effec-  
tuer dans le cadre d'un chan-  
tier de creusement mécanique.  
1ère partie: Caractérisation -  
des roches sur échantillons.  
Tunnels et Ouvrages Souterra--  
ins, 5. 1974.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS Y ROCAS

SEPTIEMBRE, 1985.

SECTION I  
PURPOSE AND TYPES OF SOIL SURVEYS

CHAPTER 1. THE IMPORTANCE OF SOIL SURVEYS

The purpose of a soil survey is to determine the subsurface soil conditions at a particular site. The information obtained by the drill crew making the soil survey includes: positive identification of the soil encountered with a reasonable indication of the thickness and elevation of each layer, the location of the water table, the presence of boulders or bed rock, and any other noteworthy physical peculiarities of the site. This information is chiefly obtained by borings or samples taken below the earth's surface, Figure 1.

Figures 2 and 3 show examples of where soil problems have been encountered. The information from soil surveys aids the engineer or architect in determining the proper site for construction and the necessary foundation design.

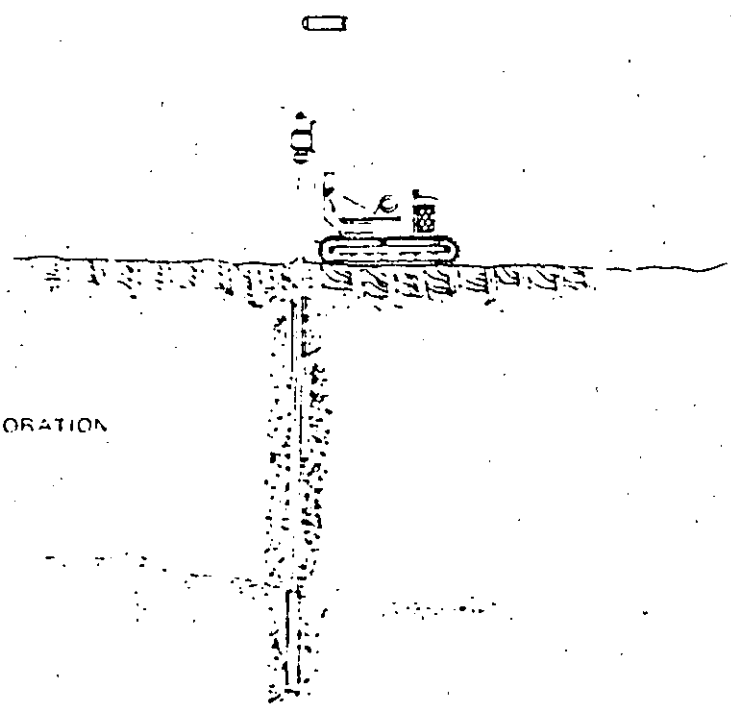


FIGURE 1  
SUBSURFACE EXPLORATION

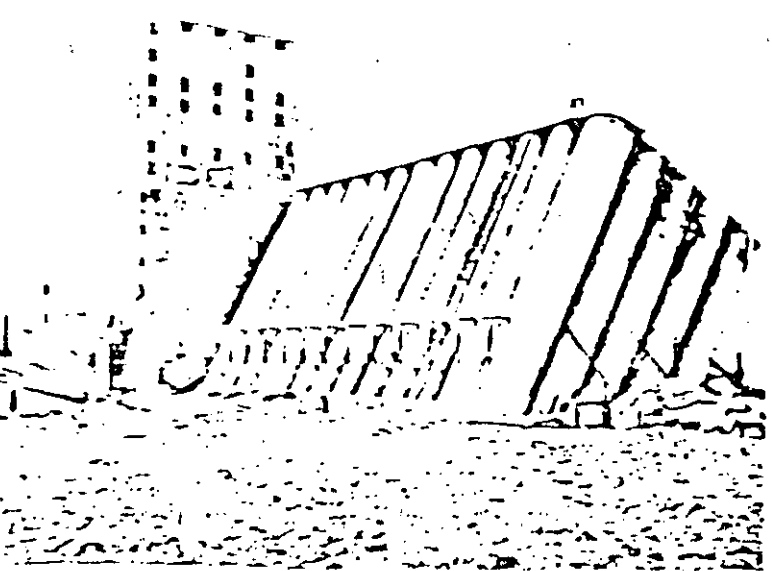


FIGURE 2  
FOUNDATION FAILURE OF CANADIAN GRAIN SILO

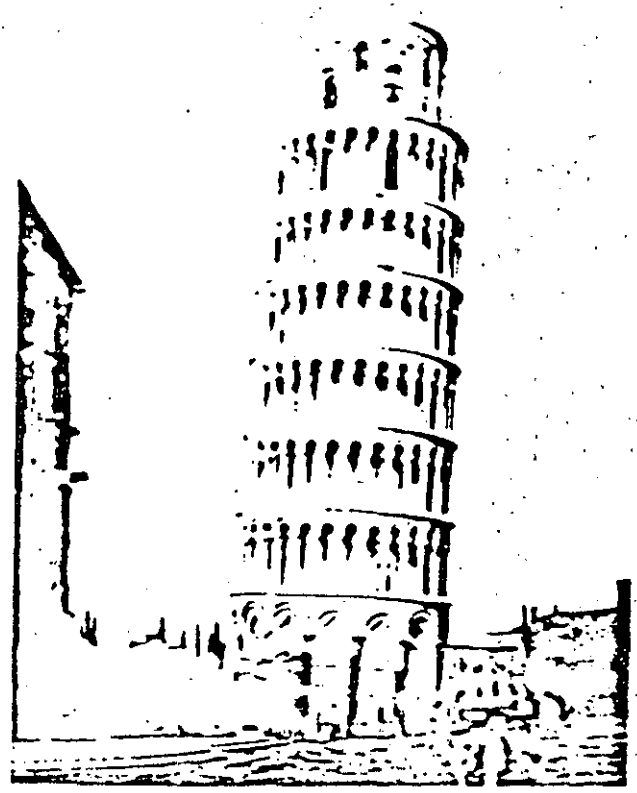


FIGURE 3  
LEANING TOWER OF PISA

## Exploración y muestreo de suelos y rocas

En la etapa de proyecto, como durante la ejecución de una obra, es de fundamental importancia contar con datos firmes, seguros y abundantes con respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en sus análisis. En el laboratorio de Mecánica de Suelos el proyectista debe obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, el realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo; las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de laborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso recibir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. Un aspecto importante en los problemas de Mecánica de Suelos es el buscar la colaboración de ciencias que, como la geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante.

Como punto de partida para todo proyecto, será necesario ejecutar una exploración del subsuelo, la cual deberá tener como propósito fundamental el obtener información básica para estar en posibilidad de definir o cuantificar los siguientes aspectos:

a. Caso de Estructuras Nuevas.

1. Selección del tipo y profundidad de desplante de la cimentación.
2. Determinación de la capacidad de carga de la cimentación elegida.
3. Predicción de los asentamientos de la cimentación.
4. Definición de aguas freáticas.
5. Valuación de la presión de tierra sobre paredes y muros.
6. Previsión contra dificultades constructivas.
7. Problemas potenciales a provocar en edificaciones vecinas.

b. Caso de Estructuras Existentes.

1. Investigación del factor de seguridad de la estructura.
2. Predicción de asentamientos.
3. Determinación de medidas si la estructura es inestable.

PLANEACION DE UN PROGRAMA DE EXPLORACION.

Un Ingeniero desarrollando un programa de exploración para un trabajo específico, deberá tener una clara idea de que es lo que desea obtener de dicha exploración, y desde luego deberá estar familiarizado con los métodos y procesos actuales de exploración y muestreo de suelos, manteniendo siempre en la mente, la relación entre el costo de la exploración con respecto al costo aproximado de la construcción de la estructura.

La planeación actual de un programa de exploración deberá incluir a todos los pasos descritos a continuación:

1. Recolección de toda la información disponible sobre dimensiones en general de la estructura, espaciamiento de columnas, tipo y destino de la estructura, necesidad o no de sótano, detalles de la estructura, si es o no de concreto, si tiene apoyos rígidos o articulados, si albergará maquinaria de precisión, revisar si tiene algún detalle arquitectónico especial, etc. En el caso de puentes el ingeniero deberá conocer el tipo de puente, los claros por salvar, descargas en apoyos, etc. Si es posible esta información deberá contener en lo posible descargas sobre el suelo y asentamientos admisibles - por reglamento, para la región o ciudad donde se pretenda erigir la estructura.

2. Reconocimiento del sitio antes de la exploración a fin de observar características topográficas en general; si se está en la cima de una colina, al pie, en una hondonada, etc. Tipo y condiciones de estructuras existentes cercanas si tienen o no grietas por asentamiento, observación del perfil del suelo en cortes o excavaciones cercanas, marcas de agua en edificios viejos o en puentes, fotografías del sitio, etc.

Cabe hacer mención que en nuestro País, también se puede recabar información previa para una exploración, a través del estudio de múltiples artículos emitidos por organismos estatales o federales como son SARH, SAHOP, CFE, etc. y en forma muy especial por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos en sus múltiples publicaciones.

3. En el aspecto concerniente al número mínimo de sondeos realmente se puede decir que no hay una regla definida o criterio desarrollado -



para definir el número de sondeos, sino que más bien esta decisión está basada tanto en la experiencia profesional del proyectista como en la experiencia de trabajos anteriores de él o de otras personas en la zona en cuestión; sin embargo, en la preparación del programa de exploración de suelos, deberá tomarse en cuenta la magnitud de la construcción. Si esta implica solo un gasto mínimo, el proyectista no debe incluir en la investigación más que un pequeño número de perforaciones de reconocimiento, y unos pocos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos. En algunos casos la falta de información exacta con respecto a las condiciones del subsuelo se compensa usando en el proyecto un coeficiente de seguridad mayor. Si por el contrario, en condiciones similares del subsuelo, hay que ejecutar una construcción de iguales características que la anterior, pero de gran volumen, aún el costo de una investigación completa y elaborada es generalmente pequeño, comparado con las economías que pueden efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción, o comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto. Por ello en proyectos de importancia, generalmente las investigaciones minuciosas del subsuelo se justifican integralmente, tal es el caso de las plantas nucleares.

4. Así como no hay una regla establecida para definir el espaciamiento entre sondeos y su número, tampoco existe un criterio definido para determinar la profundidad necesaria en un sondeo. Sin embargo los lineamientos generales para definir la profundidad durante la planeación de un programa son los siguientes: Los dos principales factores que generalmente controlan la profundidad de exploración de un sondeo son la magnitud y distribución de las cargas impuestas por la estructura en el subsuelo de apoyo. En todos los proyectos como mínimo los sondeos deberán alcanzar una profundidad suficiente para revelar las características de los materiales que

serán afectados significativamente por las cargas impuestas por la superestructura y ya sea que por asentamientos o fallas por cortante, afecten la integridad de la estructura.

Un caso especial es el diseño de presas, donde el control del flujo deberá ser considerado como un factor importante de diseño, la exploración como mínimo en este caso, deberá llevarse a algún estrato relativamente impermeable, por abajo del nivel de desplante propuesto para la cimentación. Cuando basados en este criterio un sondeo alcanza un estrato rocoso; es prudente prolongar este, en una longitud de 3 a 5m o más abajo de la superficie del manto rocoso, con objeto de asegurar que efectivamente es un manto y no una roca o boleo aislado.

Para el caso de estructuras urbanas tales como edificios, es práctica común llevar los sondeos a profundidades de exploración del orden de 1.5 a 2.0 veces el ancho del cimiento de la estructura. La razón de esta práctica es que el contorno de esfuerzos normales en planos horizontales y de máximo esfuerzo cortante, muestran que a una profundidad igual a 1.5 ó 2.0 veces el ancho del cimiento, el esfuerzo normal inducido por la estructura es aproximadamente igual al 10% y el máximo esfuerzo cortante será ser aproximadamente igual al 5% de la carga impuesta, magnitudes que generalmente se consideran de efectos ya despreciables para el comportamiento de la estructura.

Tabla 1. Recomendaciones para definir el programa de exploración.

<i>Investigación para:</i>	<i>Número y localización de sondeos</i>	<i>Profundidad mínima del sondeo (d)</i>
Sitios inexplorados de gran extensión.	$a = 0.1 A$	
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60$ m	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas.	$b = 15$ m y en sitios de concentraciones de cargas.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5, 4$ en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	$d = 10$ m, ó hasta que el incremento en esfuerzo vertical sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, ó $d = c B$ ( $1 < c < 2$ ).
Cimentaciones rígidas aisladas con área $250 < A < 1000$ m <sup>2</sup>	$n = 3, 2$ en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área $A < 250$ m <sup>2</sup>	$n = 2$ en esquinas opuestas. Intermedios, si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Taludes.	$3 < n < 5$ en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo.
Diques y estructuras de retención de agua o líquidos.	preliminares $b = 60$ m detalle $b = 30$ m y en zonas críticas.	$d = 0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Aeropuertos para tránsito ligero	$b = 30$ m en el eje de la pista. Intermedios para definir la estratigrafía.	$d = 3$ m.

$a$  = área tributaria máxima por sondeo, m<sup>2</sup>.

$b$  = espaciamiento entre sondeos, m.

$n$  = número de sondeos.

$A$  = área de la cimentación, m<sup>2</sup>.

$d$  = profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m.

$B$  = ancho de la cimentación, m.

(2) *Cavities and Fractures.* Where factors such as cavities in limestone or fractures and joint zones in bedrock are being investigated, wash or rotary borings (without sample recovery) or soundings and probings are spaced as close as 10 feet center-to-center.

(3) *Critical Strata.* Where detailed settlement, stability, or seepage analyses are required, include a minimum of one boring to obtain undisturbed samples of critical strata. Provide sufficient preliminary dry sample borings to determine the most representative location for undisturbed sample borings.

(4) *Subsurface Irregularities.* Inclined borings are required in special cases when surface obstructions prevent use of vertical holes, or subsurface irregularities such as buried channels, cavities, or fault zones are to be investigated.

2. DEPTHS OF TEST BORINGS. For general rules for boring depths, see Table 2-7. Required depths depend to some extent on sizes and types of proposed structures. They are controlled to a greater degree by the characteristics and sequence of subsurface strata.

a. *Types of Strata.* The depth of borings depends on the type of underlying strata.

(1) *Unsuitable Foundation Strata.* Extend all borings through unsuitable foundation strata, such as unconsolidated fill; peat; highly organic materials; soft, fine grained soils; and loose, coarse grained soils to reach hard or compact materials of suitable bearing capacity.

(2) *Fine Grained Strata.* Extend borings in potentially compressible fine grained strata of great thickness to a depth where stress from superposed load is so small that corresponding consolidation will not significantly influence surface settlements.

TABLE 2-7  
Requirements for Boring Depths

Areas for investigation	Boring depth
Large structure with separate closely spaced footings.	Extend to depth where increase in vertical stress for combined foundations is less than 10% of effective overburden stress. Generally all borings should extend no less than 30 ft below lowest part of foundation unless rock is encountered at shallower depth.
Isolated rigid foundations . . . . .	Extend to depth where vertical stress decreases to 10% of bearing pressure. Generally all borings should extend no less than 30 ft below lowest part of foundation unless rock is encountered at shallower depth.
Long bulkhead or wharf wall . . . . .	Extend to depth below dredge line between $\frac{3}{4}$ and $1\frac{1}{2}$ times unbalanced height of wall. Where stratification indicates possible deep stability problem, selected borings should reach top of hard stratum.
Slope stability . . . . .	Extend to an elevation below active or potential failure surface and into hard stratum, or to a depth for which failure is unlikely because of geometry of cross section.
Deep cuts . . . . .	Extend to depth between $\frac{3}{4}$ and 1 times base width of narrow cuts. Where cut is above ground water in stable materials, depth of 4 to 8 ft below base may suffice. Where base is below ground water, determine extent of pervious strata below base.
High embankments . . . . .	Extend to depth between $\frac{1}{2}$ and $1\frac{1}{4}$ times horizontal length of side slope in relatively homogeneous foundation. Where deep or irregular soft strata are encountered, borings should reach hard materials.
Dams and water retention structures . .	Extend to depth of $\frac{1}{2}$ base width of earth dams or 1 to $1\frac{1}{2}$ times height of small concrete dams in relatively homogeneous foundations. Borings may terminate after penetration of 10 to 20 ft in hard and impervious stratum if continuity of this stratum is known from reconnaissance.
Highways and airfields . . . . .	Extend auger borings to 6 ft below top of pavement in cuts, 6 ft below existing ground in shallow fills. For high embankments or deep cuts, follow criteria given above.
Airfields . . . . .	Extend auger borings to 10 ft below top of pavement in cuts or 10 ft below existing ground in shallow fills.

## Tipos de sondeos.

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general son los siguientes:

### Métodos de exploración de carácter preliminar.

- a).- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b).- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c).- Métodos de lanzado.
- d).- Métodos de penetración estándar.
- e).- Método de penetración cónica.
- f).- Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

### Métodos de sondeo definitivo

- a).- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b).- Métodos con tubo de pared delgada.
- c).- Métodos rotatorios para roca.

### Métodos geofísicos.

- a).- Sísmico
- b).- De resistencia eléctrica.
- c).- Magnético y gravimétrico.

### Métodos de exploración directos

Son aquellos que obtienen muestras del suelo para someterlas a pruebas de laboratorios. Las muestras pueden ser representativas alteradas o inalteradas.

#### Muestras representativas alteradas

Son aquellas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo; sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de propiedades índice y para preparar especímenes compactados para pruebas de permeabilidad y mecánicas.

#### Muestras inalteradas

Son aquellas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo; se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice y mecánicas. No obstante que el muestreo se realice con cuidado las muestras inalteradas sufren cambios volumétricos debidos al cambio en el estado de esfuerzos; en algunos problemas es necesario considerar este efecto.

#### Pruebas de campo

Son aquellas que se realizan en el sitio para determinar directamente alguna propiedad del suelo.

### Muestreo alterado

La obtención de muestras representativas alteradas de un sitio permite definir su estratigrafía y determinar en el laboratorio, sus propiedades índice para clasificar los suelos encontrados; pueden hacerse también pruebas mecánicas en muestras compactadas.

Las muestras alteradas se pueden obtener manualmente de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas; en caso de que se requieran alcanzar profundidades en que los métodos manuales sean ineficientes se utiliza una máquina de perforación y se obtienen muestras a percusión.

Los sondeos alterados se realizarán con propósitos diversos: como parte de una exploración preliminar; para obtener muestras y correlacionar su clasificación con resultados de estudios geofísicos y pruebas de penetración de cono holandés y Sermes; como parte del programa de sondeos de un área grande y frecuentemente se emplean para obtener muestras de bancos de préstamo de materiales.

### Pozos a cielo abierto, cortes y zanjas.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas o alteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor de 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque se requiere mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

### Equipo.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m. de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerlas con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.



## Métodos manuales

Generalidades. Para la obtención de muestras representativas - alteradas de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas, se emplea rá herramienta manual o maquinaria para hacer la excavación,

Procedimiento de operación. Las muestras se tomarán a medida que progrese la excavación, conservándolas en bolsas de lona - si no interesa mantener el contenido natural de agua y en bolsas de polietileno o frascos de vidrio de cierre hermético si es significativo conservar la humedad natural. En las bolsas o frascos se adhiere la etiqueta de identificación. En el caso de bancos de préstamo es usual tomar muestras integrales a lo largo de una ranura que se hace en una de las paredes del pozo, para estudiar el material que se podría obtener atacando el -- frente completo del banco.

La exploración mediante pozos a cielo abierto es un procedi-- miento que con la profundidad se hace muy lento y costoso; la profundidad máxima a la que usualmente se hacen es de 15 m, -- cuando el abatimiento del nivel freático es factible; en mate-- riales muy permeables llega a ser excesivamente costoso.

Se pueden obtener muestras representativas alteradas también - con herramientas manuales de perforación como la pala postea-- do ra y las brocas helicoidales. La muestras se protegen y se -- adhiere en los recipientes la etiqueta de identificación. La porf-- undidad máxima que se puede alcanzar con las herramientas anteriores es de 10 m.

### Método de lavado.

La perforación se hace con un trépano o cincel de percusión -- que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado.

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compacidad media con bajo contenido de gravas lo calizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

### Equipo.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig II. 14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg, una bomba para agua o lodo de 45 lt/min de gasto a 5 kg/cm<sup>2</sup> de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trépanos de perforación y ademe metálico (opcional).

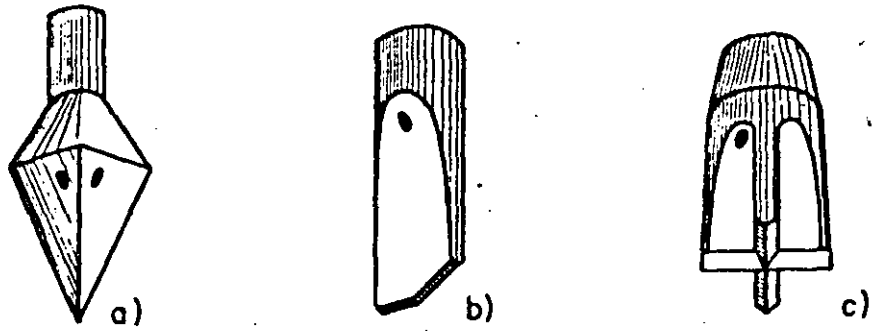
### Perforación a rotación con agua o lodo.

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado -- hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para establecer el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable.

### Equipo.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig II.15) consiste de una perforación rotatoria con sistemas hidráulico -- de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min de capacidad y herramientas como brocas tipo drag y tricónicas (fig II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación.



### Trépanos de percusión

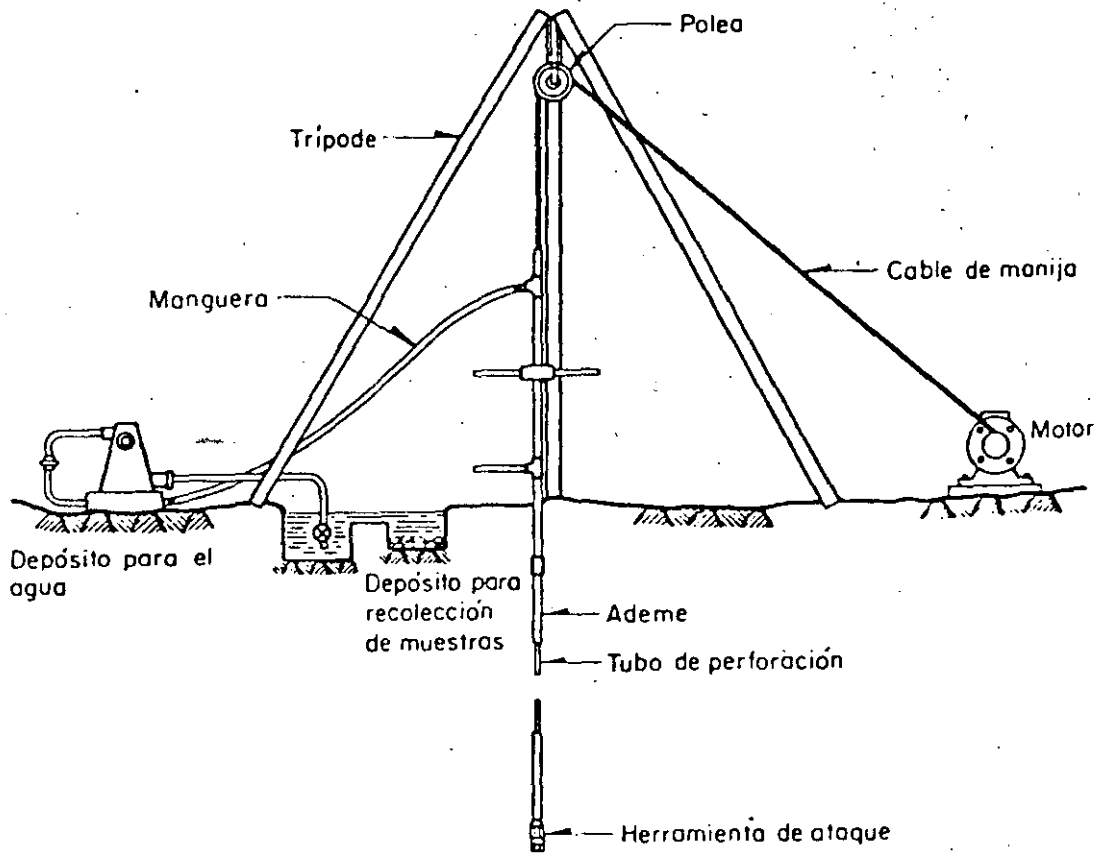


FIG.II.14. Perforación por lavado

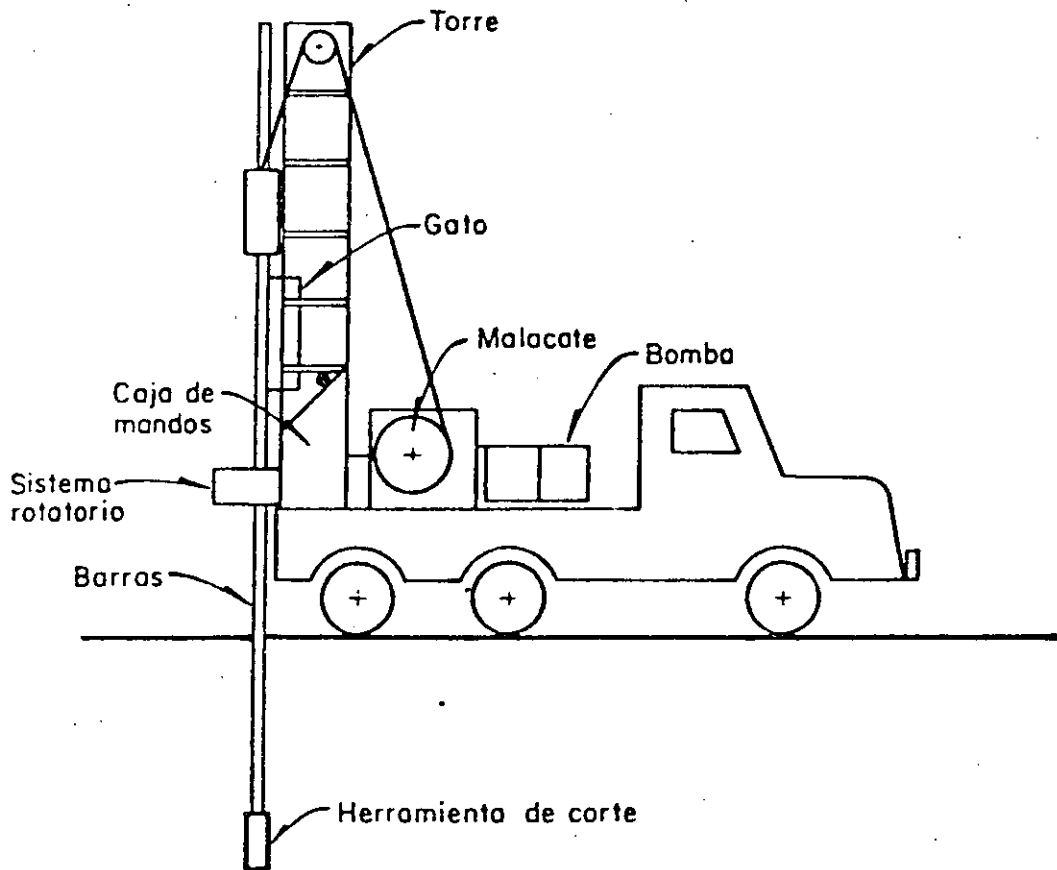
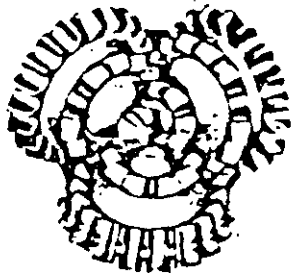
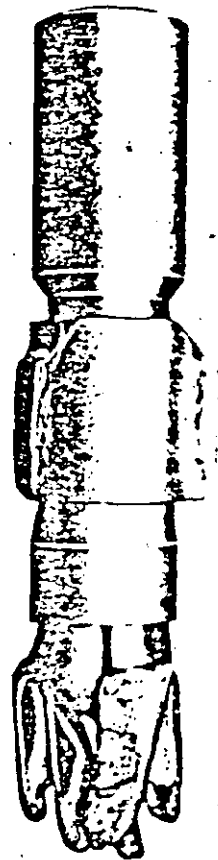


FIG.II.15. Equipo de perforación a rotación



Broca tricónica



Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

### Perforación en seco.

Esta técnica que se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica, utiliza barras con una helicoides lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta la broca.

La perforación en seco es la técnica más recomendable para -- realizar sondeos arriba del nivel freático, porque no altera el contenido de agua del suelo; abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos, a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; en caso de que no lo sea, se debe utilizar ademe espiral.

### Equipo.

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo de tungsteno que continúan el plano de la helicoides.

El ademe espiral se muestra en la fig. II.18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m. de longitud que se enroscan entre sí y llevan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

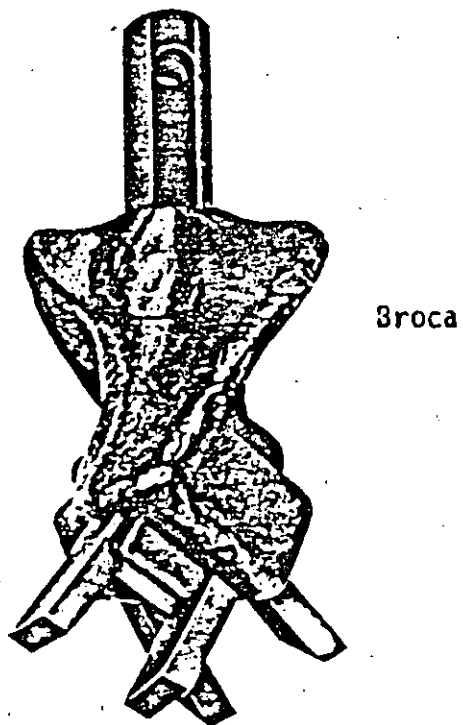
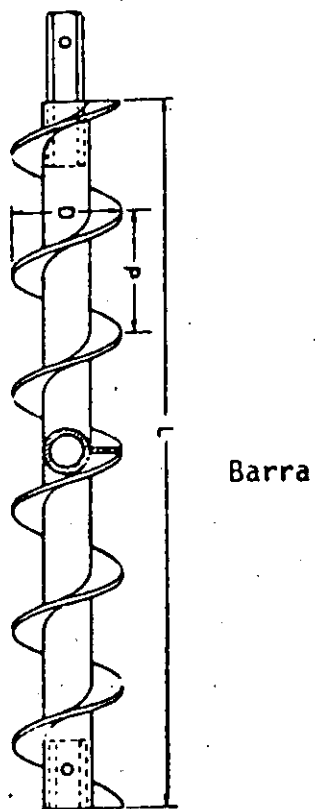
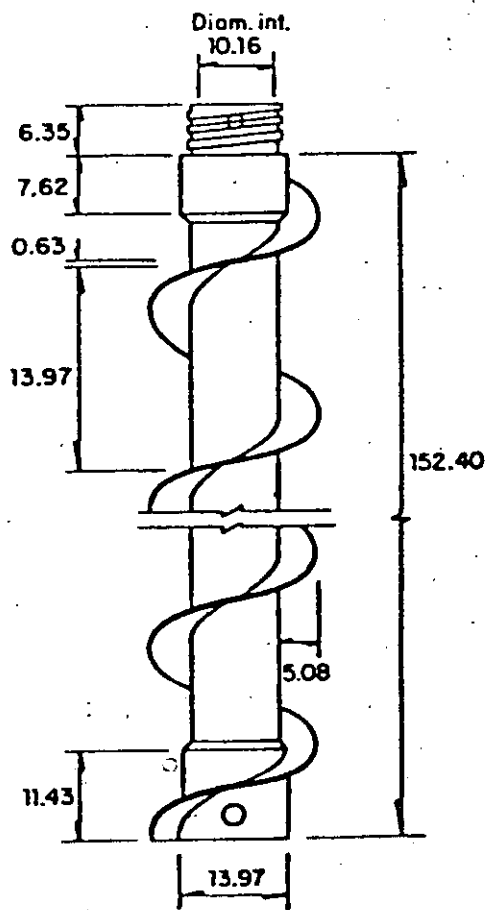


FIG.II.17. Barra y broca helicoidal



Acotaciones en cm.

FIG.II.18. Ademe helicoidal

### Prueba de penetración estándar.

Generalidades. El penetrómetro estándar consiste de un tubo muestreador que se hince a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice; el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

El campo de aplicación de este penetrómetro es en materiales granulares finos, pero también se emplea en suelos cohesivos.

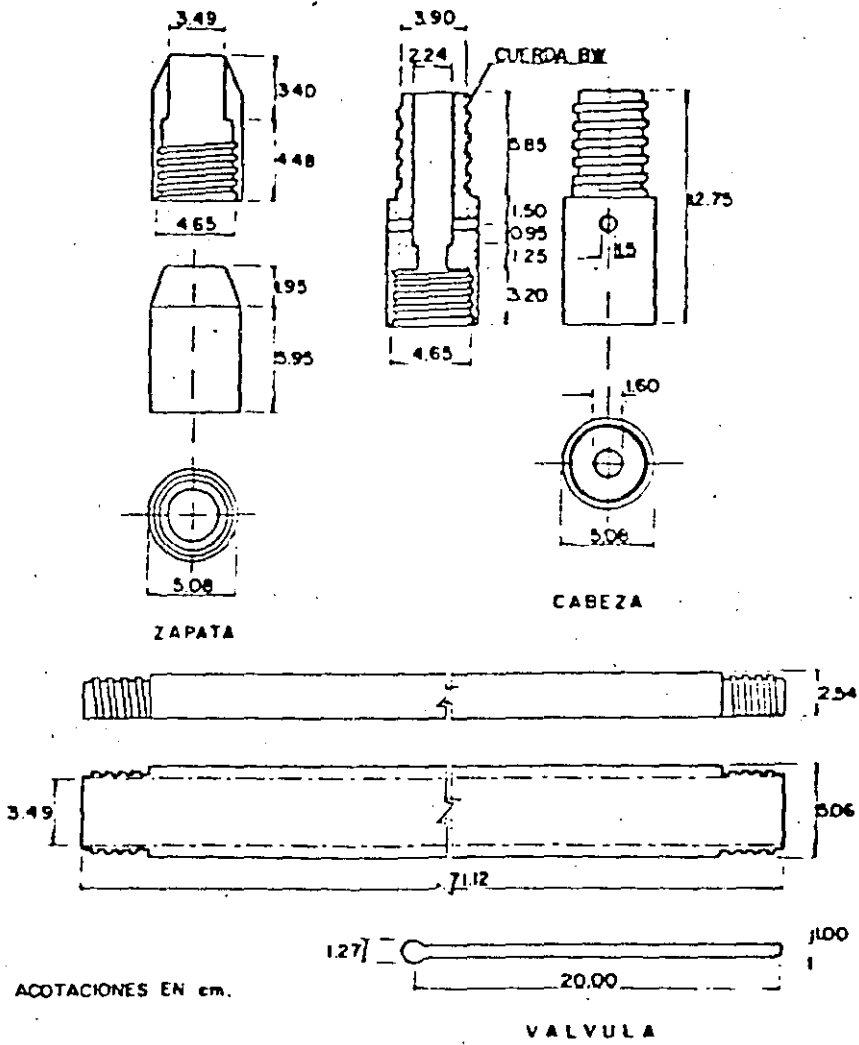
El equipo necesario para realizar la prueba incluye un malacate ligero y tuberías de perforación.

Características. El penetrómetro estándar debe tener las dimensiones que se muestran en la figura ; la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones. La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras de arena suelta

Procedimiento de operación. El penetrómetro se hince en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación. Se puede emplear ademe metálico en suelos poco estables o bien recurrir al uso de lodos de perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5 cm.

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 60 cm empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída libre de  $76 \pm 1$  cm, contando el número de golpes para 3 segmentos el primero de 15 cm, el segundo de 30 cm y el tercero de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los 30 cm centrales. Si el penetrómetro no se puede hincar los 60 cm la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes N. La intención de no considerar los primeros 15 cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales con las barras de perforación con referencia a un punto fijo.





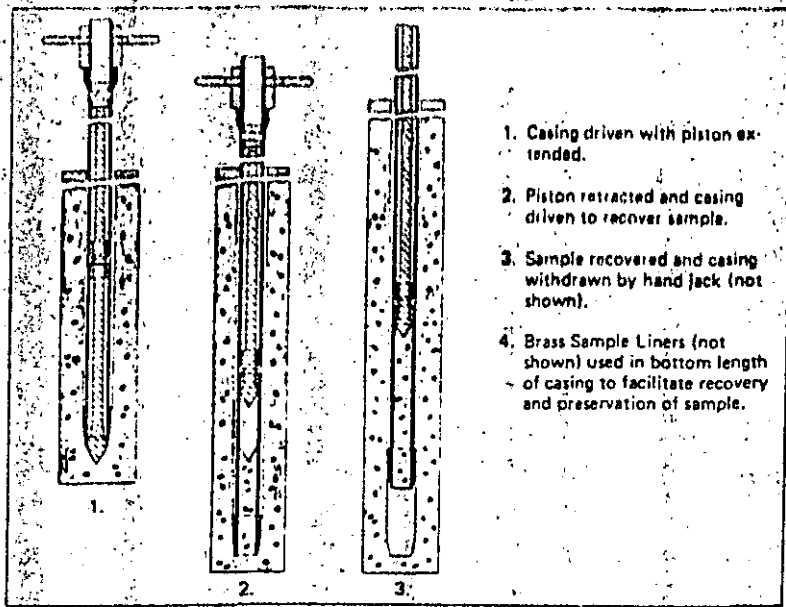


FIGURE 24. PROBE

FIGURE 23. OPERATION OF ONE INCH RETRACTABLE PLUG SAMPLER

the point is driven into the earth with a sledge hammer. A guide and 16 kg. (35 lb.) hand drive weight can also be used to drive the probe.

### CHAPTER 11. DRIVE SAMPLING

A drive sample (disturbed) is taken by driving a sampler into the soil at the bottom of the bore hole using a heavy drive weight. Figure 25. The bore hole is made by driving casing or by augering. There are two general types of drive samplers: solid tube and split tube samplers.

#### Solid Tube Sampler

Figure 26 shows the simplest of drive samplers. This *solid tube sampler*, as the name suggests, is merely a solid steel tube with a ball check in the head, for venting and a hardened steel shoe for driving. It has the advantages of simplicity and ruggedness. Its only disadvantage is that to view and inspect the sample, it must be pushed out the end of the tube.

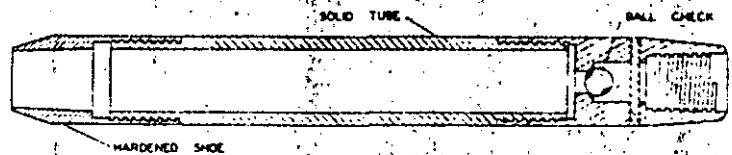
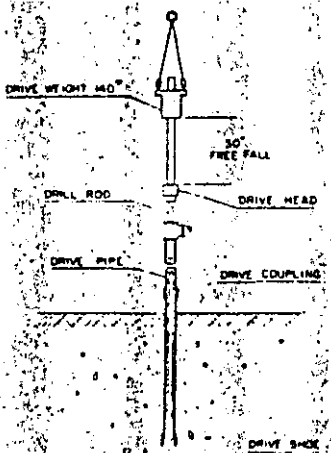


FIGURE 26. SOLID TUBE SAMPLER

#### Split Tube Sampler

The split tube sampler, Figure 27, has a ball check head and hardened steel shoe like the solid tube sampler, but

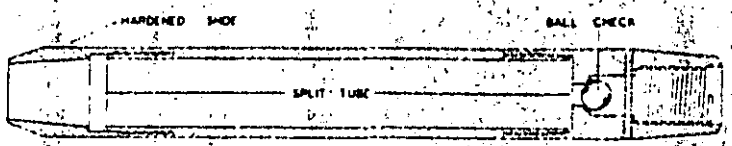


FIGURE 27. SPLIT TUBE SAMPLER

SPLIT TUBE SAMPLER IN UNDISTURBED SOIL

FIGURE 25. DRIVE SAMPLING DIAGRAM



FIGURE 35.  
OPEN SHOE



FIGURE 36.  
POCKET SHOE



FIGURE 37.  
SAWTOOTH SHOE

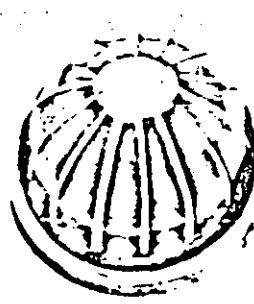


FIGURE 38.  
BASKET RETAINER

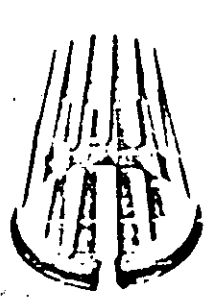


FIGURE 39.  
SPRING TYPE  
RETAINER

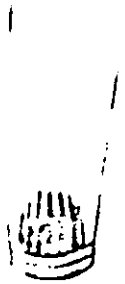


FIGURE 40.  
L.A.D. RETAINER



FIGURE 41.  
TRAP VALVE

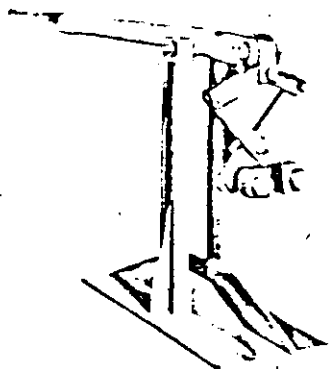


FIGURE 42.  
ROD PULLER

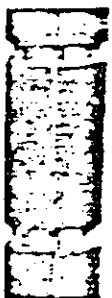


FIGURE 43.  
SPECIAL SAMPLE CONNECTOR

The *open shoe*, Figure 35, is made from specially hardened steel for sampling coarse materials with diameters less than the diameter of the throat opening of the shoe. The inside diameter of the shoe may be the same size or slightly smaller than the inside of the sampler tube.

The *pocket shoe*, Figure 36, has a side opening and bottom cutting edge that crosses the center and helps retain loose material within the tube. This shoe is rotated by hand to pick up the sample or to clean the hole.

The *saw tooth shoe*, Figure 37, has teeth that are faced with a tungsten carbide alloy. This type of shoe is for use in tightly compacted soil such as hard pan, where it is necessary to tear the material loose. This shoe is rotated with down pressure on the external rods. Rotation is usually by a hand wrench.

#### Sample Retainers

Sample retainers are inserted inside the drive sampler between the shoe and sample barrel. They help retain loose or flowing soils. There are four common types of sample retainers.

A *basket retainer*, Figure 38, has flexible fingers that open to admit loose dry sand, and then close, forming a tight lock that retains the sample when the tube is removed to the surface.

The *spring type retainer*, Figure 39, is useful in collecting coarse sand, small gravel, and other unconsolidated materials. The spring fingers gently press against the sample and hold it in the sampler until it is unloaded at the surface.

The *L.A.D. retainer*, Figure 40, consists of a basket retainer and polyethylene sleeve and is for taking samples of flowing sands and other difficult materials. Upon withdrawal of the sampler, the plastic sleeve collapses over the basket and seals the sample within the sample tube.

*Trap valves*, Figure 41, are inserted in open shoes where they hold thin mud and other watery substances.

#### Rod Puller

The *rod puller* shown in Figure 42, is used to pull a string of drill tools that has become tight in a hole. The powerful jaws of the jack operate like ice tongs: the harder the pull, the tighter the tool's steel jaws grip the rod. The rod puller is particularly effective for use with a one inch Retractable Plug Sampler, with the Soil Sampling Kit, and other manually operated tools.

#### Special Sampler Coupling

Quite often in marine or other easily sampled soils, an unusually long soil split tube sample may be required. Since it is very difficult to manufacture long split tube samplers, a special coupling, Figure 43, is used to couple two or more standard split tube samplers together in tandem. The design of the coupling allows the use of a liner or sample retainer inside the coupled samplers.

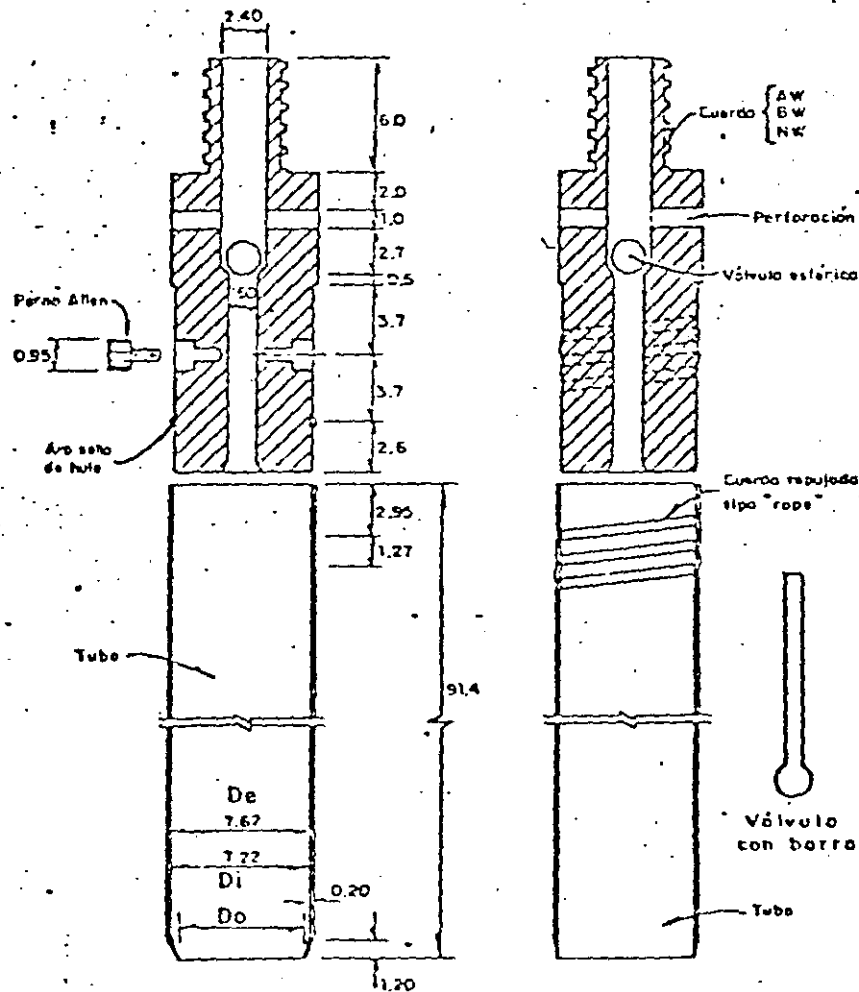
COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS

N	DENOMINACION	Cl. % (APROXIMADA)
0-4	muy suelta	0-5
4-10	suelta	5-25
10-30	semi-compacto	25-60
30-50	compacto	60-75
más de 50	muy compacto	> 75

CONSISTENCIA NATURAL DE LAS ARCILLAS

N	DENOMINACION	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE. en kg/cm <sup>2</sup> . (APROXIMADA).
0-2	muy blanda	0-0.25
2-4	blanda	0.25-0.5
4-8	semi-dura	0.5-1
8-15	dura	1-2
15-30	muy dura	2-4
más de 30	rigida	> 4

Tabla II

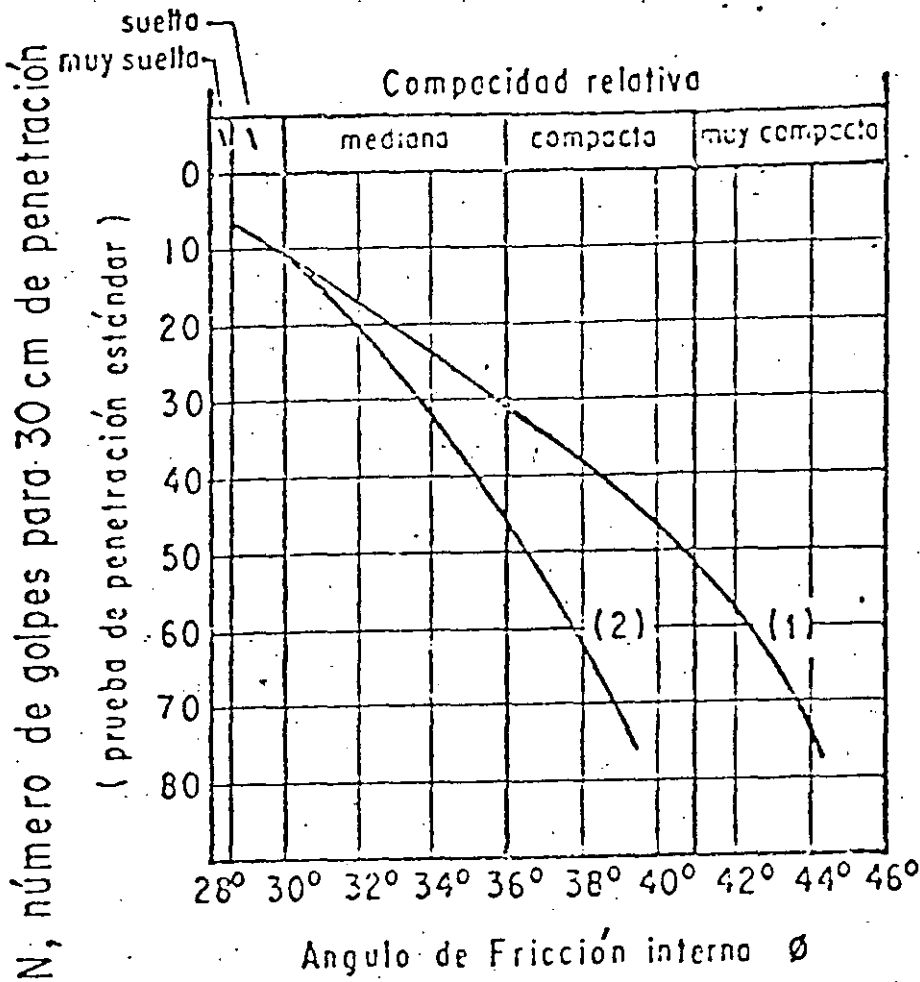


Unión con pernos Allen

Unión con cuerdo

Anotaciones en cm

FIGURA R. TUBO DE PARED DELGADA.



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

FIGURA 7. CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30cm DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE ARENAS.

### Muestreo inalterado

Los objetivos que se buscarán con un sondeo inalterado son: definir la estratigrafía del sitio y obtener muestras que conserven la estructura del suelo (muestras inalteradas) para realizar con ellas pruebas mecánicas que permitan interpretar su comportamiento bajo las condiciones de trabajo que se impondrán. La extracción de muestras inalteradas se puede hacer con métodos manuales o con muestreadores adecuados a las diferentes condiciones que pueden presentarse. Los muestreadores que se describen en este trabajo son los que han demostrado ser de mayor utilidad y simplicidad de operación; no se incluyen muestreadores muy especializados que quedan fuera de una exploración convencional.

### Métodos manuales

Generalidades. Consisten en labrar muestras cúbicas en pozos a cielo abierto, cortes o zanjas, con herramienta manual. Las muestras así obtenidas pueden ser las de menor alteración posible si la operación se hace correctamente pero el método es poco aplicado por su baja eficiencia y costo elevado.

Equipo. Se requieren picos, palas, espátulas, parafina, manta de cielo, brochas y etiquetas de identificación de muestras.

Procedimiento de operación. Se inicia la operación limpiando y nivelando el terreno en un área de unos 50 cm de diámetro, luego se marca la sección deseada y se labran los lados de la muestra; si el suelo es muy blando se cubre la muestra con manta de cielo o con una caja (fig. III.11); luego se protege la muestra con parafina con la misma mezcla. Se debe hacer un registro detallado del sondeo incluyendo la estratigrafía y profundidades a las que se toman las muestras. Las etiquetas de identificación se deben fijar en la parte superior de las muestras, orientándolas al norte.

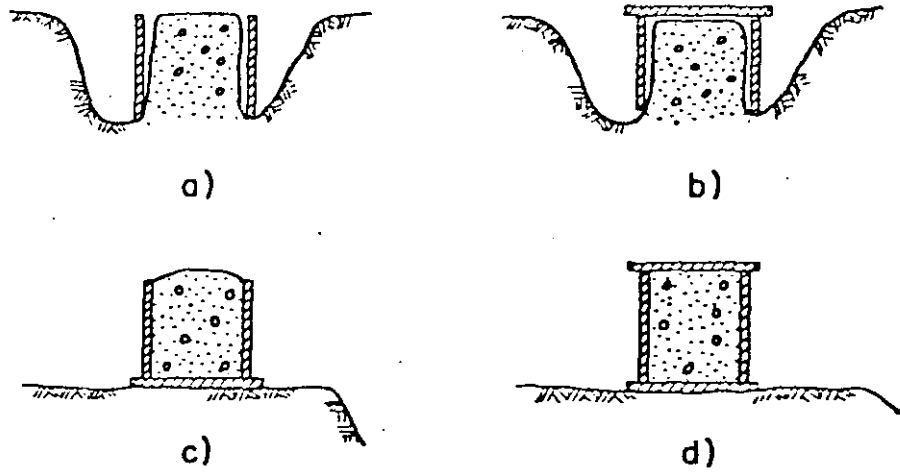


FIG.III.11 Procedimiento de obtención de muestras cúbicas



### Tubo de pared delgada (Shelby)

Generalidades. El tubo de pared delgada, conocido también como tubo Shelby, se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente alteradas. Este muestrador es el de uso más difundido para el muestreo de suelos, finos blandos a semiduros y opera arriba y abajo del nivel freático.

Características. Este muestrador está constituido por un tubo metálico, usualmente acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, aplicando presión desde la superficie.

El tubo es usualmente de 7.5 ó 10 cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 1.5 mm y longitud generalmente de 90 cm.

La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestrador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerlo.

El hincado de este muestreador origina esfuerzos que se ejercen sobre la muestra

- W= peso de la muestra
- P= presión del fluido sobre la muestra
- N= fuerza normal
- F= fuerza de fricción
- u= presión de poro en la base
- R<sub>t</sub> = resistencia a la tensión del suelo
- H<sub>t</sub> = longitud hincada
- L= longitud de la muestra

Las fuerzas normales y de fricción se reducen cuidando que la punta del muestreador tenga la geometría de la fig. y se cumplan las relaciones geométricas siguientes:

$$\text{relación del área} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$$\text{relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2\%$$

donde:

- D<sub>e</sub> = diámetro exterior
- D<sub>i</sub> = diámetro interior
- D<sub>m</sub> = diámetro de la muestra

La presión del fluido sobre la muestra es muy significativa durante la extracción, por ello las barras deben sacarse lentamente pues la muestra se puede salir por exeso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente; esta presión hace también necesario el empaque de aro-sello o la unión de cuerda.

Para la extracción, si la resistencia a la tensión es significativa, se gira el tubo antes de subirlo para romper la base de la muestra.

La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$\text{Rec} = \frac{L}{H} (100)$$

donde: Rec= relación de recuperación, %

Un muestreo de buena calidad es aquel en el que la relación de recuperación se acerca a 100%.

SECTION V  
UNDISTURBED SAMPLING PROCEDURES AND EQUIPMENT

CHAPTER 15. . . UNDISTURBED SAMPLE

It is almost physically impossible to take a sample of soil, transport it to the laboratory, and prepare it for testing without disturbing it in some way. Therefore, the type of sample referred to as "undisturbed" is one that has been recovered so that its physical structure and properties are nearly the same as they would be found in the ground.

There are three common types of samplers used in undisturbed sampling:

1. Thin Wall Tube Sampler
2. Stationary Piston Sampler
3. Acker Denison Sampler

It is important to preserve the water content, volume, and configuration of each stratum. Some distortion and contamination will occur in recovering the sample, but in most cases it is not disturbed enough to be unsuitable for laboratory testing and analysis.

CHAPTER 16. THIN WALL TUBE SAMPLER

The Thin Wall Tube sampler, Figure 44, is the most widely used type of undisturbed sampler. It has a thin tube with a sharp cutting edge attached to a ball check head. This head has been threaded for standard size drill rods. The ball check valve permits the air or fluid over the sample to escape. The ball acts as a check valve to prevent the water from washing out of the sample once it is taken. The tube is attached to the head by four cap screws.

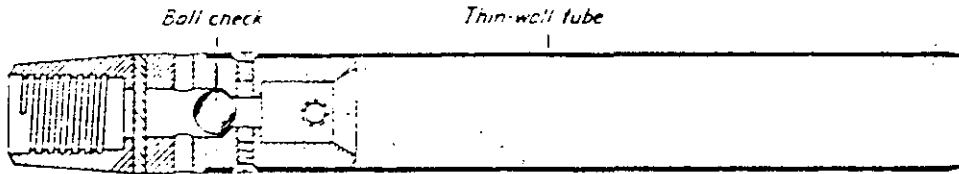


FIGURE 44.  
THIN WALL TUBE SAMPLER

Thin wall tubes are usually made from commercial grade seamless steel tubing. When a long delay between field recovery of the sample and the actual laboratory testing is expected or when the soil is organic in nature, such as peat, it is advisable to use non-rusting brass or stainless steel tubes. Brass and stainless steel tubes are more expensive and have a greater tendency to deform in comparison to steel tubes.

Steel, brass, and stainless steel tubes are available in various sizes which have been standardized by the ASTM in standard #D 1587-67, Figure 45. Tube length is generally 610 mm and 915 mm (24 and 36 inches), although longer and shorter tube lengths are made for special applications as determined by field conditions.

THIN WALL SAMPLER TUBE SIZES  
ASTM STANDARD #D-1587-67

Outside Diameter		Inside Diameter		Wall Thickness			Used In Casing Size
Inches	mm	Inches	mm	Gauge	Inches	mm	
2	50.8	1-7/8	47.6	18	.049	1.24	BW
2-1/2	63.5	2-3/8	60.3	16	.065	1.65	NW
3	76.2	2-7/8	73.0	16	.065	1.65	HW
3-1/2	88.9	3-3/8	85.7	16	.065	1.65	HW
4-1/2	114.3	4-3/8	111.1	16	.065	1.65	PW
5	127.0	4-3/4	120.6	11	.120	3.05	SW

FIGURE 45.  
THIN WALL SAMPLER SIZE CHART

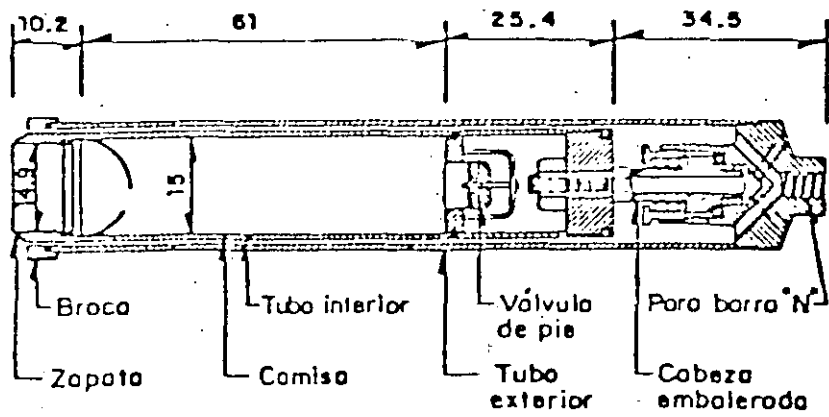
### Barril tipo Denison

Generalidades. Este muestrador consta de dos tubos concéntricos - montados en una cabeza con baleros; el tubo exterior gira para cor- tar al suelo mientras que el interior permanece sin girar y por -- presión toma la muestra. Durante el muestreo se inyecta agua o lo- do que circula entre los dos tubos, enfriando así a la broca y -- arrastrando al exterior el material cortado.

El barril Denison puede muestrear los suelos en los que el tubo -- Shelby no puede penetrar, como el caso de arcillas duras, limos -- compactados o cementados con pocas gravas. Abajo del nivel freáti- co se puede utilizar agua o lodo como fluido de perforación, arri- ba del nivel freático es necesario utilizar lodos para disminuir -- la contaminación que provoca el agua.

La broca de corte es una pieza de acero, con pastillas de carburo- de tungsteno en las partes de mayor desgaste; básicamente puede -- cortar en toda el área simultáneamente o en escalones para dismi- -- nuir las vibraciones

Recientemente se han desarrollado diseños de muestradores Denison en los que se sustituye al tubo interior con camisa por tubos de -- pared delgada y con ello se obtienen muestras de mejor calidad; -- -- incluso tienen cuerda repujada para fijarse a la cabeza.



Acotaciones en cm














TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

TIPO DE SUELO		Método de perforación				Sondeo de exploración		Muestro inalterado			
Arriba del nivel freático	Suelos finos (con arenas y gravas)	R		P	P	R			A		R
	Suelos expansivos	R				P				A	R
	Arenas con finos	R		P	P	R	A	R	A		R
	Arenas con grava	R		P	P	R	A	R			
	Suelos finos muy duros				R				A		R
Abajo del nivel freático	Suelos finos muy blandos	P	A	R	A	R	R	R	A	R	R
	Suelos finos duros a muy duros	P			A	R	R		A	R	R
	Arenas finas sueltas			R		R	P	A	R	R	R
	Arenas compactas	A	A	R	A	R	A	A	R	A	A
	Suelos orgánicos			R		R	A			R	R
Arenas con grava	P		A		R	R	A	R			
		Pozo a cielo abierto (zanja)						muestras cúbicas (lauradas)			
		Lavado con agua						Tubo rotatorio			
		Lavado con todo						muestrador Pitcher			
		Rotación con agua						muestrador Denison			
		Rotación con todo						Tubo de pared delgada			
		Rotación en seco						muestrador de pistón			
						Penetrómetro estándar					
						Penetrómetro holandés					

R : RECOMENDABLE  
A : ACEPTABLE  
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

Abreviatura	Significado	Símbolo	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	grava		Limo
S	arena		Arena
M	limo		Grava
C	arcilla		Boleos
O	suelo orgánico		Relleno
Pt	turba		Raices
w	bien graduado		Turba
P	mal graduado		Conchas y Fósiles
L	baja plasticidad	NF	Nivel freático
H	alta plasticidad		Superficie del terreno
SPT	Prueba de penetración estándar		Concreto
N	número de golpes en SPT	φ	Diámetro
NF	nivel freático		
PCA	pozo a cielo abierto		
bT	broca tricónica		
DG	broca tipo Drag		
F-3	muestra alterada en frasco N° 3		
B-4	muestra alterada en bolsa N° 4		
F-2L	muestra lavada en frasco N° 2		
MI-8	muestra labrada in situ N° 8		
TS-12	tubo Shelby N° 12		
TD-9	tubo Denison N° 9		
TP-11	tubo Pitcher N° 11		
TPL-7	tubo Pistón libre N° 7		
TR-5	tubo rotatorio dentado N° 5		
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6		
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW,AW,BW,NW	barras de perforación (tabla II.5)		
NW,HW	ademes (tabla II.6)		
BXL,NXL	barriles muestreadores serie L		
PA	pérdida de agua o lodo de perforación		



### SUPERVISION DE LA EXPLORACION

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recorriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos, llenando los registros de campo; para facilitar esta labor pueden adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III.6. Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya: las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles.

## PROTECCION Y TRANSPORTE DE MUESTRAS

### 1 MUESTRAS ALTERADAS

Estas muestras, que pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética, identificándolos como se muestra en la fig III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien, - con un nudo apretado; si no interesa conservar el contenido de agua natural- pueden utilizarse bolsas de lona. En la fig III.13 se muestra la etiqueta con que debe identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

### 2 MUESTRAS CUBICAS INALTERADAS

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig III.13 adherida en la parte superior de la muestra, y colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegérseles de los agentes atmosféricos y de vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

### 3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS

Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig III.14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig III.16, o se vierte parafina con brea caliente (15% de brea a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la posición

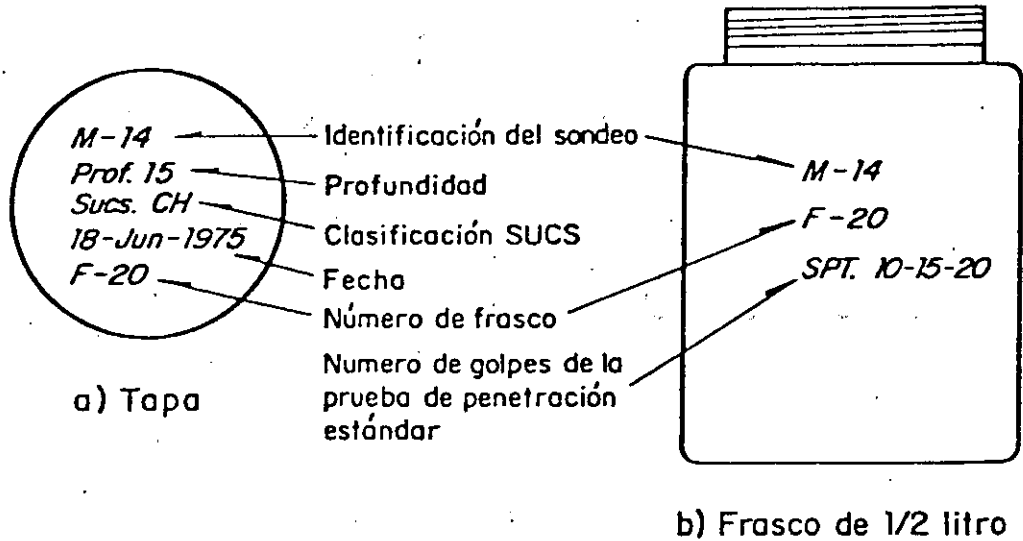


FIG.III.12. Identificación de frascos

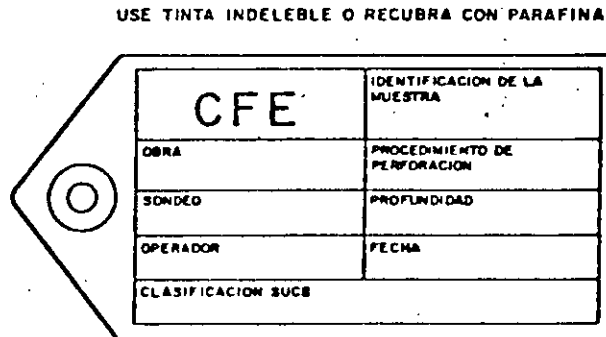


FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. Enseguida se identifica el tubo adhiriéndole una etiqueta (fig III.13) con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con esto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el

muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

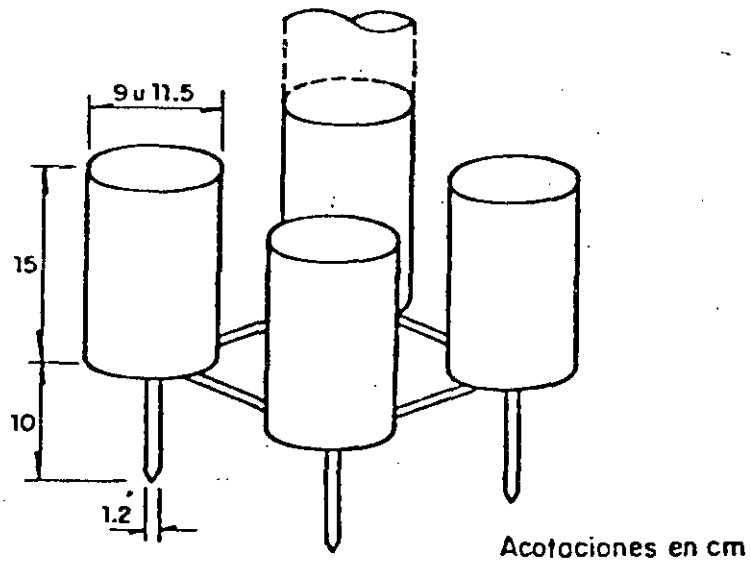


FIG.III.14. Soporte para muestra

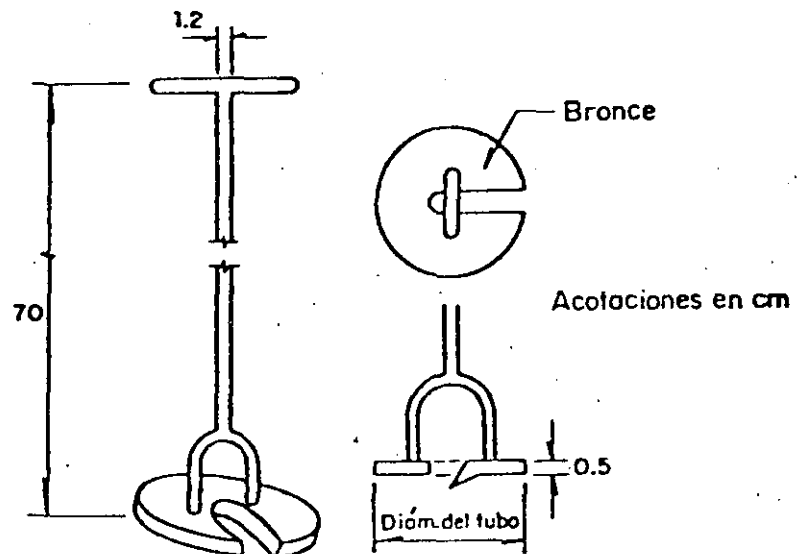


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos

### Métodos geofísicos

Son las técnicas basadas en la medición de ciertas propiedades físicas de los materiales que constituyen el subsuelo, empleando para ello equipos portátiles y de fácil operación que permiten conocer la estratigrafía y las características de los materiales.

La utilización de los métodos geofísicos de exploración puede redundar en una economía, al reducir la magnitud de las exploraciones directas.

Debe hacerse notar que en terrenos de morfología accidentada, se dificulta la interpretación de los resultados.

#### a) Método sísmico

Este método se basa en medir las velocidades de propagación de las ondas elásticas en los diferentes medios del lugar, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en un punto de suelo que dan origen a: ondas longitudinales y trasversales, que permiten deducir por el estudio de sus reflexiones y refracciones: las profundidades, espesores de capas y calidad de los

materiales.

- Método sísmico de refracción. Consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas longitudinales viajen del punto en que se generan, a los detectores o geófonos colocados en línea que captan la señal de llegada y que a su vez la envía a un aparato registrador.

En la fig II.4 se presenta esquemáticamente la propagación de las ondas.

- Equipo. El necesario para el desarrollo de este método consta de 3 partes básicas: un mecanismo generador de la onda, un conjunto de geófonos y el aparato registrador (fig II.5).

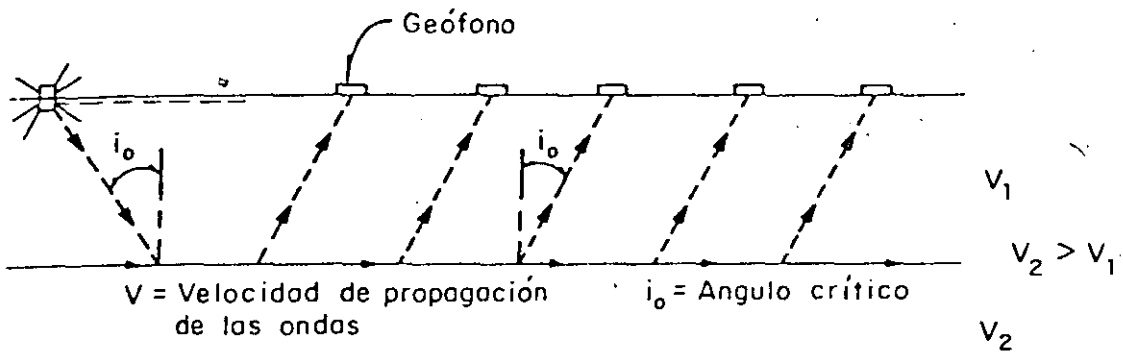


Fig II.4 Propagación de las ondas sísmicas

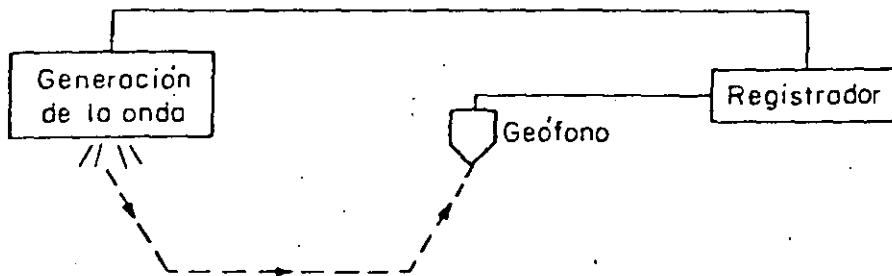


Fig II.5 Esquema del equipo sismográfico

- Generación de la onda. La generación de las ondas puede hacerse con un martillo pesado que golpea una placa asentada en la superficie que simultáneamente dispara un microinterruptor que conectado al registrador señala el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios de poca profundidad (10 m). Para estudios a mayor profundidad la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita con detonador instantáneo colocada en una perforación somera (menor de un metro); la detonación también es registrada simultáneamente mediante un microinterruptor.
- Geófonos.- Son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos, comúnmente empleados registran solo el componente vertical del movimiento (ondas longitudinales) y tienen sensibilidad entre 5 y 100 cps (ciclos por segundo), son de construcción robusta y tienen una punta en el eje vertical para hincarse en el suelo (fig II:6).

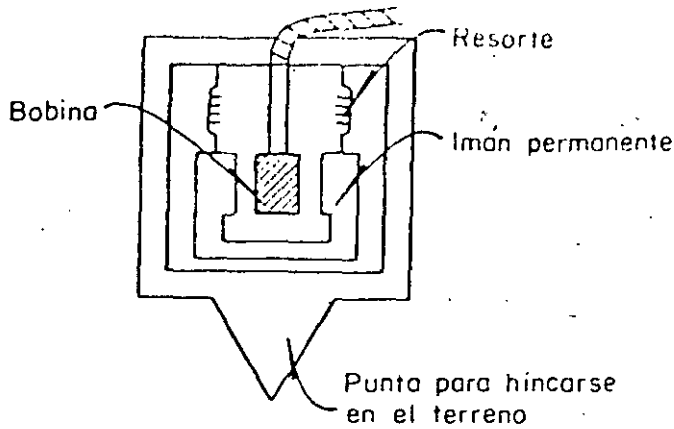


Fig II.6 Esquema de un geófono tipo electromagnético

TABLA II.1 Características de los oscilógrafos portátiles

Perturbación provocada con:	Registro	Fuente de poder	Número de canales	Intervalo de tiempo, en ms*	Peso, en kg	Peso, en m
Martillo	digital pantalla luminosa	pilas	1	1.10	5	10
Explosivos	papel foto sensible	batería recargable	2 a 12	0.100	10	100
	cinta		12 o más	0.1000		

\* ms = milisegundos

- Aparato registrador. Es un oscilógrafo, cuyos elementos sensibles son pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adheridos pequeños espejos, en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los reflejan a papel fotosensible para registrar el arribo de las ondas; tiene una escala de tiempos y un canal para captar el inicio de la prueba. Existen oscilógrafos que registran el arribo de las ondas en cinta magnética, pantalla luminosa o digitalmente.

En la tabla II.1 se presentan las principales características de oscilógrafos portátiles para exploración geotécnica.



- Procedimiento de prueba. Los geófonos se hincan en el suelo a lo largo de una línea; en uno de cuyos extremos se genera la onda. Los geófonos se colocan equidistantes entre sí, o bien más cercanos en el extremo donde se genera la onda, pero no a menos de 2 m y a distancias mayores en la parte más alejada pero no a más de 20 m.

En el caso de que se quiera investigar a grandes profundidades puede haber más puntos de explosión sobre la misma línea pero alejados de los geófonos extremos. Se cuenta en esa forma con los datos necesarios para determinar el echado de los estratos constitutivos del subsuelo.

En el caso de una disposición en el abanico para determinar las dimensiones y profundidad de la anomalía se hace variar el radio y/o posición del punto de tiro.

Estas anomalías pueden corresponder a zonas de baja resistencia, tubificadas, muy sueltas o con cavernas.

- Información de campo. Con el tiempo de registro y conociendo la ubicación de cada receptor, se dibuja en el eje de las abscisas las distancias y en el de las ordenadas, los tiempos de propagación; este diagrama se conoce como *dromocrónica* (fig II.8). Se obtienen las dos gráficas con los puntos de explosión en ambos extremos de la línea (fig II.7).
- Interpretación de la prueba. La refracción de las ondas se interpreta aplicando la ley de Snell.

$$\frac{\text{sen } i}{\text{sen } R} = \frac{V_1}{V_2} \quad (\text{II.1})$$

donde

$i$  ángulo de incidencia de la onda, en

$R$  ángulo de refracción de la onda, en

$V_1$  velocidad en el medio 1

$V_2$  velocidad en el medio 2

de acuerdo con el diagrama siguiente

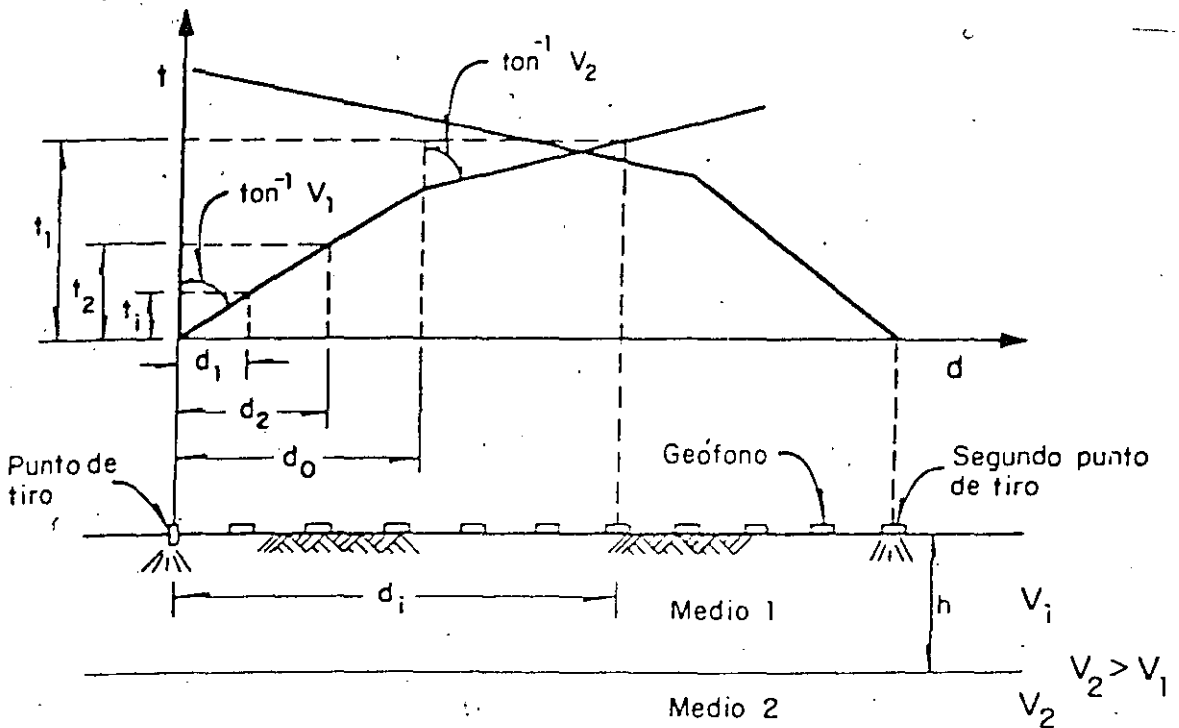
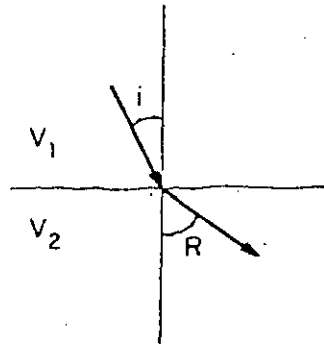
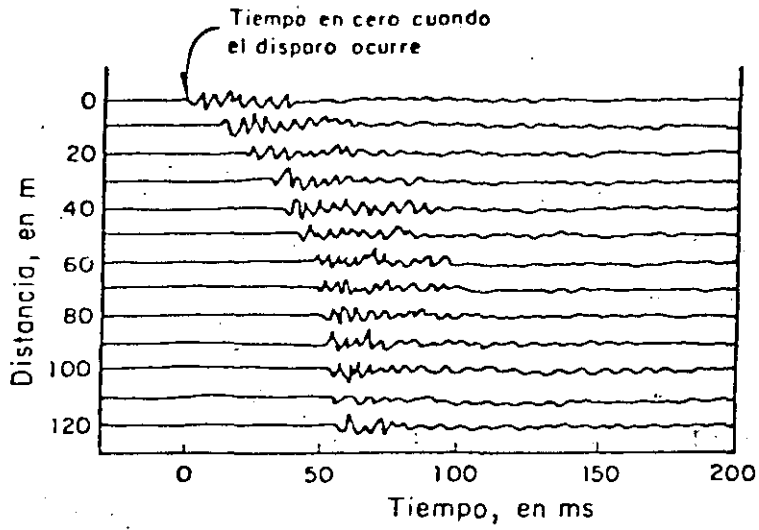
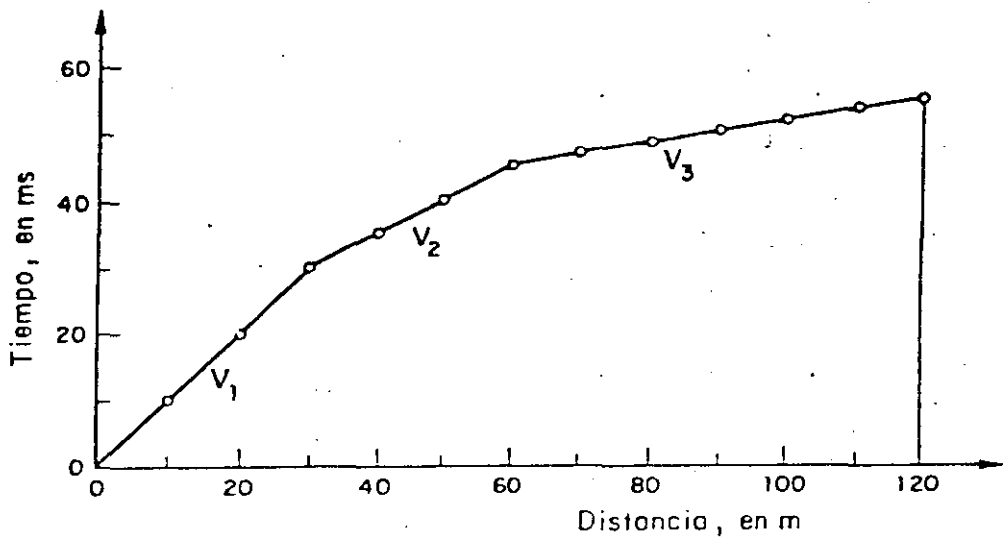


Fig II.7 Dromocrónica cuyos puntos de tiro se localizan en ambos extremos de la línea de geófonos



(a) obtención de sismogramas



(b) dromocrónica correspondiente

Fig II.8

La resistividad de un material se define como la resistencia de ohmios entre las caras de un cubo unitario de material. La unidad utilizada es el ohmio-metro ( $\Omega.m$ ).

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos, de estos el más simple es el de Wenner, que opera de dos maneras: sondeo eléctrico que estudia la estratigrafía según una vertical y rastreo eléctrico que lo hace según una horizontal a cierta profundidad. Combinando ambas técnicas se puede tener una clara idea de las condiciones del sitio.

- Equipo. Consiste en una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores. El esquema del conjunto se muestra en la fig II.9. Los equipos comerciales integran la fuente de poder, con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta. Una recopilación de las características de algunos de los equipos portátiles usados para esta técnica se presentan en la tabla II.3.

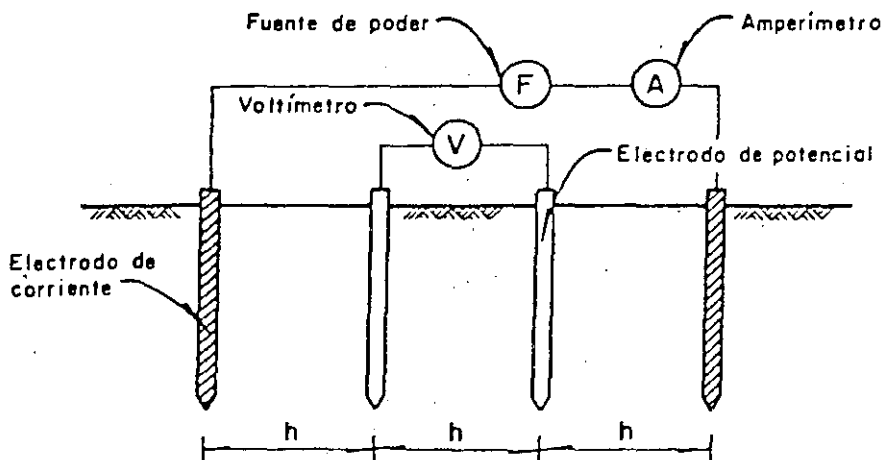


Fig II.9 Esquema del equipo (resistividades, arreglo Wenner)

Los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y 50 cm de longitud con un extremo en punta para hincarse en el terreno.

Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

Tabla II.3 Características de algunos equipos portátiles usados en el método de resistividad eléctrica

Fuente de poder	Capacidad del cable, en m	Intensidad de corriente, en ma*	Rango de mediciones	Peso total, en kg
batería	30	20	0.1-1000 $\Omega$	20
	20	50	0.1-1000 $\Omega$	15
recargable	300	100-150	0.002-10 V	60
baterías	200	0-1000	0.0002-100 V	75

\* ma: miliamperes

- Operación. El campo eléctrico se crea en el terreno con dos electrodos denominados de corriente que se hincan y conectan con el cable a la fuente de poder y el amperímetro. En ocasiones, la cantidad de corriente inducida al terreno es muy pequeña y provoca que la diferencia de potencial V no se pueda leer en el voltímetro por falta de sensibilidad. Esa falta de corriente en el terreno es causada por la resistencia de contacto de los electrodos de corriente; esta resistencia de contacto se puede disminuir mojando la región en donde se van a hincar los electrodos, con agua salobre y, en el caso de que aún la resistencia sea alta, se hincan en lugar de un electrodo en cada extremo del dispositivo, dos o más conectados en paralelo; entre estos electrodos de corriente se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la diferencia de potencial entre los electrodos centrales.

Las distancia entre electrodos pueden variarse dando lugar a diferentes arreglos. En el de Wenner, los electrodos quedan en una línea con separación equidistante h; la determinación hecha es representativa del material a la profundidad h.

El sondeo eléctrico se realiza manteniendo el centro del arreglo fijo e incrementando la separación  $h$ . En el rastreo eléctrico únicamente se cambia de lugar el arreglo sobre una retícula trazada en la superficie. Ambas técnicas deben iniciarse determinando la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato.

- Interpretación. La interpretación de los datos del método de resistividad consta de dos aspectos: uno cualitativo y otro cuantitativo.

La interpretación cualitativa de los datos se lleva a cabo utilizando los valores de resistividad aparentes a partir de los cuales se construyen diagramas de resistividad e isorresistividad aparentes permitiendo conocer las variaciones aparentes bajo cada centro de estudio, como de estructuras, no solo horizontales sino también cuerpos subverticales tales como fallas, filones o diques y a profundidades mayores que no son registradas por otros métodos (fig III.1, Ayudas de diseño).

La interpretación cuantitativa puede ser efectuada comparando las resistividades aparentes obtenidas con resistividades definidas por un corte eléctrico conocido. Esto nos da resultados y espesores reales del corte geoelectrico.

La identificación de los posibles materiales se hace por correlación de los valores de resistividad de cada estrato con valores obtenidos de estudios anteriores. Algunos de estos valores se presentan en la tabla III.4 de Ayudas de diseño.

El arreglo particular de Wenner genera un campo eléctrico infinito, con una profundidad de referencia  $h$ . De la prueba se obtiene la diferencia de potencial  $V$  y la intensidad de corriente  $I$ , la resistividad aparente se obtiene con la expresión

$$\rho_a = 2 \pi h \frac{V}{I} \quad (II.2)$$

donde

$\rho_a$  resistividad aparente a la profundidad teórica, h en ohmios-metro ( $\Omega m$ )

V diferencia de potencial, en voltios

I intensidad de la corriente, en amperios

h distancia entre electrodos, en metros

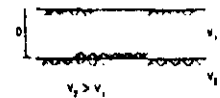
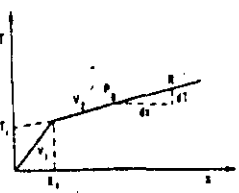
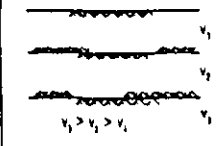
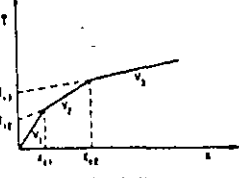
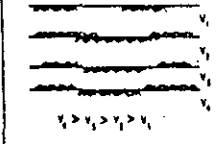
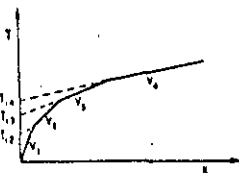
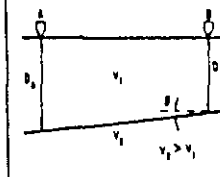
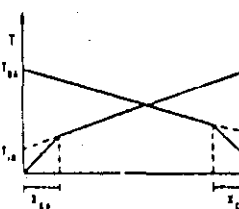
Cuando el equipo usado mide resistencia se puede sustituir  $\frac{V}{I}$  por R medida en ohmios.

La presencia y conductividad eléctrica del agua intersticial afecta considerablemente los resultados. En caso de que el subsuelo sea homogéneo, esta influencia del agua permite localizar el nivel freático o circulación de agua subterránea.

Este método ha sido usado en la determinación de algunas propiedades índice de los suelos, sobre todo en arenas, como el caso de la relación de vacíos:

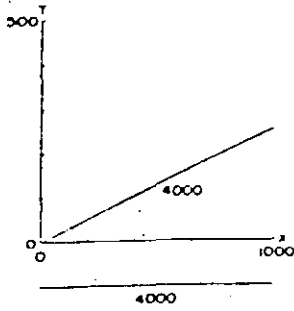
- Método de caídas de potencial. Consiste en determinar la relación de caídas de potencial entre 3 electrodos de potencial hincados a distancias iguales; colocados perpendicularmente a otros 2 electrodos de corriente que generan un campo eléctrico en el terreno y que permite en ciertos casos obtener mayor detalle que con el método de resistividad (caso de cuerpos verticales de espesor reducido como diques, fallas, etc); además su aplicación es más simple dado que no requiere mediciones de la intensidad de la corriente.
- Equipo. El requerido para esta técnica consiste en: 5 electrodos, 2 voltímetros, cables conductores y una fuente de poder de mayor capacidad que

TABLA III.1 Interpretación de resultados obtenidos en pruebas de refracción sísmica

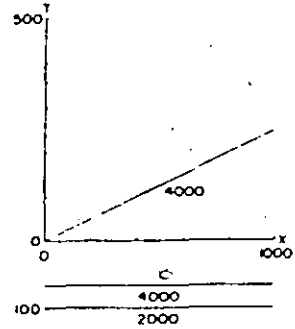
CASOS	GRAFICAS TIEMPO-DISTANCIA	FORMULAS USADAS EN LA INTERPRETACION												
 <p><math>v_2 &gt; v_1</math> Dos capas paralelas horizontales</p>	 <p>De la gráfica se obtiene:  <math>v_1</math> velocidad del medio superior  <math>v_2</math> velocidad del medio inferior  <math>x_c</math> distancia crítica  <math>t_1</math> tiempo de intersección al origen</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Para calcular la velocidad en cada segmento de recta <math>v = \frac{dx}{dt}</math></li> <li>En el cálculo de la profundidad <math>D</math>, se utilizan:  <math display="block">D = v_1 t_1 \left[ \frac{1}{2} \frac{v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \right] = D = x_c \left[ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right]</math> </li> </ol>												
 <p><math>v_3 &gt; v_2 &gt; v_1</math> Tres capas paralelas horizontales</p>	 <p>De la gráfica se obtiene:  <math>v_1</math> velocidad del medio más alto  <math>v_2</math> velocidad del segundo estrato  <math>v_3</math> velocidad del tercer estrato  <math>x_{c1}</math> primera distancia crítica  <math>x_{c2}</math> segunda distancia crítica  <math>t_{12}</math> tiempo de intersección, <math>v_1 - v_2</math>  <math>t_{13}</math> tiempo de intersección, <math>v_2 - v_3</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Para el cálculo de los contactos en <math>D_1</math> y <math>D_2</math>, se tiene lo siguiente:  <math display="block">D_1 = v_1 t_{12} \left[ \frac{1}{2} \frac{v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \right] = D_1 = x_{c1} \left[ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right]</math> <math display="block">D_2 = v_2 t_{13} \left[ \frac{1}{2} \frac{v_3}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \right] = D_2 = x_{c2} \left[ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_3 - v_2}{v_3 + v_2}} \right]</math> </li> <li>En un cálculo aproximado: <math>P = 0.8</math> y <math>Q = 2.0</math></li> </ol>												
 <p><math>v_4 &gt; v_3 &gt; v_2 &gt; v_1</math> Cuatro capas paralelas horizontales</p>		<ol style="list-style-type: none"> <li>Para los tres primeros estratos se procede como en el caso anterior.</li> <li>Para el cuarto estrato <math>v_4 = \frac{dx}{dt}</math> del cuarto segmento</li> <li>En el cálculo de la profundidad del contacto <math>D_3</math> se usa:  <math display="block">D_3 = \frac{v_4 t_{14}}{2} \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{v_4}{v_3}\right)^2 - 1}} = D_3 (Q' - Q') = D_3 Q'</math> <p>donde <math>Q' = Q' = 2</math> y <math>Q' = 1.5</math> aproximado.</p> </li> </ol>												
 <p>Contactos inclinados</p>	 <p>De la gráfica se obtiene <math>v_1 = \frac{dx}{dt}</math> en ambas curvas  <math>v_{2A} = \frac{dx}{dt}</math> en la curva de A  <math>v_{2B} = \frac{dx}{dt}</math> en la curva de B  <math>x_{CA}</math> distancia crítica de la curva A  <math>x_{CB}</math> distancia crítica de la curva B  <math>t_{1A}</math> tiempo de intersección al origen de A  <math>t_{1B}</math> tiempo de intersección al origen de B</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>La velocidad del estrato inferior se obtiene de:  <math display="block">v_2 = 2 \cos \theta \frac{v_{2A} v_{2B}}{v_{2A} + v_{2B}}</math> </li> <li>Para calcular el echado del contacto:  <math display="block">s = \frac{1}{2} \left[ \sin^{-1} \left( \frac{v_1}{v_{2B}} \right) - \sin^{-1} \left( \frac{v_1}{v_{2A}} \right) \right]</math> </li> <li>Cálculo de la profundidad:                      a) Usando tiempos de intersección:  <math display="block">D_A = \frac{v_1 t_{1A}}{\cos \theta} \left[ \frac{1}{2} \frac{v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \right]</math> <math display="block">D_B = \frac{v_1 t_{1B}}{\cos \theta} \left[ \frac{1}{2} \frac{v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \right]</math>                     b) Usando distancias críticas:  <math display="block">D_A = \frac{x_{CA}}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} + \frac{x_{CA}}{2} \sin \theta</math> <math display="block">D_B = \frac{x_{CB}}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} + \frac{x_{CB}}{2} \sin \theta</math> </li> <li>Cálculos aproximados: <math>x_c = \frac{x_{CB} + x_{CA}}{2}</math>; <math>v_2 = \frac{v_{2A} + v_{2B}}{2}</math>  <math display="block">D_A = \frac{x_{CA}}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}</math> <math display="block">D_B = \frac{x_{CB}}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}</math> <p>Con un error de acuerdo con la siguiente tabla:</p> <table border="1" data-bbox="1441 1212 1699 1308"> <thead> <tr> <th>ángulo de echado</th> <th><math>\frac{v_1}{v_2}</math></th> <th>Porcentaje de error en <math>D_A</math> o <math>D_B</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5°</td> <td>2</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>10</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table> </li> </ol>	ángulo de echado	$\frac{v_1}{v_2}$	Porcentaje de error en $D_A$ o $D_B$	5°	2	5	10	2	10	10	10	2
ángulo de echado	$\frac{v_1}{v_2}$	Porcentaje de error en $D_A$ o $D_B$												
5°	2	5												
10	2	10												
10	10	2												



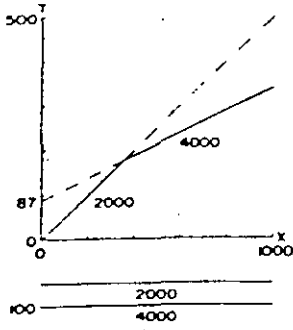
A. CAPAS HORIZONTALES



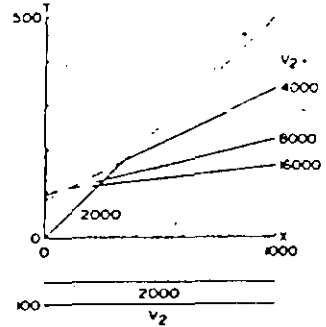
A.1. UNA CAPA:  
Subsuelo uniforme



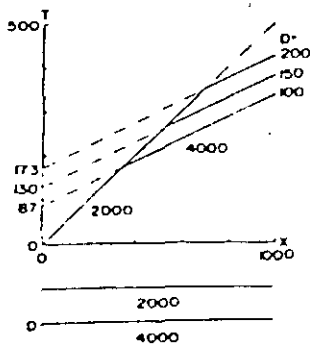
A.2. DOS CAPAS:  
Alta velocidad sobre  
baja velocidad



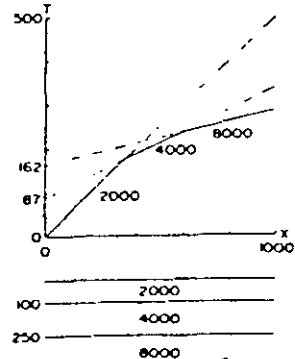
A.3. DOS CAPAS:  
Baja velocidad sobre  
alta velocidad



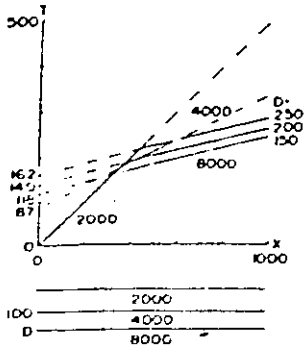
A.3. DOS CAPAS:  
Efecto por diferentes  
velocidades



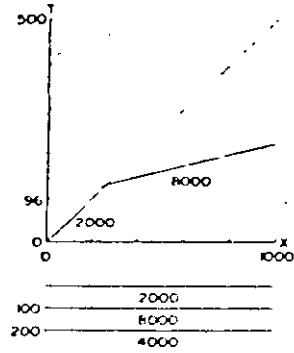
A.3. DOS CAPAS:  
Efecto por diferentes  
profundidades



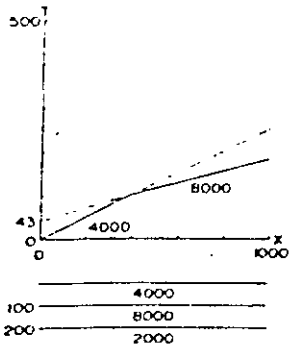
A.4. TRES CAPAS:  
Baja sobre media y so  
bre alta velocidad



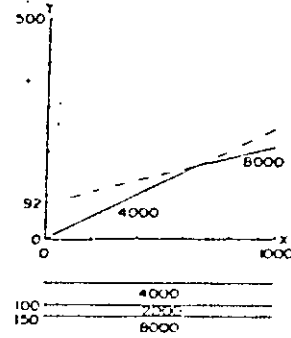
A.4. TRES CAPAS:  
Efecto de adelgazamiento de la segunda etapa



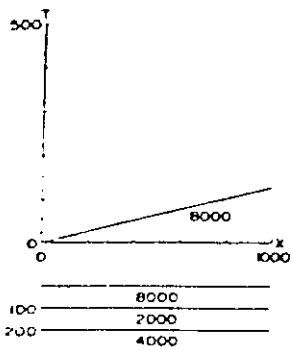
A.5. TRES CAPAS:  
Baja sobre alta y sobre media velocidad



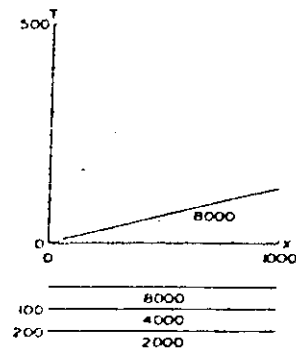
A.6. TRES CAPAS:  
Media sobre alta y sobre baja velocidad



A.7. TRES CAPAS:  
Media sobre baja y sobre alta velocidad

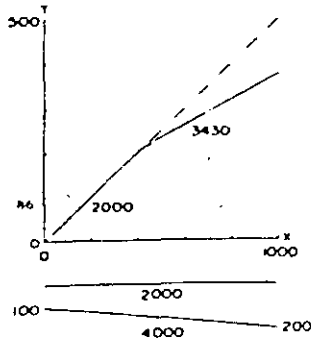


A.8. TRES CAPAS:  
Alta sobre baja y sobre media velocidad

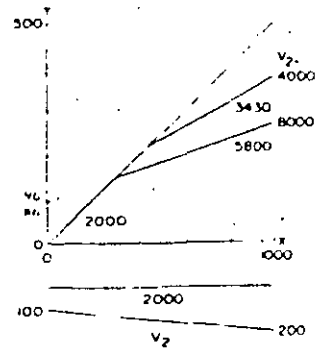


A.9. TRES CAPAS:  
Alta sobre media y sobre baja velocidad

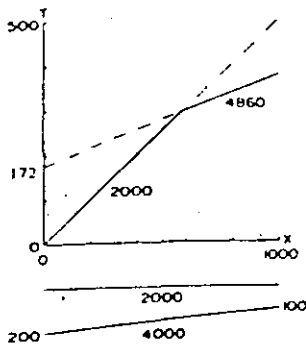
B. CAPAS INCLINADAS



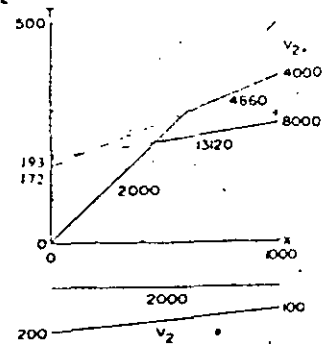
B.1. DOS CAPAS:  
Echado hacia abajo



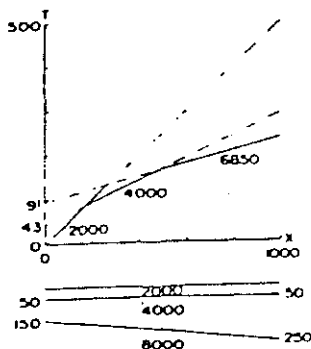
B.1. DOS CAPAS:  
Echado hacia abajo



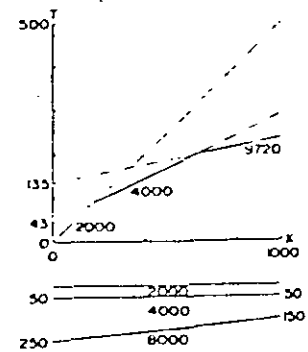
B.2. DOS CAPAS:  
Echado hacia arriba



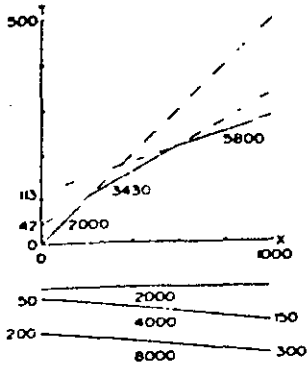
B.2. DOS CAPAS:  
Echado hacia arriba



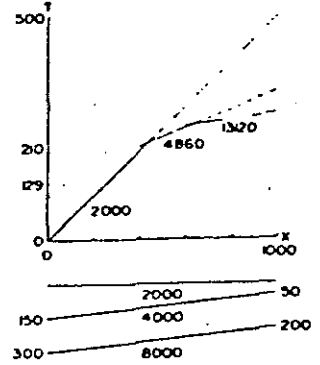
B.3. TRES CAPAS: Tipo 1  
Echado hacia abajo



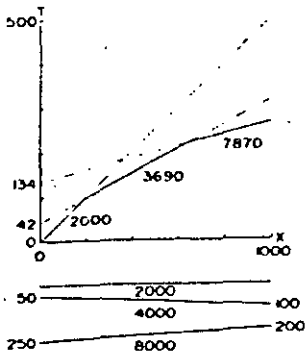
B.3. TRES CAPAS: Tipo 1  
Echado hacia arriba



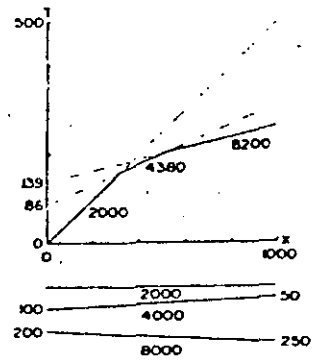
B.4. TRES CAPAS:  
Tipo 2



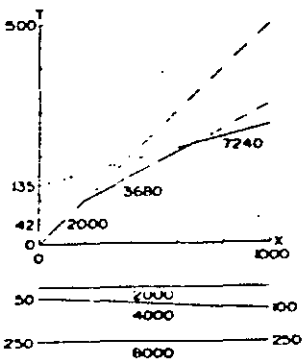
B.4. TRES CAPAS:  
Tipo 2



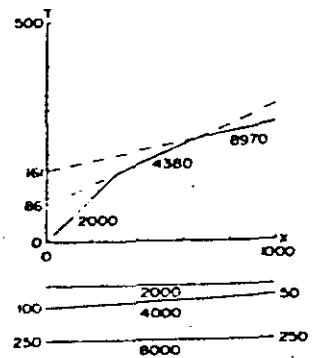
B.5. TRES CAPAS:  
Tipo 3.



B.5. TRES CAPAS:  
Tipo 3

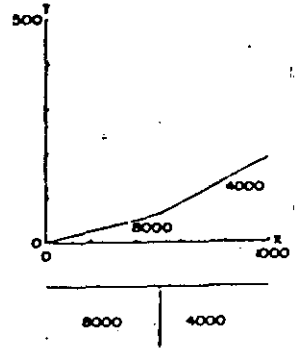
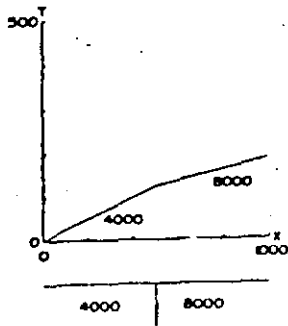


B.6. TRES CAPAS:  
Tipo 4



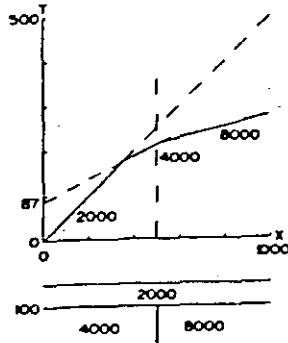
B.6. TRES CAPAS:  
Tipo 4

### C. ESTRUCTURAS CON VARIACION LATERAL

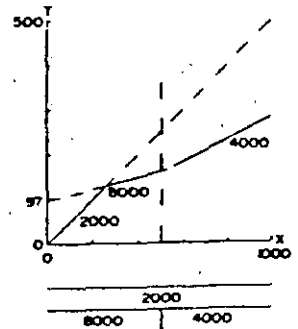


#### C.1. CONTACTO VERTICAL AL SUPERFICIAL

a) de baja a alta velocidad

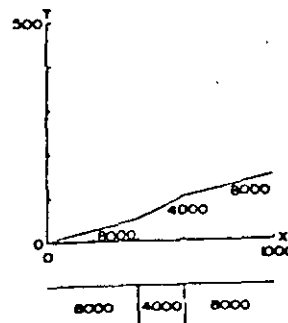


b) de alta a baja velocidad

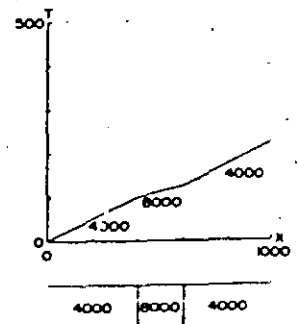


#### C.2. CONTACTO VERTICAL ENTERRADO

a) de baja a alta velocidad



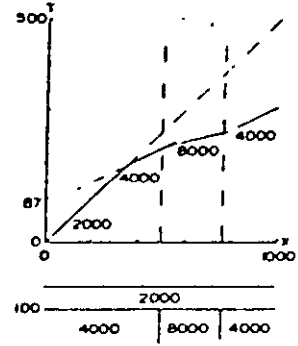
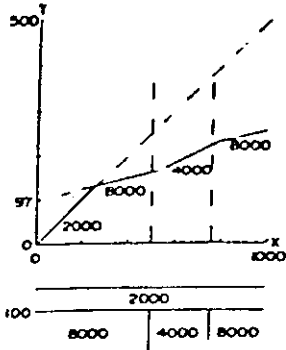
b) de alta a baja velocidad



#### C.3. DIQUE VERTICAL SUPERFICIAL

a) de baja velocidad

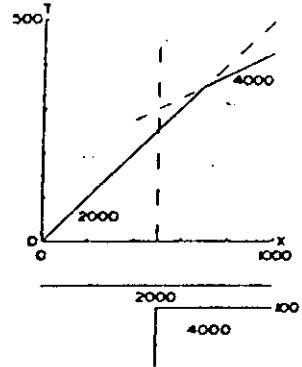
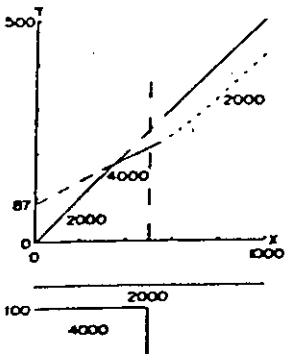
b) de alta velocidad



C.4. DIQUE VERTICAL ENTERRADO:

a) de baja velocidad

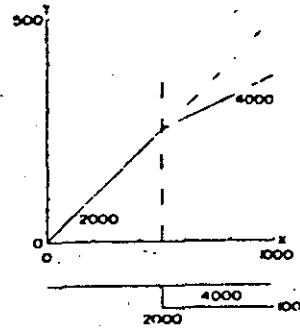
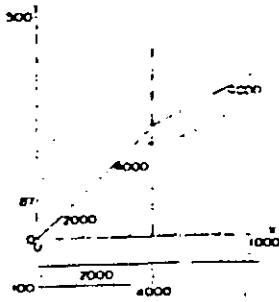
b) de alta velocidad



C.5. FALLA VERTICAL ENTERRADA:

a) Descendente

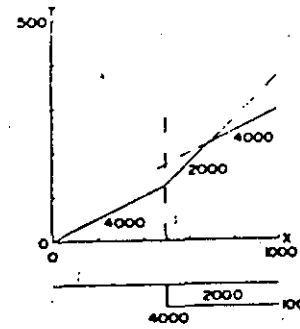
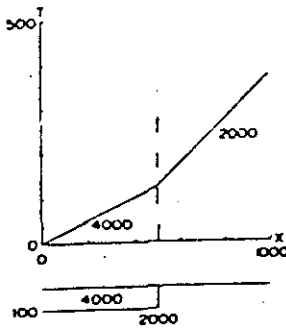
b) Ascendente



C.6. ESCALON SUPERFICIAL

a) de baja a alta velocidad: Tipo 1

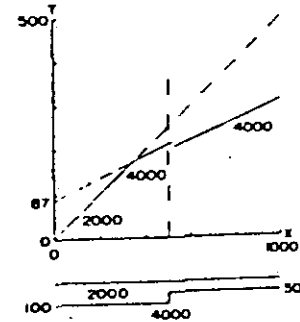
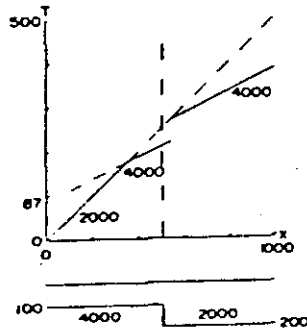
b) de baja a alta velocidad: Tipo 2



C.6. ESCALON SUPERFICIAL

c) de alta a baja velocidad: Tipo 1

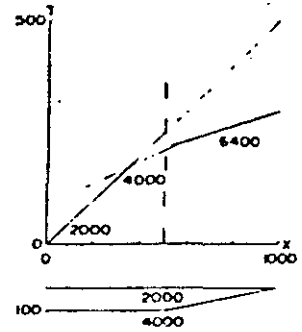
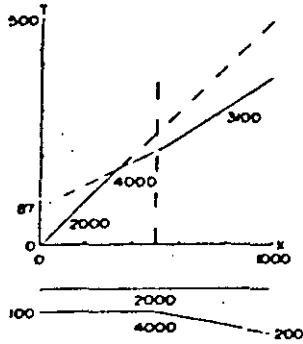
d) de alta a baja velocidad: Tipo 2



C.7. ESCALON ENTERRADO

a) Descendente

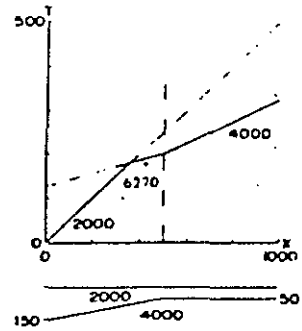
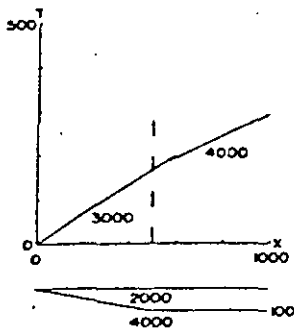
b) Ascendente



C.8. VARIACION DEL ECHADO EN EL SUBSUELO

a) de horizontal a descendente

b) de horizontal a ascendente

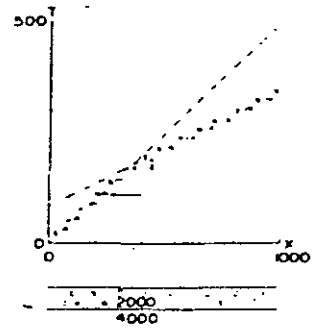
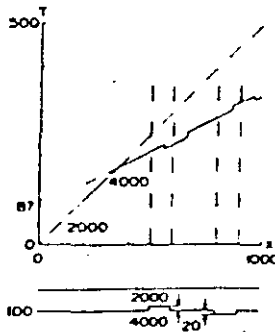
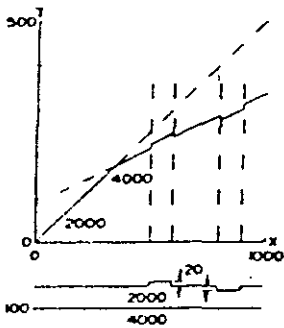


C.8. VARIACION DEL ECHADO EN EL SUBSUELO

c) de descendente a horizontal

d) de ascendente a horizontal

D. LIMITES IRREGULARES



D.1 TOPOGRAFIA IRREGULAR    D.2. CONTACTOS IRREGULARES    D.3 BOLEOS EN EL RELLENO



TABLA III.3. Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos

Material	Velocidad, en m/seg
Suelo	170- 500
Arcilla	1000-2800
Arcilla arenosa	975-1100
Arcilla arenosa cementada	1160-1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610-1830
Aluvión	550-1000
Aluvión (terciario)	800-1500
Aluvión profundo	1100-2360
Depósito glacial	490-1700
Dunas	500
Loess	375- 400
Lutita	1800-3800
Arenisca	2400-4000
Marga	3000-4700
Creta	1830-3970
Caliza	3000-5700
Dolomía	5000-6200
Evaporitas	3500-5500
Granito	4000-5600
Gneis	5100-7500
Esquisto o pizarra	2290-4700
Roca ígneas del basamento	5500-6600
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430-1680

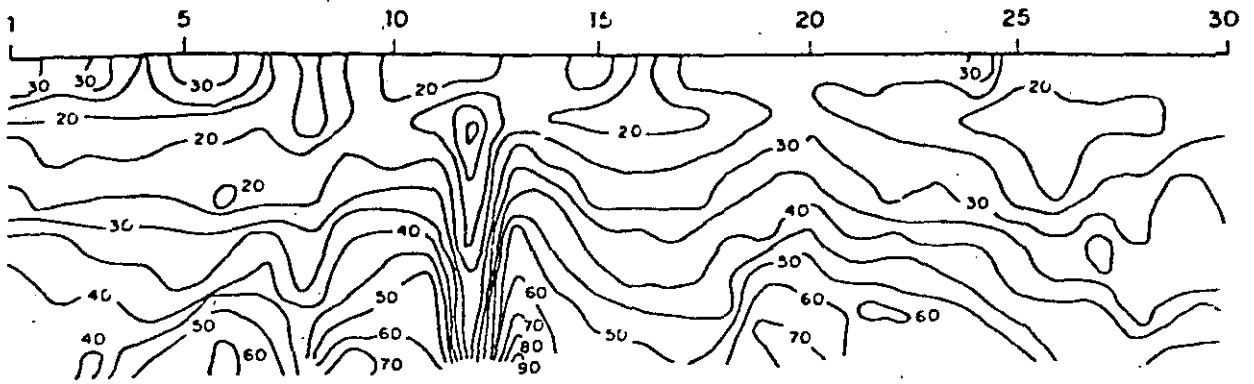


FIG III.1 Diagrama representando curvas de isorresistividades

TABLA III.4 Resistividad eléctrica de distintos tipos de roca y suelos

Material	Resistividad, en ohmio-m
Galena	$5 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-2}$
Pirita	$1 \times 10^{-3}$
Serpentina	$2 \times 10^2$
Granito	$1 \times 10^6$
Diorita	$1 \times 10^4$
Gabro	$1 \times 10^5 - 1.4 \times 10^7$
Gneis	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
Pizarra	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
Conglomerados	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
Arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
Caliza	$1.8 \times 10^2$
Marga	$7 \times 10^1$
Depósito glaciario	$5 \times 10^2$
Arena	$4 - 2.2 \times 10^2$
Suelos	$10 - 1 \times 10^4$

### Sondeos en roca

La obtención eficiente de las muestras de roca se realiza con la ayuda de barriles muestreadores. Cuando en parte del sondeo se encuentran rocas blandas o suelos, deben adoptarse los métodos descritos en el cap. anterior de muestreo de sondeos en suelos.

La información que se obtenga de los sondeos debe permitir identificar la estratigrafía del sitio y recuperar muestras del mismo que puedan ser sometidas a ensayos de laboratorio.

#### a) Barriles muestreadores

Las rocas duras pueden muestrearse con barriles sencillos o de un solo tubo y las blandas o deleznablez deben ser muestreadas con un barril doble giratorio. Para mejorar la calidad del muestreo se deben usar los llamados barriles no convencionales.

En la exploración geotécnica es recomendable utilizar el barril doble giratorio y obtener muestras NX de 54 mm de diámetro, ya que a mayor diámetro la calidad del muestreo se incrementa, particularmente en rocas fracturadas.

Cuando el muestreador utilizado ocasiona desgastes en los extremos de la muestra es conveniente cambiar el muestreador, a fin de que estas sean recuperadas en buen estado.

## b) Localización, profundidad y orientación de los sondeos

Los sondeos se localizan de acuerdo con el conocimiento previo de las condiciones geológicas, obtenido por los métodos indirectos y los levantamientos geológicos superficiales, atendiendo en especial los sitios que presenten anomalías. Los sondeos estarán ligados siempre al sistema de referencias topográficas del lugar.

En la exploración de zonas estrechas y alargadas (presas, túneles, vías terrestres y canales), se realizarán sondeos a lo largo del eje longitudinal propuesto.

El número de sondeos dependerá de las características del terreno (uniforme o errático), de la magnitud de las cargas impuestas por las estructuras al terreno y de las características y funciones de las obras proyectadas (susceptibilidad a los asentamientos diferenciales, por ejemplo).

Si de los estudios geológicos previos se puede suponer que el subsuelo es uniforme, se separarán los sondeos de 100 a 150 metros para áreas de mediana extensión localizando los iniciales en las esquinas y los siguientes hacia el centro. En el caso de las boquillas de las partes, la distancia entre sondeos puede variar de 20 a 100 metros.

Cuando a raíz de los estudios geológicos previstos o de los primeros resultados de sondeos, se infiere que el subsuelo presenta condiciones muy erráticas, la distancia entre sondeos deberá reducirse.

La profundidad de los sondeos dependerá de la función y características de la obra proyectada.

Para investigar si la obra no sufrirá asentamientos excesivos es preciso efectuar, por lo menos, un sondeo hasta una profundidad mayor de vez y media el ancho de la superficie rectangular cargada. La teoría de Boussinesq

demuestra que a tal profundidad los esfuerzos netos normales inducidos en el suelo son del orden del décimo de la sobrecarga impuesta. Si la superficie de carga es irregular, resulta apropiado determinar la distribución de incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la carga a lo largo de una vertical que pase por el centro del área cargada. Tal incremento, a la profundidad mínima de exploración, no debe sobrepasar el 10 por ciento del esfuerzo vertical inicial a esta misma profundidad (Ayudas de diseño, fig III.2).

Cuando se tema un deslizamiento por cortante de los materiales de cimentación, se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad mayor de aquella donde ocurren los máximos esfuerzos cortantes. Tal profundidad es igual a  $1.25 L$  para cortes y  $L$  para presas de tierra, siendo  $L$  la proyección horizontal del talud (fig III.3, Ayudas de diseño).

En el caso de excavaciones profundas, la estabilidad de los taludes es el factor predominante y se recomienda llevar los sondeos hasta una profundidad igual al ancho del fondo de la excavación (Ayudas de diseño, fig III.4).

Si se trata de túneles, la profundidad siempre deberá alcanzar por lo menos el nivel de la plantilla del túnel. Cabe subrayar que, en casos de topografía muy accidentada en el que diversas condiciones impidan o hagan impracticable la ejecución de perforaciones desde la superficie del terreno, es muy aconsejable realizar perforaciones desde el frente de ataque del túnel, a fin de conocer de antemano las condiciones de las rocas que van a ser excavadas; en ocasiones estas perforaciones se hacen en abanico.

También puede ser la permeabilidad de los materiales del subsuelo un factor decisivo, como en el caso de las presas. Se recomienda entonces seguir el criterio de Lugeon; para presas mayores de 30 metros, se prolongarán los sondeos hasta encontrar materiales de permeabilidad inferior a una unidad Lugeon. Tratándose de roca sana, se recomienda que las perforaciones penetren en ella por lo menos 5 metros.

Cuando los criterios que rigen en la obra son varios, se elegirá la profun-

didad de los sondeos de acuerdo con el de mayor exigencia.

Los sondeos se orientarán, por lo general, según la vertical. Se recomienda utilizar sondeos horizontales o inclinados, para explorar los valles sepultados, las zonas de falla o el subsuelo de las estructuras ya existentes.

c) Selección de equipos

La perforadora se elige de acuerdo con la profundidad a que se harán los sondeos y con el diámetro de las muestras utilizando la tabla I.2.

TABLA I.2 Características de las máquinas perforadas

	Tipo de máquina	C A P A C I D A D										
		Capacidad de perforación Tamaño de las barras (DCDMA estándar)					Malacate capacidad de cable	Potencia	carrera	Nº de velocidades	Velocidad	Peso
		E W	A W	B W	M W	H W	M	H.P.	cm		RPM	KG
LIGERAS	Acker Hillbilly	380	305	230	200	-	50	22.5	60	4	156-1000	950
	Chicago Pneumatic 8 HD	380	305	230	200	-	38	27.5	60	4	225-1050	1270
	Sprague & Henwood 40 c	503	450	305	275	-	53	33	60	4	235-1500	1320
MEDIANAS	Longyear 34	-	400	389	305	206	58	36	60	8	20-1000	1400
	Chicago Pneumatic 15	686	610	412	350	-	38	34	60	4	225-1050	1500
PESADAS	Sprague & Henwood 142 c	686	1067	915	732	-	61	49.7	60	4	215-1250	1950
	Joy 22	-	1220	945	762	-	55	47.6	60	9	95-1200	2000
	Longyear 44	-	1220	976	762	488	61	59	60	12	205-2200	2050

La bomba que se utiliza para inyectar los fluidos de perforación puede ser de dos tipos: de pistón, capaces de manejar aguas y lodos de muy baja densidad, y de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos en suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica. En la tabla I.3 se presentan las características principales de las 2 bombas más utilizadas en exploración.

TABLA I.3 Bombas de perforación

Marca	Tipo	Gasto máximo, en lt/min	Presión máxima, en kg/cm <sup>2</sup>	Potencia, en HP	Peso en kg	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	Agua y lodo denso
Royal Bean 420	Pistón triple	132	35	7.5	350	Agua y lodo de muy baja densidad

La herramienta de corte (broca y rima) es de acero con diamantes industriales, su procedimiento de fabricación permite gran variedad de diseño. Las características que deben tenerse en cuenta al elegir la broca y la rima de las siguientes:

- Número y tamaño de diamantes, que se define con base en la tabla I.4.
- Dureza del metal de la matriz en la que se empotran los diamantes. En la tabla I.4 se resumen las posibilidades entre las que se puede elegir.
- Forma, que básicamente puede ser escalonada o convencional (fig I.1) y que puede tener un número variable de canales para la salida del fluido de perforación, usualmente de 2 a 8.

La forma escalonada, que reduce las vibraciones durante la perforación, es adecuada en formaciones blandas en las que la perforación avanza rápidamente; la forma convencional es de uso general y adecuada en formaciones duras y/o fracturadas.

En la elección de la broca, se debe tener la asesoría del fabricante para reducir las posibilidades de error, que siempre será costoso.

La tabla I.5 muestra los diámetros comúnmente usados para la obtención de núcleos.





TABLA 1.5 Diámetros comunes de brocas

Tamaño	Diámetro del núcleo, en mm	Diámetro de la perforación, en mm	Tamaño	Diámetro del núcleo, en mm	Diámetro de la perforación, en mm
EWX & EWM	21.5	37.7	AQ wire line	27.0	48.0
AWX & AWM	30.0	48.0	BQ wire line	36.5	60.0
BWX & BWM	42.0	59.9	NQ wire line	47.6	75.8
NWX & NWM	54.7	75.7	HQ wire line	63.5	96.0
HWG	76.2	99.2	PQ wire line	85.0	122.6

d) Información proporcionada por los sondeos

La información deberá obtenerse de:

- el análisis de los registros de perforación
- el estudio de los núcleos recuperados
- la inspección de las paredes del pozo, en su caso
- los resultados de los ensayos de laboratorio de los núcleos

El registro de un sondeo debe dar una relación exacta y comprensiva de las condiciones geológicas encontradas junto con alguna otra información obtenida durante la propia perforación.

Un registro preciso requiere cuidado y vigilancia por parte del perforista en la obtención de datos. Debe haber relación estrecha entre perforista y geólogo. Es necesario poner especial cuidado en la preparación de los técnicos.

Un aspecto importante durante la perforación lo constituye el estudio detallado del fluido de retorno y el estado de los niveles freáticos, así como la pérdida del fluido debida a las condiciones de permeabilidad *in situ*.

Conviene que un geólogo realice un estudio preliminar de los núcleos a la

brevedad posible después de su recuperación, definiendo el tipo de roca de que se trate y las características del fracturamiento del material

lo que posteriormente se enriquecerá debido a los estudios de laboratorio de las muestras.

Los resultados de pruebas de laboratorio en lo que se refiere a las propiedades mecánicas de las rocas deberán manejarse con cuidado, dado que tales resultados, aún cuando dan una idea de las características del material mestreado, pueden no ser representativas del macizo rocoso por ser valores límites obtenidos en muestras sin discontinuidades

Toda la información obtenida se integrará en perfiles geotécnicos.

#### e) Cuidado y transporte de muestras

Las muestras obtenidas en los sondeos deben guardarse en cajas seguras y fuertes, que impidan que los núcleos se alteren fácilmente y que permitan un fácil manejo, evitando así deteriorar los materiales.

Las cajas de identificarán con el nombre del sitio, el número de sondeo, el número de caja, la profundidad de la parte baja y la parte alta del núcleo contenido y el nombre del contratista, tanto en la parte externa como en la interna de la caja; separando en el interior de la caja los cambios que se crea conveniente con fragmentos de madera, en los que se anotará la profundidad

La transportación de estas cajas deberá hacerse cuidadosamente, evitando la destrucción de los núcleos y/o la alteración de sus condiciones originales.

El almacenamiento debe hacerse en sitios adecuados en donde los núcleos se deterioren los menos posible, evitando la humedad excesiva.

Algunas partes de los núcleos que se pueden alterar fácilmente requieren de

cuidados que es conveniente dar a las muestras a la brevedad posible después de su extracción, sobretodo tratándose de materiales deformables de interés para propósitos de ingeniería.

f) Otras técnicas usadas en la exploración mediante sondeos

Puede ser de gran utilidad el aprovechamiento de cámaras de televisión y fotografía, cuando las condiciones sean favorables y se cuente con este tipo de equipos, sobre todo con el fin de obtener una información más precisa del sitio en exploración.

Socavones, trincheras y pozos a cielo abierto

Se recomienda su empleo para problemas específicos que no se hayan podido dilucidar con los otros métodos, o cuando se trata de obras que no requieren otro tipo de exploración.

Estas técnicas tienen como objeto la determinación del tipo de formación, sus características de fracturamiento y el estudio de las fallas existentes, además de la obtención de muestras cúbicas.

El uso de estos métodos de exploración dependerá del análisis de varios factores, entre ellos:

- El tipo de estructura proyectada
- Los datos que se necesitan obtener mediante la excavación
- Los datos que pueden proporcionar las excavaciones
- Usos posteriores de las excavaciones en la obra
- Comparación entre el costo y beneficios de las excavaciones con otras técnicas de exploración
- El tiempo del que se dispone para la investigación

El resultado del análisis de los factores mencionados permite definir la ventaja o desventaja de su uso en un caso determinado así como el número y tipo de obras que se deben realizar.

Los resultados obtenidos se integran en las secciones geotécnicas correlacionándolos con los obtenidos de la exploración superficial y los sondeos efectuados en el área

#### Sondeos en roca

Se entiende por sondeo en roca a la recuperación de muestras mediante perforaciones con las siguientes características: inalteradas (íntactas), verdaderamente representativas del material con un alto porcentaje de recuperación y capaces de permitir identificar las características de la roca y su fracturamiento, tamaño y espaciamiento de fracturas, grado de alteración y presencia de materiales de relleno en ellas.

Las técnicas descritas a continuación no incluyen el muestreo de rocas por métodos no convencionales, como el muestreo integral.

##### a) Barriles muestreadores

Los barriles muestreadores son tubos que llevan en su extremo inferior una broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales, que por rotación cortan anularmente la muestra de roca; esta queda alojada en el tubo que soporta a la broca o bien en otro tubo interior protector.

Los barriles muestreadores se identifican según su diámetro como EX, AX, BX y NX; las muestras que se recuperan varían de 22 mm a 54 mm de diámetro.

A continuación se describen brevemente los barriles usuales para exploración.

*barriles muestreadores convencionales.* En las figs II.12, II.13 y II.14, se muestran los barriles sencillo, doble rígido y doble giratorio que pueden ser utilizados en rocas de duras a semiduras.

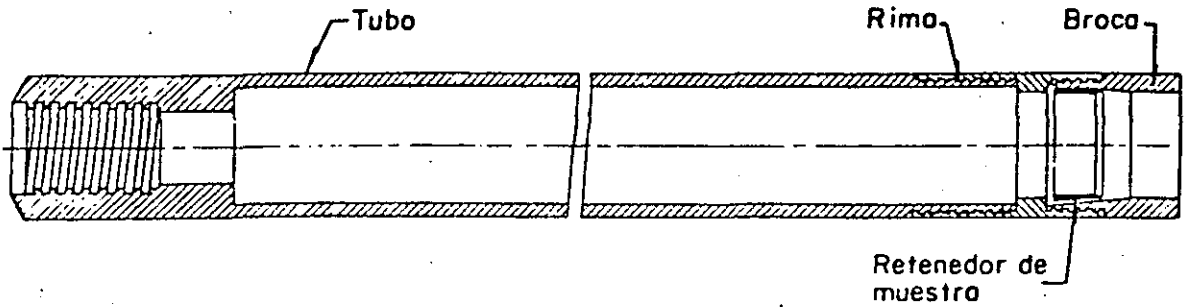


Fig II.12 Barril simple

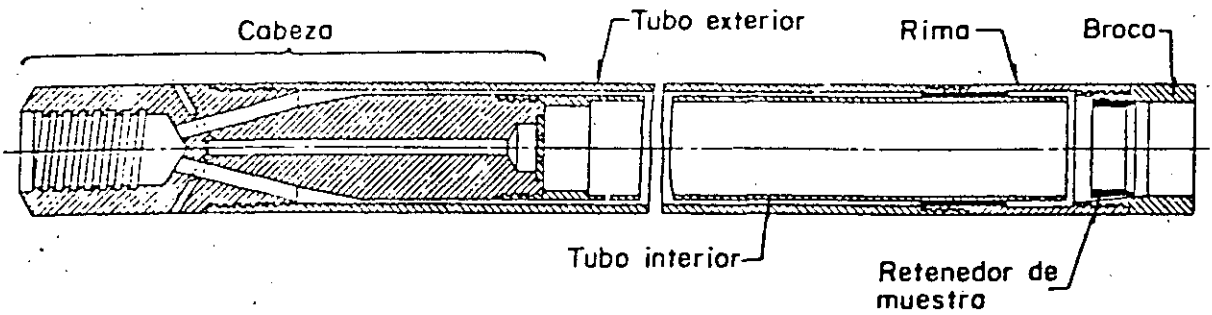


Fig II.13 Barril doble rígido

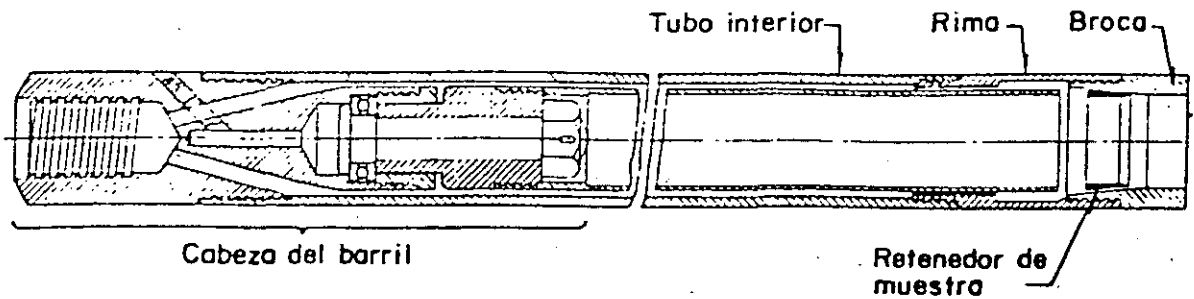


Fig II.14 Barril doble giratorio

**Barril sencillo.** Es el más rudimentario y por tanto el más barato de los muestreadores. Es útil en los trabajos de inyección o anclaje, cuando solo importa el barreno producido. Para muestreo tiene la inconveniencia de que el fluido de perforación está en contacto directo con la muestra, originándose torsiones y erosión del agua que provoca roturas y desprendimiento del material que la forma.

**Barril doble.** Con este se elimina la acción erosiva del fluido de perforación y se obtiene un mayor porcentaje de recuperación de muestra que con el sencillo. Consiste esencialmente de un tubo exterior y uno interior en donde se recupera el núcleo; se fabrica en dos tipos:

**Barril doble tubo rígido.** En este tipo, el tubo interior está rígidamente unido a la cabeza del muestreador de tal forma que gira junto con el tubo exterior (fig II.13). Tiene la desventaja de que el núcleo queda todavía sujeto a la fricción de las paredes interiores del tubo y por ello recupera muestras de buena calidad solamente en formaciones muy duras.

**Barril doble tubo giratorio.** El mecanismo de este tipo, permite al tubo interior permanecer estático eliminando así los esfuerzos de torsión que se presentan en los anteriores, por lo que es más recomendable que los anteriores.

**Barriles no convencionales.** Se muestran en las figs II.15 y II.16. Serie M. Este grupo de barriles muestreadores desarrollado por Sprague and Henwood, Inc, se diferencia básicamente de los convencionales por que tiene una extensión del tubo interior que llega casi hasta la broca, con lo que se logra que el fluido de perforación entre en contacto solo con una pequeña parte de la muestra antes de que esta penetre al tubo interior. Para este grupo se tienen 2 tipos como se muestra en la fig II.15. Son útiles en la extracción de muestras de materiales fácilmente erosionables.

**Tipo XL.** Este diseño desarrollado por E J Long year, Co introduce arriba del sistema de baleros axiales una válvula de hule, lo suficientemente blanda pa

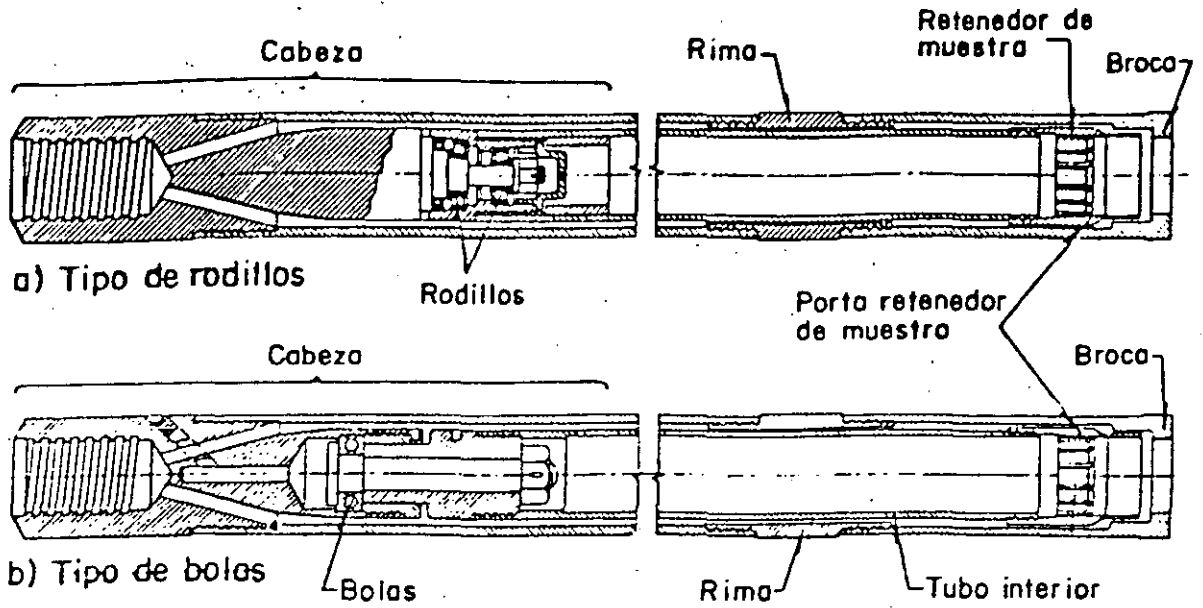


Fig II.15 Barriles del grupo "M"

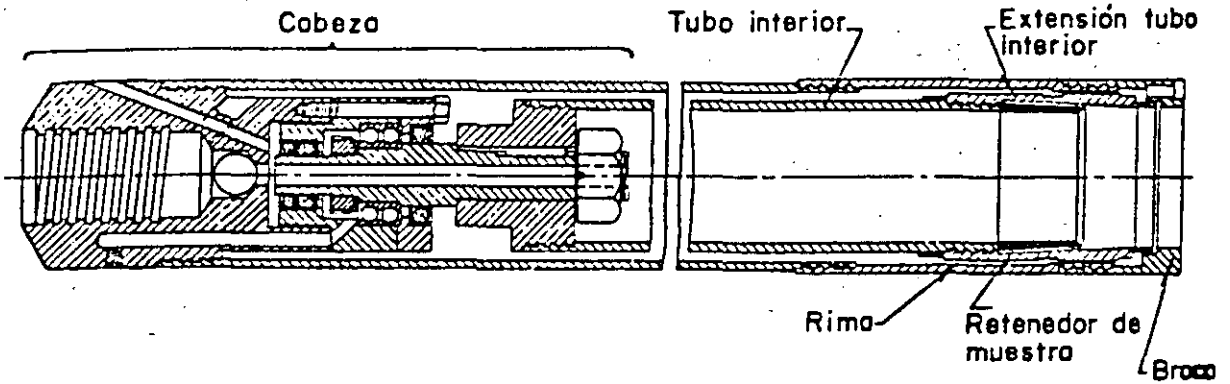
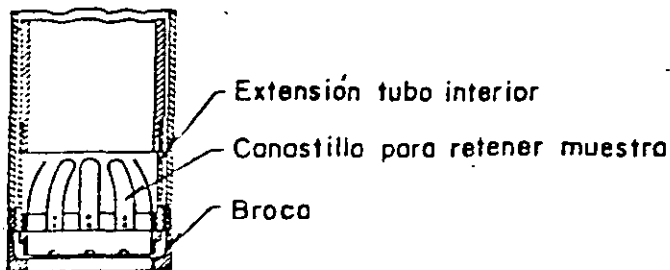


Fig II.16 Barriles de gran diámetro



BARRILES NO CONVENCIONALES

ra expandirse al recibir un bloqueo en el tubo interior, en las formaciones quebradas, al deslizarse un fragmento de roca con el contiguo origina un bloqueo que impide la entrada de la muestra en el tubo interior; esto es suficiente para que empuje el tubo interior hacia la cabeza del barril, originando que la válvula produzca el cierre de la circulación del fluido de la perforación, lo que es avisado al operador en el manómetro de la bomba, procediendo de inmediato a retirar su barril del fondo del barreno, para liberar el bloqueo, eliminando al máximo la pérdida de muestra y elevando la eficiencia en la perforación. Su uso tiene resultados óptimos en barrenos verticales, de formaciones suaves o muy fracturadas.

Además de estos 2 existen otros que debido a sus características son usados en casos muy especiales, entre ellos:

- Los barriles de gran diámetro, que permiten la adaptación de un retenedor de canasta (fig II.16) con lo que se logra obtener muestras de arenas gravas y suelos. Sus diámetros comunes aparecen en la siguiente tabla:

Diámetro de la muestra, en mm	Diámetro exterior del barril, en mm
69.8	98.4
101.6	139.7
152.4	197.0

- Barriles para uso de lodos, que pueden usar lodos en la perforación, debido a un espacio mayor entre el tubo interior y el exterior, reduciendo el consumo de diamante al remover partículas de mayor tamaño con el agua.
- Barriles de membrana de hule, que permiten recuperar las muestras dentro de una membrana protectora reduciendo considerablemente la contaminación o la pérdida del material por efecto del fluido de perforación.
- Barriles de tubo triple; incluyen un tercer tubo o camisa delgada que sirve de forro o empaque a la muestra recuperada.



- Barriles del tipo Wire Line, cuyo diseño utiliza las modificaciones de los barriles M y L además de la utilización de un anillo centrador que permite la perforación en cualquier ángulo hasta el horizontal evitando la desviación del tubo interior por efecto de la gravedad; y un sistema de seguros que permite la extracción del muestreador desde la superficie mediante un pescador unido a un cable de acero sin necesidad de extraer la lingada, redundando en una mayor velocidad de perforación y mejor estado de las paredes del pozo, así como mejoras en la recuperación de la muestra. Es conveniente usar este sistema para perforaciones mayores de 50 m de profundidad (fig II.17)

b) Localización, profundidad y orientación de los sondeos

El subsuelo a lo largo de los ríos, lagos, deltas, esteros y en regiones glaciares es por lo general muy errático.

La distancia entre sondeos puede ser sumamente variable en el caso de obras de gran extensión. En las líneas de transmisión, por ejemplo, si las condiciones geológicas son muy favorables basta con un sondeo para cada torre de ataque. Sin embargo, en condiciones desfavorables, puede ser necesario estudiar con atención zonas reducidas como derrumbes, deslizamientos, creep, etc; multiplicando en ellas los sondeos.

Para verificar los posibles asentamientos de una estructura que descansa en pilotes de punta, es preciso considerar que la superficie de carga queda de limitada por el área de apoyo de los pilotes en la capa resistente, y comprobar que bajo esta superficie de carga no existen mantos compresibles.

c) Elección de maquinaria y herramienta de perforación

d) Información proporcionada por los sondeos

Un registro de perforación contiene:

- Información básica. Número de sondeo, nombre del proyecto, lugar, tiempo, elevación y orientación, perforista, supervisor y contratista.

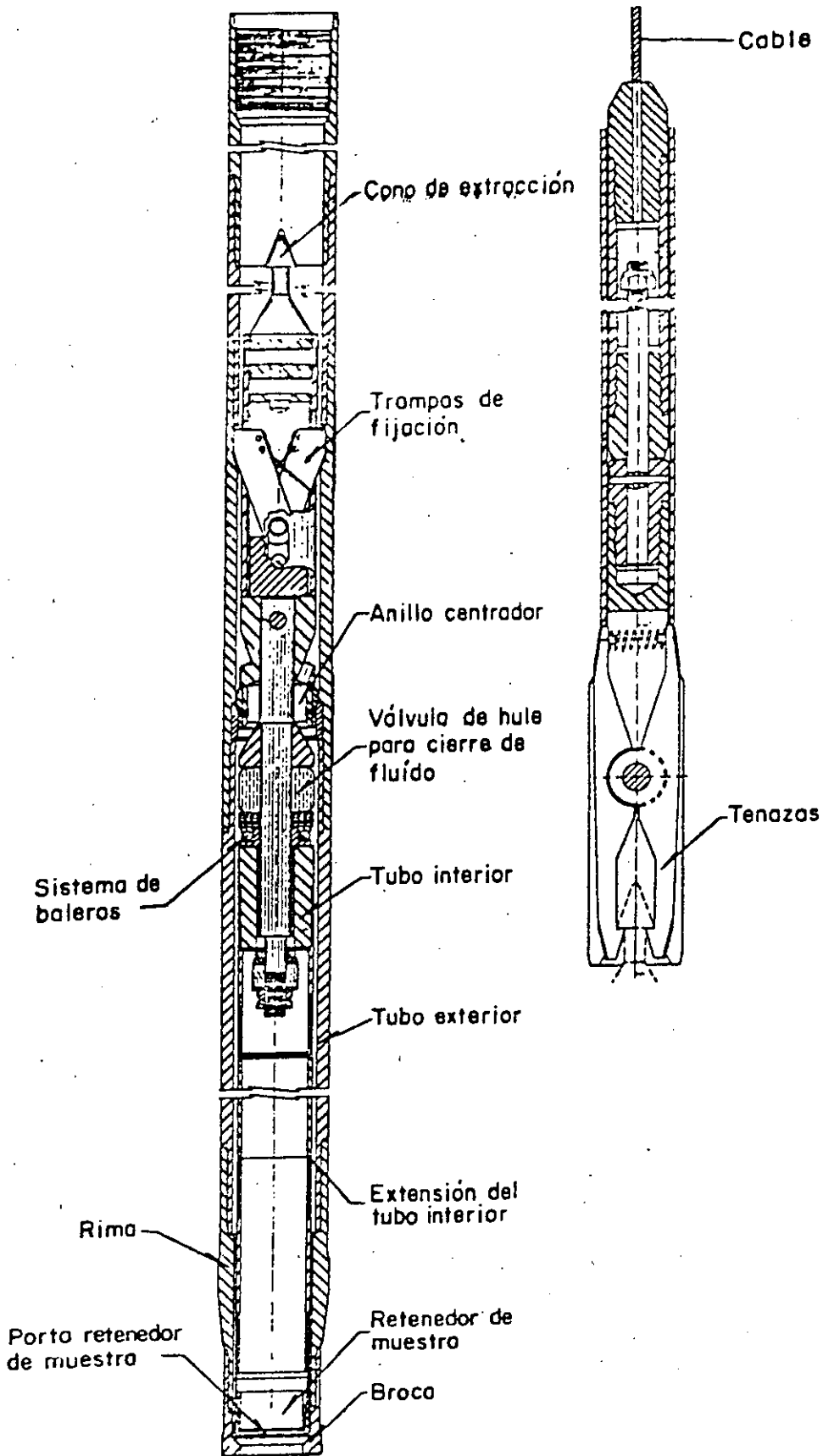


Fig II.17 Sistema "Wire Line"

- Método de perforación y avance. Maquinaria, sistema de inyección, barril muestreador y brocas; registro detallado del tamaño de los núcleos, pérdidas en el mismo y cambio de litologías; uso de adame; registro de niveles de agua; pérdida de fluidos circulantes; localización de muestras; pruebas *in situ*; demoras y derrumbes y profundidad de perforación diaria.
- Descripción del tipo y condiciones del material encontrado. Descripción de las condiciones de las muestras recuperadas en función de su recuperación o estado de fragmentación. Descripción geológica que incluye: tipo de roca, estado de alteración, discontinuidades y estructuras (cap B.1.2).
- Comentarios y simbología, adecuados a las situaciones a fin de ahorrar espacio. Eventos especiales ocurridos durante la perforación o instrumentación.

#### d) Cuidado y transporte de muestras

Una buena muestra obtenida, puede perder su valor si es mal clasificada y manejada antes de los estudios geológicos y pruebas de laboratorio, de ahí el sumo cuidado con el que se deben tratar los materiales obtenidos, guardándolos en cajas y cuidando su almacenamiento, transporte y clasificación.

Durante los análisis de los núcleos, estos deben ser examinados en varias ocasiones y no siempre por la misma persona, ni con el mismo conocimiento, aquí la ventaja de llevar un registro de estudio de las muestras en el que se anotará el propósito del análisis y el nombre del examinador, además de especificar en caso de que se haya roto algún fragmento, se haya tomado alguna parte, etc.

Las fotografías darán también una idea de la apariencia de los núcleos, sobre todo tiempo después, cuando las muestras ya se hayan deteriorado.

#### e) Otras técnicas usadas en la exploración mediante sondeos

En la exploración geotécnica con base en perforaciones, se han desarrollado

en los últimos años nuevos métodos para el estudio del subsuelo, mediante el uso de cámaras de fotografía, y televisión que permiten la inspección de las paredes del pozo; para poder realizar mediciones de las características geométricas y físicas de las discontinuidades existentes en la roca.

*Cámara de fotografía.* La cámara para perforaciones de diámetro NX desarrollada por el U S Army Corps of Engineers en 1960, está diseñada para fotografiar las superficies interiores del pozo con el propósito de detectar imperfecciones en la roca que pueden ser significativas para el diseño y que no pueden obtenerse debido a los núcleos recuperados. Estas proporcionan un registro continuo del pozo mediante fotografías de un cilindro desenrollado de tal calidad que pueden detectarse variaciones claras en la coloración y fracturas tan pequeñas como 0.01 pulg. Se pueden fotografiar pozos secos o rellenos de agua. En el caso de pozos con agua la profundidad máxima a que pueden ser usadas es de 150 m debido a la presión hidrostática que actúa sobre ellas.

Las ventajas principales en su utilización son:

- Se puede obtener información de las condiciones del sitio en lugares donde no hay recuperación o esta es muy pobre, de tal forma que no permite la interpretación.
- El costo de la fotografía en sondeos es menor que el de una exploración con perforaciones de gran diámetro, como el muestreo integral requerido para la obtención de información del subsuelo.

Su desventaja es el límite de profundidad y las dificultades debidas a la falta de claridad sobre todo en pozos rellenos de agua.

*Cámaras de T V.* Las que se introducen en pozos con un diámetro NX, han sido usadas para observar las condiciones *in situ* de las rocas por la proyección en un circuito cerrado de pantallas de televisión y registrando las imágenes en cinta magnética para su reproducción y estudio. Existen varios tipos de estas cámaras. Han sido utilizadas con éxito a fin de conocer las cavidades

de disolución en calizas.

### **Pozos a cielo abierto, trincheras y socavones.**

Son métodos de exploración que mediante excavaciones ya sea con herramientas manuales, equipo neumático, cortadoras o explosivos, permiten contar con una exposición de las rocas en sitios donde naturalmente no existe, permitiendo un estudio directo y visual de las condiciones geológicas del subsuelo.

*Pozos a cielo abierto.* Son excavaciones desde la superficie del terreno en sentido vertical, de profundidad no mayor de 10 m y sección cuadrada aproximada de 1.5 m de lado.

*Trincheras.* Consisten también de una excavación desde la superficie del terreno pero su forma es alargada, las dimensiones de estas son variadas de acuerdo con el objetivo que se busca en su construcción.

*Socavones y galerías.* Son excavaciones efectuadas en sentido sensiblemente horizontal, a partir de las laderas o cortes de la obra; en general sus dimensiones son de 1.2 a 2 m de ancho y de 1.5 a 2.5 m de altura.

#### **a) Métodos usuales de excavación.**

Con herramientas manuales. Debido a que las excavaciones para exploración del subsuelo deben efectuarse prácticamente sin alterar las condiciones naturales de la roca, o que en ocasiones se realizan en una etapa del proyecto en la que no se dispone de maquinaria especializada en la obra, o bien, es prácticamente inaccesible el sitio de excavación, se efectúa esta con herramientas manuales aún cuando ello implique un tiempo considerable en su ejecución.

Con equipo neumático. Cuando la excavación se realiza en un sitio accesible, el equipo puede estar conectado a una máquina compresora; se puede utilizar también cortadoras especiales, del tipo de las de concreto.

Usando explosivos. Aún cuando en general no es recomendable el uso de explosivos para efectuar exploraciones mediante excavaciones, en casos particulares pueden utilizarse, siempre y cuando no se afecte notoriamente a la roca en estudio; por ejemplo, si la excavación ha de ser de grandes dimensiones, se puede iniciar usando moderadamente explosivos, para terminarla con algún otro de los procedimientos señalados.

### *Información obtenida.*

Independiente del método de excavación, estas obras se realizan con diferentes propósitos:

- Investigación de la estructura del macizo rocoso
- Observación del sistema de diaclasas o del contacto entre diversos tipos de roca.
- Obtener información acerca de zonas particulares en el macizo rocoso.
- Observar la profundidad y grado de alteración de los materiales.
- Seguir la traza de fallas o fracturas importantes.
- Observación de estratos permeables (especialmente en áreas volcánicas), amplitud de fracturas, túneles en corrientes de lava, o cavidades de disolución y fisuras en calizas.
- Permitir la realización de pruebas *in situ*.
- Pruebas de corte, de deformabilidad, medidas de la permeabilidad, medición de los estados de esfuerzo del macizo o exploración geofísica.
- Obtención de muestras de bloque para identificación o ensayos de laboratorio.
- Permiten también la instalación de instrumentos de medición subterránea, mediciones del gradiente térmico de la roca, obtención de muestras de aire para conocer emanaciones de gases nocivos, detección y muestreo de aguas subterráneas, observación de la alterabilidad de la roca en paredes, piso y techo debidas a la exposición al aire.

De acuerdo con las características particulares de la obra, en algunos casos podrán determinarse una o más zonas en las que se provean condiciones críticas, por ejemplo, por ser mayor la magnitud de los esfuerzos que se transmitirán al subsuelo en esas zonas, o bien, por ser sensiblemente mayor la importancia de una parte determinada de la obra. En estos casos debe enfocarse la atención a esas zonas y frecuentemente bastará con ello para decidir la ubicación de la excavación.

En algunos casos habrá que recurrir al ensaye en laboratorio de muestras obtenidas durante la exploración superficial o con sondeos de perforación, para decidir la ubicación de las excavaciones. En este caso, conviene efectuar un gran número de ensayos índices rápidos y económicos; por ejemplo: se puede determinar la absorción de las diferentes muestras que, proporciona un índice del grado de alteración de la roca correspondiente, y está directamente relacionado con otras propiedades físicas y mecánicas de la misma.

#### BIBLIOGRAFIA

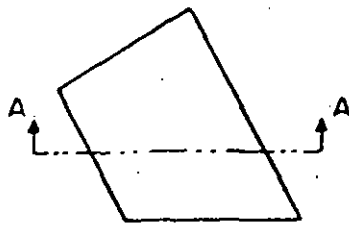
Santoyo V, E, "Exploración de sitios de presas", IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Mérida 1978

Commission on Recommendations on Site Investigation Techniques, "Recommendations on site investigation techniques", International Society for Rock Mechanics. Final Report, July 1975

National Research Council Canada, "Canadian manual on foundation engineering", Issued by the Associate Committee on the National Building Code, Ottawa 1975

Dobrin M, "Introduction to geophysical prospecting", Mc Graw Hill Book Company Inc, 1961

Grant F and West G, "Interpretation theory in applied geophysics", Mc Graw Hill Book Company Inc, 1965



Plano de cimentación



Corte A-A

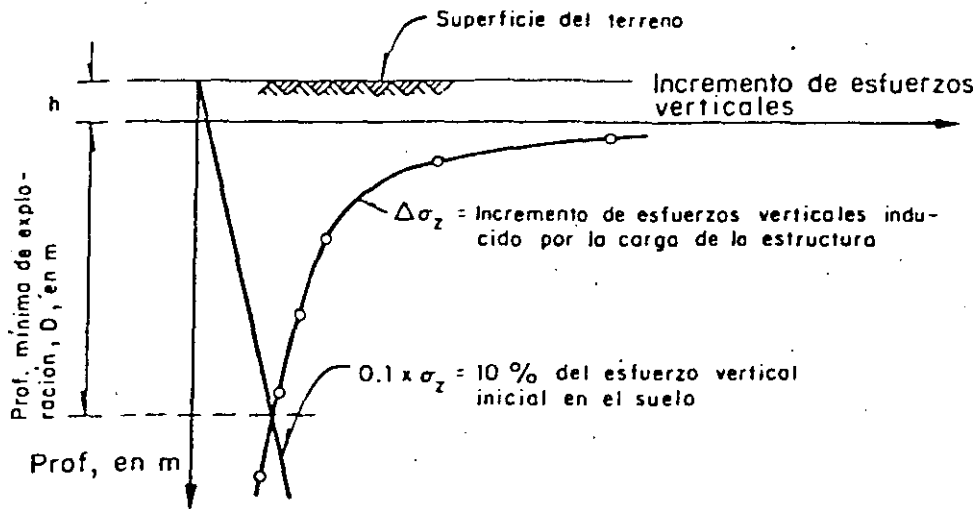


FIG III.2 Profundidad mínima de exploración para cimentaciones

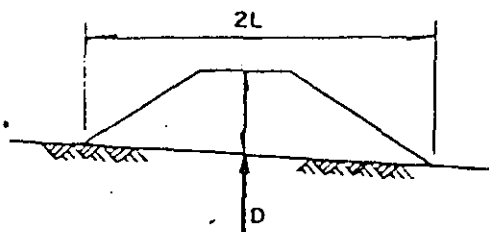
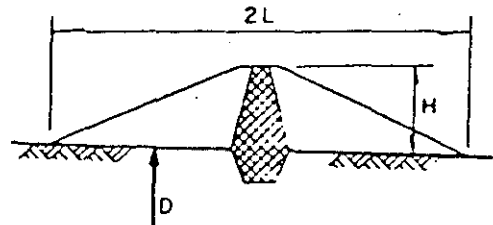
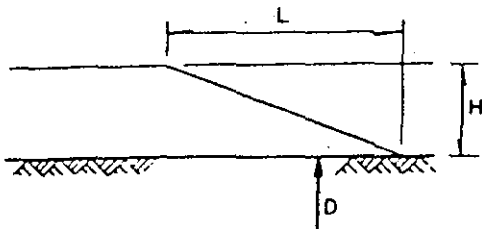
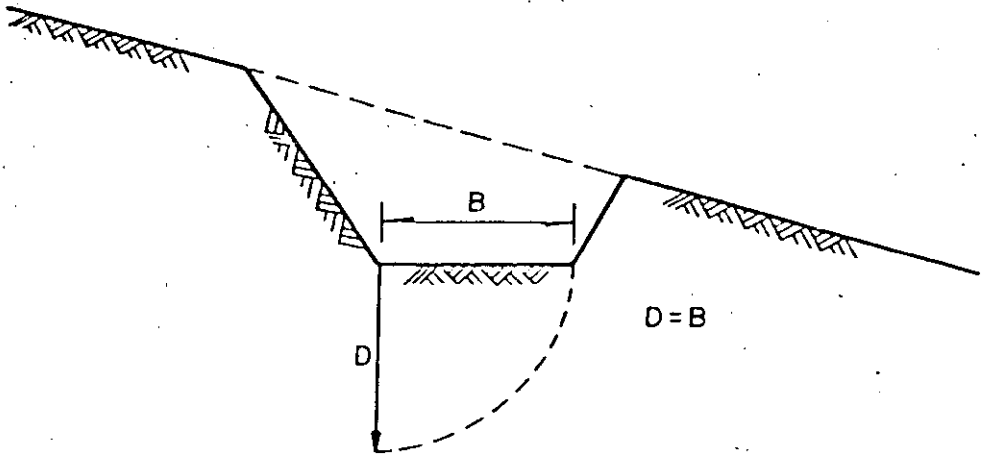


FIG III.3 Profundidad mínima de exploración para cortes, rellenos y presas de tierra





$D$  = Profundidad mínima de exploración  
 $B$  = Ancho del fondo de la excavación

FIG III.4 Profundidad mínima de exploración para excavaciones profundas

90

## 7. EMERGENCY TREATMENT AND FIRST AID

No matter how faithfully safety is practiced in the drilling business, accidents still occur. Many of these accidents result in serious injury and require some form of emergency treatment and first aid.

There are several general rules you should follow in applying this treatment:

1. Be calm; don't get excited.
2. If the injury appears to be serious, don't move the injured person unless it is absolutely necessary.
3. Be careful to prevent further injury -- particularly if there is a possibility of broken bones.
4. Keep the patient lying down, quiet, and warm.
5. Treat all cuts and scratches without delay. Remove small splinters promptly. (The great hazard here is infection.)

## First-Aid Kit

A complete and orderly first aid kit should be on hand at every drilling site. Below is a list of items that should be included in your first aid kit.

1. A standard FIRST AID MANUAL
2. Assorted adhesive bandages
3. Gauze pads and bandages
4. Triangular bandages
5. Absorbent cotton
6. Mild antiseptic
7. Scissors
8. Tweezers
9. Box of wooden safety matches
10. Package of cotton-tipped applicators
11. Blanket
12. Flashlight
13. Fire extinguisher

## EMERGENCY TREATMENT

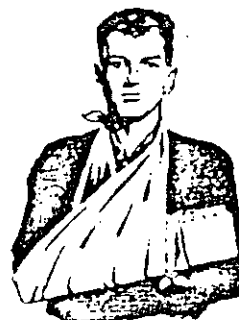
Procedures to be followed in the event an accident should occur are outlined in this section. Emergency treatment is important: a knowledge of these facts may save a person's life.

## Shock

1. Keep patient lying down, with head lower than feet. (See 4, below, for an exception to this rule.)
2. Loosen his clothing.
3. Keep him lightly covered, but do not cause sweating. Don't apply heat, such as a heating pad. The objective is to *conserve* body heat, not to overheat the patient.
4. In case of head or chest injuries, *raise* the patient's head and shoulders on pillows or rolled-up coats so that his head is 250 mm (10 inches) higher than his feet.
5. If the patient is conscious and thirsty, give him plain water (neither hot nor cold), a few sips at a time. Do not give water if the patient is nauseated, or if he has a deep abdominal wound. *Never give alcohol or other stimulants.*

## Broken Bones

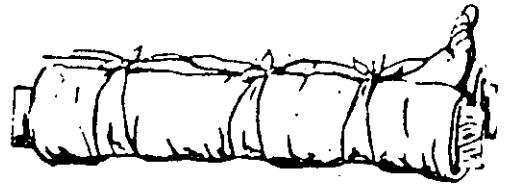
1. Keep the patient warm.
2. Apply ice to painful area.
3. If the bone protrudes through the skin, stop the bleeding, but do not try to push the bone back in place.
4. Do not clean wound.
5. If the patient must be moved, devise a makeshift splint. Use boards, newspapers, maga-



zines, or anything that will keep the bone from moving.

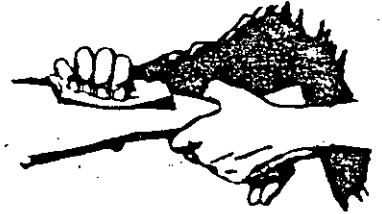
- 6. If the break appears to be in the neck, back, pelvis, or skull do not attempt to move the patient.
- 7. Leave bonesetting to the doctor.

91



### Severe Bleeding

- 1. Have the patient lie down to prevent fainting.
- 2. Using a sterile gauze dressing or any clean cloth, apply pressure to the wound with your whole hand.
- 3. If one dressing becomes saturated, place another one over it and continue the pressure.
- 4. When bleeding from an arm or leg cannot be stopped, apply pressure directly to the artery that appears to be severed.
- 5. Do not try to clean the wound.
- 6. After bleeding stops, bandage the wound - firmly, but not tightly.



### Head Injury

- 1. Be alert for symptoms of fracture or concussion in any head injury. These symptoms include:
  - a. Unconscious or dazed condition.
  - b. Bleeding from mouth, nose, or ears.
  - c. Rapid, but weak, pulse.
  - d. Pupils of eyes unequal in size.
  - e. Paralysis of one or more limbs.
  - f. Headache or dizziness.
- 2. Keep the patient lying down and warm.
- 3. If the face is flushed, raise the patient's head slightly; if it is pale, *don't* raise his head.
- 4. If the scalp is bleeding, apply a sterile dressing *without pressure*.
- 5. Don't give the patient alcohol or stimulants.

### Puncture Wounds

- 1. Gently squeeze or "milk" the wound to encourage bleeding. (Punctures that are caused by nails, wires, ice picks, or other penetrating objects tend to "seal in" contamination.)
- 2. Wash your hands, clean the wound, and apply an antiseptic, as if it were a cut.
- 3. Cover the wound loosely with a sterile dressing. Apply an ice bag to reduce swelling, relieve pain, and slow down absorption of toxicity.
- 4. Take the patient to a doctor.

### Snake Bite

- 1. Try to identify the bite. Poisonous snake bites cause swelling; pain; rapid, weak pulse; nausea; and weakness.
- 2. Have the patient lie down, to slow blood circulation and spread of venom.
- 3. Place a tourniquet several inches above the bite.
- 4. Sterilize a knife or razor blade in the flame of several matches and make an X-shaped incision across each fang mark.
- 5. Suck the venom from the wound, using either your mouth or the suction cup from a snakebite kit. If you use your mouth, be careful not to swallow any venom. Continue suction for at least an hour.
- 6. Apply ice packs to the wound. Get medical aid as soon as possible.



X-shaped incisions



Use mouth or suction cup

1. If clothing is on fire, smother flames with coat or blanket.
2. Keep the victim lying down, to lessen shock.
3. Cut clothing away from the burned area. If cloth adheres to the burn, don't pull it loose; cut gently around it.
4. Cover the burn with a thick pad of sterile dry dressings or clean cloths. This excludes air and reduces pain and contamination.
5. In the case of a chemical burn, flush the burned area with water to dilute and remove the chemical.

### Dislocated Joints

1. Do not move the joint.
2. If the dislocation is in the arm, hand, shoulder, or jaw, and the patient can be moved safely, get him to a doctor.
3. If the dislocation is in the hip, do *not* attempt to move the patient.
4. To reduce swelling and relieve pain, apply an ice pack to the injury.

### Electric Shock

1. Remember that every second of continued contact with the source of electricity lessens the shock victim's chances of survival.
2. Be sure you are standing on a dry surface, and touch only dry, nonconductive materials.
3. Break the victim's contact with the source of current in the quickest safe way possible. Indoors, disconnect the plug or pull the main switch at the fuse box. Outdoors, use a dry pole or branch, a dry rope, or an article of dry clothing to push or pull the wire off the victim — or the victim off the wire.
4. Don't touch the victim until contact with current has been broken. Then check to see if the victim is breathing and, if necessary, apply mouth-to-mouth breathing.
5. If it is necessary to move the victim, check first to be sure that the accident has not caused fractures or internal injuries.



### Heatstroke or Sunstroke

1. Symptoms: Patient is weak, irritable, dazed, and nauseated. He stops sweating. Skin becomes hot and dry; body temperature rises to 105° or more.
2. Cool him off quickly by laying him down in a shaded place with head and shoulders slightly elevated. Pour buckets of cool water over him.
3. Wrap the patient's head in cold, wet towels; wrap his body in a cold, wet sheet.
4. Massage his legs *upward* toward his heart.
5. Give him cool drinks, but no stimulants.



B I B L I O G R A F I A

- 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 Higway 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  
Petroleos 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 Propierties of Rocks  
I. W. Farmer  
SPON



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DISEÑO DEL TUNEL DEL TRAMO SN, JOAQUIN-POLANCO  
DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

ING. LUIS BERNARDO RODRÍGUEZ

SEPTIEMBRE, 1984

# 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° 1; el trazo de esta línea, se ubica sobre las avenidas Golfo de México, Lago Chiem, Hielmar, Arquímedes, Parquelira 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 tunelaje para causar el mínimo de molestias en la superficie.

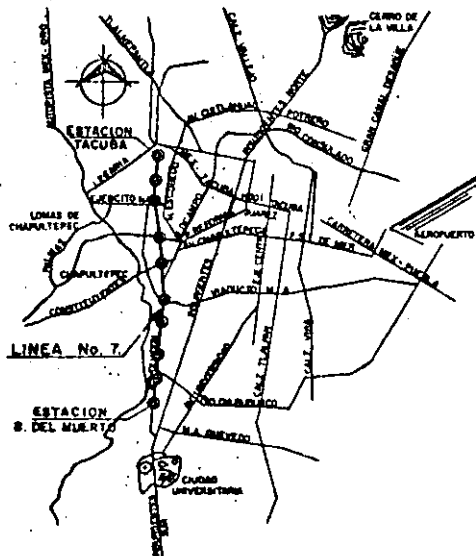


FIG. 1.- CROQUIS DE LOCALIZACION.

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 fue 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 compactidad variable, entre medianamente compactos a muy compactos y en algunos casos cementados, que corresponden a los suelos de la denominada "zona de lomas" de la Ciudad (ref. 1), tal como se observa en la figura N° 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/m<sup>2</sup> y ángulos de fricción interna variables entre 30° y 40°. Para el estrato de arcilla los valores promedio obtenidos fueron de 3.50 ton/m<sup>2</sup> y 10° respectivamente.

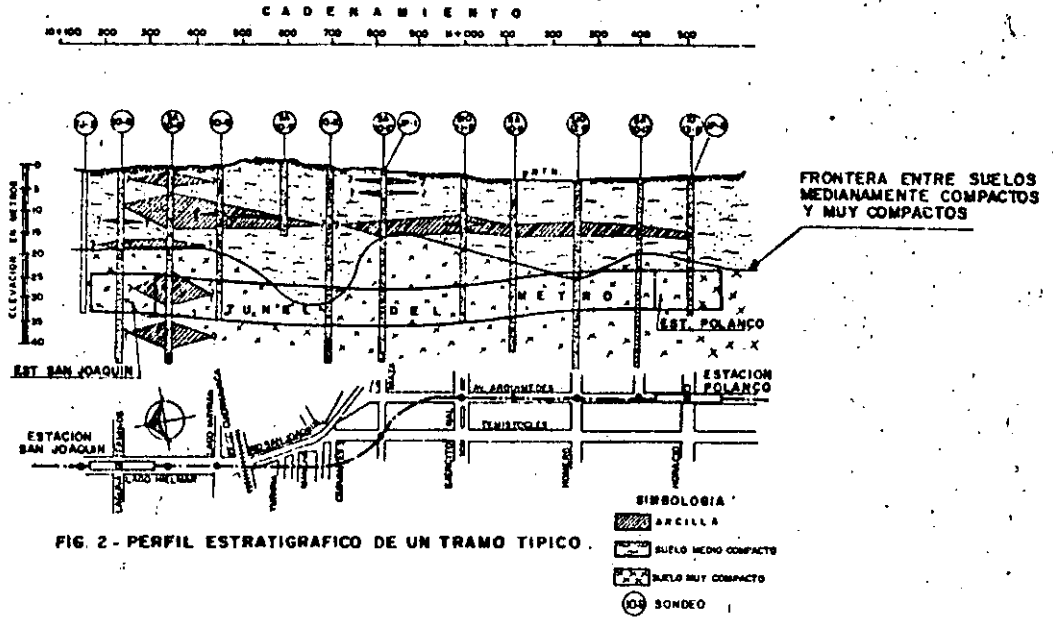


FIG. 2 - PERFIL ESTRATIGRAFICO DE UN TRAMO TÍPICO.

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 período que transcurre entre la excavación y el colado del revestimiento definitivo y; la estructura definitiva deberá 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. Solicitaciones 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 presentarían 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 arco es la siguiente: (ref. 2).

$$B = 2 \left[ \frac{b}{2} + m \operatorname{tg} (45 - \phi/2) \right]$$

Donde "b" es el diámetro del túnel, "m" es la altura del túnel y "φ" el ángulo de fricción interna del suelo en la zona de arco.

La expresión para obtener la presión vertical "P<sub>v</sub>" a largo plazo sobre el revestimiento definitivo es:

$$P_v = \frac{B(\gamma m - \frac{2c}{B})}{2K \operatorname{tg} \phi} \left[ 1 - \exp \left( -\frac{2Kl}{B} \operatorname{tg} \phi \right) \right]$$

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 arco "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 γm = 1.80 ton/m<sup>3</sup>, φ = 33.5°, c = 2.40 ton/m<sup>2</sup>, H = 18.1m, b = 9.84m y m = 8.33m, se obtienen los siguientes valores:



Ancho de la zona de arco "R":  $R=18.79m$   
 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:

$$e_c = p_v \cdot k_o$$

$$e_p = p_v + \delta_m \cdot k_o$$

Donde "e<sub>c</sub>" es el empuje al nivel de la clave del túnel "p<sub>v</sub>" es presión vertical de Terzaghi antes descrita, "k<sub>o</sub>" coeficiente de empuje en reposo definido en función de "φ" según Hendrom (ref. 3) y "e<sub>p</sub>" 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<sub>v</sub>" más el peso de la estructura despreciando la fricción entre las paredes y el suelo.

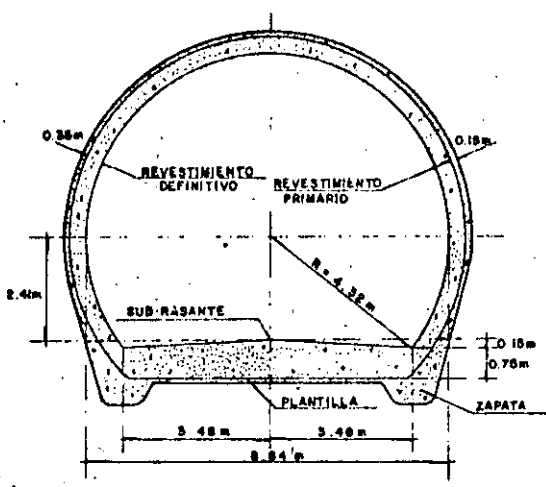


FIG 3 - SECCION TRANSVERSAL

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 central 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:

$$\frac{EAb}{L} = K_v A_t, \quad \frac{EAb}{L} = k_h A_t$$

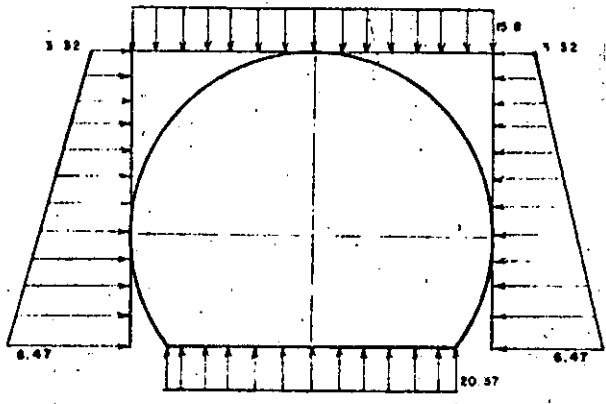
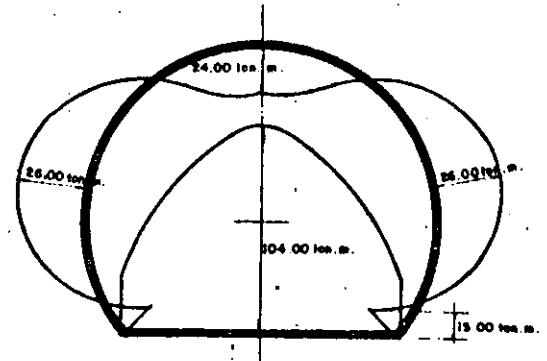


FIG 4 - DIAGRAMA DE FUERZAS ACTUANTES SIN CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



SIN INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA  
 FIG 5.- DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

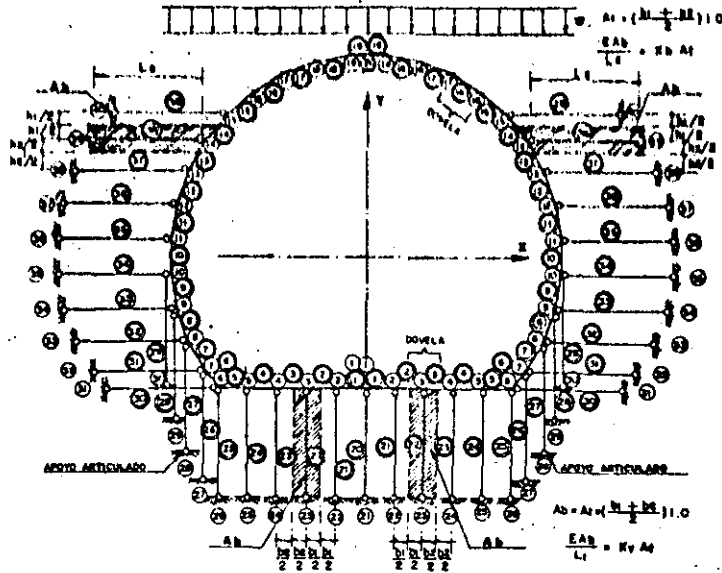


FIG. 6.- MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

Donde:

- E = Módulo de elasticidad de la barra que simula al suelo.
- Ab = Area 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<sub>t</sub> = Area 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.

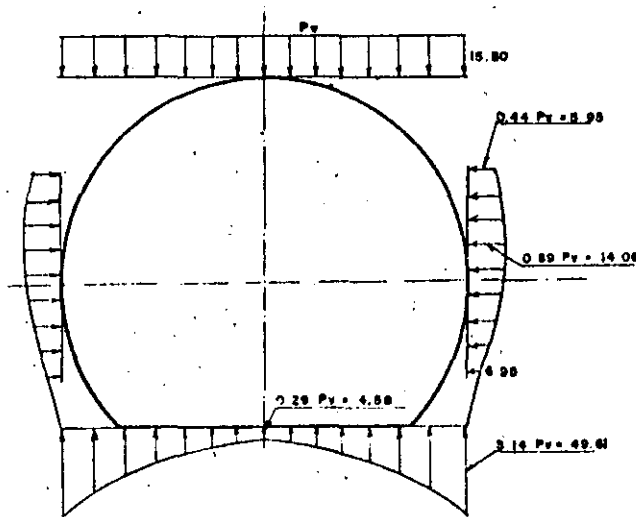
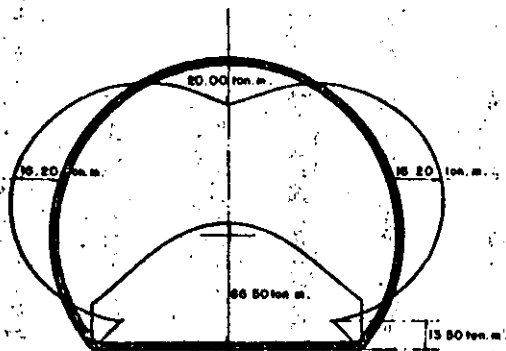


FIG. 7.- CARGAS DEL SUELO RESULTANTES DEL MODELO EN EL QUE SE CONSIDERA LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.



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:

$$F.S. = \frac{2S}{(1+e/\lambda) K_a} \frac{Zd}{A} + s \frac{Zd}{B} + \frac{2.6c \sqrt{Kp_2}}{1+(e/\lambda)^2}$$

$$\frac{\delta H}{3} + \frac{\delta A}{(1+e/\lambda)^2}$$

Donde:

$$s = \frac{0.35}{2} Zd$$

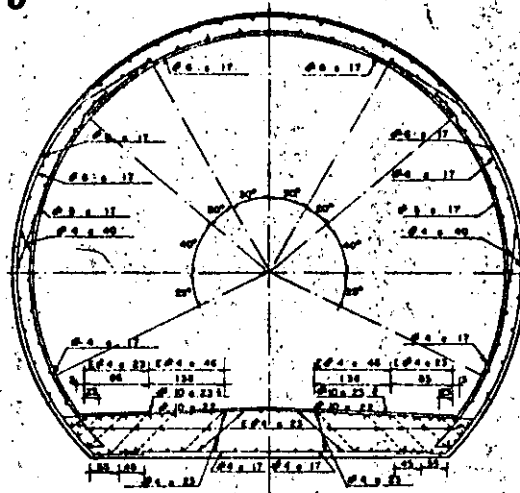
"Zd", es la altura de la zona donde se distribuyen los esfuerzos cortantes inducidos por la excavación, "e" longitud de avance, "λ" longitud del prisma triangular del frente "A" altura del túnel, "B" radio del túnel, "C" valor medio de la cohesión, "K<sub>a</sub>" coeficiente activo de empuje de tierras, "K<sub>p</sub>" 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:

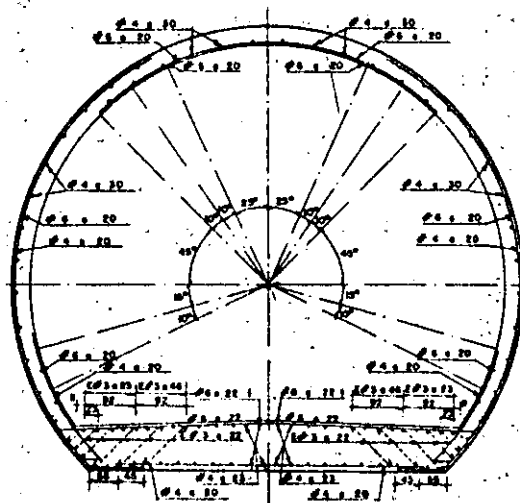
Excavando a media sección F.S. = 1.95

Excavando a sección completa F.S. = 1.73

5



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.	127.7Kg/m3	79.7 Kg/m3
Acero de Refuerzo en Losa de Piso.	93.3 Kg/m3	59.9 Kg/m3

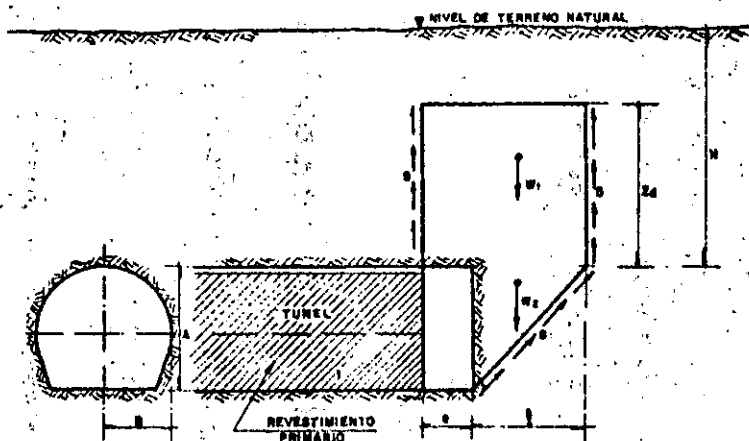


FIG 10 - EQUILIBRIO DE FUERZAS QUE ACTUAN EN EL FRENTE

### 8. Proceso Constructivo con el Nuevo Método Austriaco de Tunnelleo.

El procedimiento constructivo definido para este subtramo consistió en atacar el frente a media sección con etapas de excavación de avance máximo de 2.40m y una longitud máxima del banco de 1.80m, tal como se observa en la figura N° 11 y de acuerdo con la secuencia que se indica a continuación:

Una vez descubiertas las paredes de la clave del túnel en la sección media superior, se colocó de inmediato una primera capa de concreto lanzado de 3cm de espesor, y una malla electrosoldada de 6" x 6" -4/4. A continuación se lanzó una segunda capa de concreto de 9cm de espesor, colocando

una segunda malla electrosoldada del mismo calibre anterior. Se colocó una tercera capa de concreto de 3cm de espesor, quedando con esto, un espesor final de revestimiento primario de 15cm.

En un lapso no mayor de 30 días o antes, cuando la información obtenida de la instrumentación -- así lo indicó, se procedió a la construcción del revestimiento definitivo constituido por concreto reforzado de 35cm de espesor, iniciando con las quaraciones, después con las paredes y la bóveda y finalmente con la losa de piso.

En vista de las condiciones de estabilidad del túnel no fué necesario el uso de anclajes.

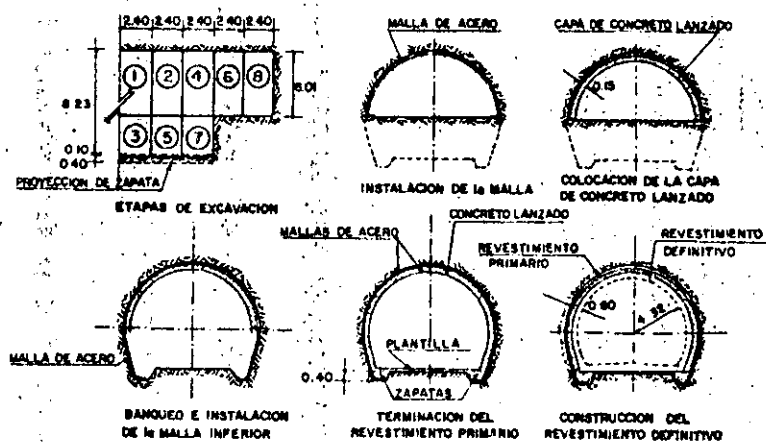


FIG. 11.- SECUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

### 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 Srita. M.L. Parada en la labor mecanográfica.

### Referencias.

1. R. Marzal y M. Mazari 1959.  
El subsuelo de la Ciudad de México Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones 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. Tamez 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

EXPOSITOR:

ING. LUIS VIEITEZ UTESA

SEPTIEMBRE, 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- geológica, 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 ésta 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 geotecnia 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 permitan 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, o que pueden requerir medidas especiales para poder continuar las operaciones de tuneleo. 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 estos materiales o si se preve la consolidación y el --- asentamiento consiguiente de los suelos que se encuentren sobre el túnel.
- f) Resumen de las zonas de baja calidad a lo largo del túnel.
- 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 tuneleo.  
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 tuneleo. (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 provienen 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 descansan 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 al 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 túneleo.
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).

## 2.2. ANALISIS ECONOMICO.

2.2.0 El análisis económico, cuyo punto medular es la estimación del costo, se hace por procedimientos tradicionales, tal como se explica en su oportunidad en este curso (capítulo 7) Hay, sin embargo, investigaciones recientes que pretenden complementar estos procedimientos para manejar aspectos de incertidumbre y riesgo que éstos dejan de lado.

2.2.1 Aquí se va a comentar un trabajo de investigación aplicada que se está realizando en el Massachusetts Institute of Technology (MIT) para desarrollar un modelo práctico de análisis de costo de túneles, que pretende complementar los procedimientos tradicionales, haciendo intervenir aspectos que éstos no están en posibilidad de manejar debidamente.

Se considera que los procedimientos tradicionales de análisis no dan la importancia suficiente a las consecuencias que en el tiempo y en el costo de ejecución tienen las incertidumbres geológicas; en cambio, se le presta mucha atención a la evaluación sistemática de estrategias alternativas; o se inclinan más a repasar una y otra vez las repercusiones en tiempo y costo que tienen las variaciones en rendimiento, aún cuando la geología resulte ser la prevista.

El Modelo de Costo de Túnel (MCT) como se le llama, ayuda al ingeniero que hace la estimación de costos, a suplir estas deficiencias. Primero, le permite evaluar las que parecen ser las dos incertidumbres críticas en tuneleo — la geología a lo largo del túnel, y el ritmo de avance—. Segundo, el modelo le proporciona una herramienta rápida, eficiente y precisa de estudiar localizaciones alternativas de túnel y opciones de construcción.

El modelo cumple estos objetivos combinando el conocimiento y la experiencia práctica, acumulados por Ingenieros—

(proyectistas), contratistas y geólogos, las técnicas de probabilidad y simulación y la velocidad y eficiencia de las computadoras.

Se ha diseñado el modelo para que sea adaptable a los requerimientos de contratistas, evaluadores de costos, ingenieros (proyectistas) o clientes, que suelen tener todos diferentes propósitos y necesidades. Posee además, flexibilidad suficiente para aceptar nuevos datos conforme se vayan produciendo.

2.2.2. Los modelos de costo de túnel anteriores, estaban enfocados, al igual que los métodos tradicionales de estimación de costos, a los aspectos técnicos cuantificables del tunleo que influyen en el costo y el avance. El nuevo modelo (MCT) va más allá, y trata explícitamente el área de incertidumbre y riesgo.

El MCT evalúa cuantitativamente las incertidumbres propias de una obra subterránea, y tiene el detalle necesario para auxiliar en la preparación de estimaciones de costo y de ofertas para concurso. El modelo emplea técnicas de probabilidad subjetiva (o "grado de confiabilidad") y de simulaciones Monte Carlo de las operaciones de construcción de túneles para determinar distribuciones de costos de ejecución y de tiempos de construcción. Su aplicación, por el momento, se limita a túneles en roca.

Dos son las fuentes principales de incertidumbre en las estimaciones que toma el modelo en cuenta: 1) la incertidumbre en la predicción de las condiciones geológicas y 2) La incertidumbre en la estimación de los costos y del rendimiento de las actividades de construcción.

Para ajustarse lo más posible al proceso que siguen los ingenieros y constructores de hoy para estimar el costo en relación con la construcción de un túnel, el MCT se divide en tres partes principales o submodelos: el submodelo geo

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 basados 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 sobrexcautación 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 sobrexcautación 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 tuneleo en los diferentes perfiles producidos en 2. El propósito es obtener las distribuciones deseadas de costo y tiempo de tuneleo 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 constructivos como ataque por excavaciones parciales múltiples.

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 sobreexcavación). 2) Las actividades de mantenimiento que se efectúan en determinados ciclos; y 3) accidentes o retra-

sos 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 calizamientos 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 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) reordenará 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 tuneleo;
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 tuneleo 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 tuneleo 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 delimitadas; 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 inconexión.

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 fotografian 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

que se conoce (afloramientos; cortes al descubierto en laderas naturales o en tajos de vías de comunicación) y lo que se infiere o se adivina. Es decir debe ser un mapa preparado en el campo, con la ayuda de mapas topográficos de base, de fotografías aéreas y de detección remota (imágenes de radar o de temperaturas por infrarrojo), que muestre la ubicación exacta y la geología detallada de los afloramientos de roca y las características y distribución de la cubierta superficial. Este mapa es además la base para planear inteligentemente la exploración adicional de las condiciones de la roca bajo superficie a partir de perforaciones de muestreo y de prospecciones geosísmicas. Exploración adicional que, como ya se ha dicho, debe ir enfocada exclusivamente a encontrar "nuevas piezas del mosaico" para que sea verdaderamente útil y económica. Planear y realizar las exploraciones de detalle sin un mapa geológico de base, como el mencionado y sin una clara idea de lo que verdaderamente interesa conocer más en detalle es malgastar tiempo, dinero y esfuerzo.

Como los mapas geológicos, las secciones o perfiles geológicos se elaboran con grados variables de certidumbre. Un perfil en un área de amplia cubierta en superficie y de compleja geología de la roca basal es, por lo general, hipotético en alto grado, de manera que las condiciones reales que vaya a encontrar el túnel pueden diferir notablemente de las proyecciones inciertas y muy subjetivas que haya hecho sobre la base de una información de superficie muy pobre. Si aparecen estos tipos de perfiles en el estudio geológico de un proyecto de ingeniería, -de un túnel-, pueden dar lugar a interpretaciones erróneas por parte del proyectista que va a diseñar o del contratista que va a construir.

En la preparación de perfiles geológicos que vayan a usarse en proyectos de ingeniería, incumbe al geólogo señalar explícitamente, o hacer notar mediante símbolos y explicaciones en el texto, el grado de aproximación, -o de incertidumbre- de sus proyecciones. Un buen ingeniero con experiencia sabrá entender que hay que dejar márgenes a lo inesperado o impredecible, (Véase el inciso 2.2 donde se explica un modelo que intenta evaluar estos márgenes).

No está por demás insistir en que los mapas y los perfiles geológicos preparados sólo a partir de fotografías o imágenes aéreas pueden contener serios errores, y que la planeación de proyectos de ingeniería que se base en consideraciones geológicas que no tengan el respaldo de una verificación cuidadosa de los datos en el campo (lo que en el inciso 2.1.2 se llamaba "caminar la geología, sentir la geología"), es en el mejor de los casos un procedimiento tosco y por tanto poco confiable.

En años recientes se han obtenido excelentes resultados en el reconocimiento geológico o estudio geológico al aplicar tres nuevas técnicas de detección desde el aire que complementan muy bien las fotografías aéreas, ellas son: 1) imagen oblicua de radar, 2) imagen térmica radiométrica y 3) fotografía a color-infrarroja.

La 1) tiene particular utilidad para interpretar la configuración del terreno y de los afloramientos de la roca basal en regiones cubiertas por selva o bosque espesos. De las imágenes de radar no se pueden -- construir mapas o mosaicos a escala real por la oblicuidad de las tomas, pero complementar los mapas topográficos y los mosaicos fotogramétricos y fotointerpretados, estos sí a escala. La 2) utiliza un -- sistema radiométrico sensible que responde a pequeñas diferencias en la radiación térmica captada, proveniente de la tierra.

Los registros se suelen tomar un poco antes de la puesta de sol y -- después de ésta para que resalten más los materiales de distinta temperatura y diferente emisividad.

El método es especialmente sensible a diferencias en temperaturas del suelo y del aluvión provocadas por diferencias en las temperaturas de los cuerpos de agua subterránea que contienen, y es útil para identificar rasgos bajo la superficie, como zonas de falla, saturados con -- agua freática.

La 3) fotografía a color infrarroja utiliza una película altamente -- sensible a las longitudes de onda cercana al infrarrojo, de manera -- que utilizada con filtros especiales produce imágenes con colores altamente contrastantes, lo que ayuda a delimitar, por las diferencias-

de color tan marcadas, rasgos geológicos que no se descubren en las fotografías de color o de blanco y negro convencionales.

#### 2.3.4. Prospecciones geofísicas.

Las prospecciones geofísicas proporcionan una valiosa ayuda en la determinación de las condiciones geológicas que existen bajo la superficie. Son particularmente útiles cuando el levantamiento de geología superficial produce datos incompletos o poco concluyentes en cuanto a las condiciones geológicas de la roca basal.

Miden cantidades físicas y especialmente diferencias en estas cantidades que obedecen a diferencias de estructura, de litología o de condiciones hidráulicas en el arreglo de las rocas bajo la superficie.

Las principales técnicas de prospección geofísica pueden clasificarse generalmente en estas categorías: 1) Medición de las variaciones de los campos magnéticos y gravitacional de la tierra; 2) medición de las diferencias de reacción de los materiales de la tierra a campos de fuerza artificialmente inducidos por impulsos eléctricos o sísmicos que se introducen a las masas de roca en la superficie terrestre o cerca de ella; y 3) medición de corrientes eléctricas generadas espontáneamente por cuerpos geológicos. Varios tipos de prospección geofísica están encaminados a identificar una o varias "anomalías" es decir, desviaciones respecto a las respuestas promedio obtenidas de las mediciones de los campos de fuerza. El geólogo, en cooperación con el geofísico, debe interpretar o evaluar el significado o la importancia práctica de esas anomalías.

La tabla 6 es un resumen de los métodos geofísicos empleados en el estudio geológico.

Todo método geofísico puede fácilmente llevar a falsas interpretaciones si no está debidamente calibrado dentro del ambiente en que se va a aplicar. Por una parte deberán conocerse, en forma directa, (a partir de unos cuantos sondeos o de afloramientos) el tipo de materiales -suelos o rocas-, presentes en el lugar, y determinar

el rango de valores de respuesta que en cada material da el método a aplicar correspondiente. Por otra parte, deberán evaluarse con cuidado las perturbaciones o distorsiones que pueden ocasionar en las mediciones algunos elementos o características del área en estudio. Por ejemplo, los registros en los métodos eléctricos son sensibles a corrientes parásitas o a corrientes de inducción desde líneas de energía o desde tuberías por donde circulan fluidos.

Las mediciones en los métodos sísmicos se alteran por ruidos provocados por maquinaria de construcción, por ejemplo. La forma del campo de fuerzas inducido por cualquiera de ellos está influida por la topografía del terreno; cuanto más irregular sea ésta, más influirá en la forma del campo.

Es por ello muy importante determinar qué factores de ajuste, qué índices correctivos deberán aplicarse a las mediciones para que su interpretación dé debido peso a las características propias del lugar que influyen en los resultados.

Por ser los métodos geofísicos un tema ampliamente tratado en la literatura especializada, no se va a entrar aquí en los detalles de su tecnología.

La tabla 7 enlista algunos valores de velocidades de ondas sísmicas longitudinales (de compresión) en algunos materiales naturales.

Los métodos sísmicos son particularmente apropiados para determinar la litología y los rasgos estructurales en un ambiente geológico dado.

Los métodos eléctricos se utilizan también para delinear perfiles litológicos y especialmente en la localización de niveles freáticos y de zonas fracturadas y fallas enterradas, cuando están saturadas de agua.

Un posible uso de las mediciones gravimétricas en el estudio geológico aplicado a proyectos de ingeniería es la identificación de zonas extensivamente alteradas que pueden presentar densidades menores que las de las rocas originales.

Las líneas de fuerza magnética en el campo terrestre tienden a concentrarse en los materiales ferromagnéticos y en los paramagnéticos, ---

mientras que se dispersan en sustancias diamagnéticas como la sal de roca y la anhidrita.

Las prospecciones geofísicas son métodos relativamente económicos y sencillos que pueden abarcar, en corto tiempo, grandes extensiones de terreno y que tienen la enorme ventaja de destacar rasgos geológicos a profundidad a partir de operaciones que se realizan en la superficie, o muy cerca de ella.

Se pueden alcanzar distintos niveles de detalle. Primero se pueden efectuar reconocimientos generales por barrido con uno de los procedimientos que permita una prospección continua.

Después se ubican los demás procedimientos (incluidos los sondeos con recuperación de muestras y los ensayos de campo) en las zonas que el barrido descubra como más importantes.

A este nivel, uno o varios de los procedimientos geofísicos se aplica en densidad, para cubrir con más detalle las zonas de mayor interés.

Para que su interpretación sea verdaderamente efectiva, la prospección geofísica debe operar por zonas de características propias. Estas zonas quedan definidas en los levantamientos de geología superficial y en las sucesivas etapas del reconocimiento geológico.

La proyección a nivel del túnel de los rasgos geológicos superficiales requiere una interpretación y un conocimiento de los aspectos de la geología en tres dimensiones.

No sólo los rasgos que se encuentran en superficie sobre la línea del túnel, sino otros que se observan a uno y otro lado de la misma, a veces a considerable distancia, pueden tener reflejo a la profundidad del túnel. Esta visión tridimensional puede obtenerse muchas veces con la ayuda de prospección geofísica.

La precisión de la proyección será menor cuanto más profundo será menor cuanto más profundo sea el túnel. La tabla 8 da grados de confianza en la proyección lateral o a profundidad, para profundidades no mayores de 700 m.

### 2.3.5. Perforaciones con obtención de muestras.

La tecnología de las perforaciones y la obtención de muestras no es objeto de esta exposición y el lector deberá consultar la literatura especializada que existe al respecto.

Se verán aquí más bien las características que el sondeo con obtención de muestras debe cumplir para que sea útil al estudio geológico en relación con el proyecto de un túnel.

Antes sólo se acostumbraba a hacer sondeos en los portales y pocos o ninguno a lo largo o en la vecindad de la línea del túnel. Esta actitud está cambiando mucho porque, por una parte hay una tendencia general a producir y a exigir estudios geológicos cada vez más detallados previos al diseño y la construcción del túnel, y por la otra, está en auge la perforación de túneles con máquinas tuneladoras, y la decisión de emplear y adquirir uno de estos equipos tan caros necesariamente debe basarse en una evaluación cuidadosa de las condiciones geológicas.

Los sondeos, por lo general, se justifican durante las etapas de factibilidad y de diseño, sin embargo, en zonas de cubierta superficial extensa, que enmascara las condiciones bajo tierra, o donde existe una geología compleja, puede ser indicado efectuar sondeos aún durante las etapas preliminares de reconocimiento.

Los sondeos son medios directos y muy prácticos para tener acceso a la geología subterránea y, por lo tanto, para evaluar sus condiciones. Con ellos no sólo se pueden obtener corazones de roca o de suelo, sino que la perforación puede aprovecharse para conducir pruebas de agua, o prospecciones geofísicas, e incluso para fotografiar o televisar sus paredes, para efectuar ensayos con presurómetro o para dejar instalados instrumentos de observación.

Como los sondeos son trabajos relativamente costosos y, a veces, tardados, si son muy profundos, es fundamental tratar de obtener de ellos el máximo aprovechamiento.

Debe de empezarse por especificar sondeos sólo para cumplir con objetivos muy claros que fijen de común acuerdo el geólogo que reali-



za el estudio geológico y el ingeniero que tiene a su cargo el diseño del túnel. Las muestras o corazones de roca tiene verdadero sentido- obtenerlos cuando contribuyen a la interpretación de las condiciones- geológicas, conjuntamente con otras fuentes de información como son-- los mapas geológicos de base, las fotografías aéreas y los sistemas-- de detección remota, las pruebas geofísicas, de presión y de agua y -- las fotografías dentro del barreno, y los levantamientos en socavones o galerías piloto y en otros túneles, minas o excavaciones subterrá-- neas vecinas.

Se puede obtener mucha información de la perforación misma y de las-- muestras que de ella se extraen, si se lleva un registro cuidadoso de las operaciones de perforación, si se hace un levantamiento detallado de las muestras usando propiedades índice cuantificables y si los re-- sultados se interpretan no aisladamente sino a la luz del resto de la información geológica con que se cuenta hasta el momento.

Se obtienen mejores y más íntegras muestras con brocas de diámetros - grandes que con brocas chicas. Un diámetro práctico adecuado es el-- NWX para barriles sencillos o el NWM para barriles dobles que da 3" - de perforación y 2 1/8" de muestra.

La fig. 12 es una forma recomendable de registro para un sondeo con-- obtención de muestras o corazones de roca.

Además de las descripciones geológicas comunes, deben anotarse, el ín-- dice de calidad de las rocas (RQD); el porcentaje de recuperación; el-- grado de intemperización; la inclinación de las capas o estratos, de-- la esquistosidad y de las diaclasas (con respecto al eje de la mues-- tra); las condiciones en que se encuentran las superficies de las dia-- clasas; los niveles del agua subterránea, temperatura y calidad de la misma (en casos particulares, medición de la velocidad y de la orien-- tación del flujo). Son de interés primordial todos los datos que el-- perforista registre sobre el desarrollo de la perforación, como son: equipo, broca y fluido de perforación utilizados, velocidad de avan-- ce de la perforación en cada tramo, fugas o pérdidas del fluido de -- perforación, resurgencias de agua, burbujeo de gas, derrumbes en la-- perforación, zonas en las que se ha utilizado ademe o cementación pa--

ra poder seguir perforando, zonas en las que la perforación tiende a cerrarse.

No cabe duda que el porcentaje de recuperación de muestra es función del cuidado y la eficiencia con que se lleven a cabo las operaciones de sondeo. Es, por consiguiente, fundamental que el geólogo valore cualitativamente el trabajo de sondeo, para evitar interpretaciones erróneas acerca del porcentaje de recuperación de muestra en relación con las condiciones de las masas de roca basal.

Las zonas de roca de baja calidad pueden identificarse en los corazones extraídos de la perforación al evaluar el RQD que, como se sabe, es la suma de las longitudes de los tramos de muestra, en estado sano o compacto, de 10 cm. de longitud o mayores, dividida entre la longitud total avanzada y expresada la relación en porcentaje. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total. Pero como todo índice, si no se valúa y se utiliza con criterio puede llevar a interpretaciones erradas.

Por ejemplo, si el testigo se ha roto por el manejo o por el procedimiento de perforación (cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diaclasas naturales), se juntan los pedazos partidos y se cuentan como una pieza entera, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm.

En el caso de rocas sedimentarias o rocas metamórficas, la estratificación y la esquistoridad son nuevos elementos de discontinuidad que hay que saber juzgar al evaluar el RQD, por ello este índice suele ser menos exacto en este tipo de rocas que en rocas ígneas, o en rocas sedimentarias de estratificación gruesa. En pizarras y en otras rocas fácilmente alterables a la intemperie, la determinación del RQD debe hacerse inmediatamente después de extraer los núcleos y antes de que comience el desmenuzamiento y disgregación al aire. Evidentemente este índice es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca.

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 hojeado 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 de 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 m<sup>2</sup>. 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 m<sup>2</sup>., 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 reconocimiento es justificable en muchos casos. Además, ofrece ventajas colaterales adicionales a la principal que es la de descubrir de antemano 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 siguientes:

- Contribuir a la ventilación durante la construcción y, en su caso, 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 vía de ingreso de aire puro y de expulsión de aire viciado.
- Servir de drenaje para que las aguas no penetren en el túnel o para que desde éste tengan fácil salida. Para cumplir con este fin se estudiará, en cada caso, si la galería debe ir por encima, por debajo o al mismo nivel que el túnel principal.
- Ayudar a la rezaga (alojando en la galería una banda transportadora o dando una vía 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.

(tratamientos de consolidación por inyecciones, anclajes, etc.) en el túnel principal, en los tramos que sean más difíciles por sus características geológicas o geotécnicas o por la presencia de agua. Para ello suele convenir que la galería de reconocimiento vaya a cota más alta que la clave del túnel.

- Puesto el túnel en operación y dispuesta convenientemente, la galería auxiliar puede servir para alojar conducciones diversas de agua o de electricidad. También para contener oleoductos o gasoductos. Instaladas estas conducciones separadas por completo del túnel principal, su vigilancia y conservación resultará más cómoda y segura. Puede también dar acceso a trabajos de reparación o mantenimiento del túnel principal.

- Servir como túnel de socorro, para poder llegar al lugar del siniestro, (accidente, incendio) en forma rápida.

- La galería de reconocimiento no es preciso que vaya paralela y próxima al túnel en todo su recorrido. Puede limitarse a ciertos tramos. Puede combinarse, como ya se dijo, con los pozos y ventanas de ataque. Puede servir ulteriormente, al ser ensanchada, como elemento de partida de la construcción de otro túnel que se hiciese al resultar insuficiente el principal que se construye. Muchos proyectos de túneles viales comprenden dos túneles más o menos cercanos y paralelos, uno de ellos podría iniciarse con galería de reconocimiento y ensancharse después, buscando obtener varias de las ventajas anotadas.

Cabe hacer notar que la galería de reconocimiento, aunque de pequeña sección, es en sí misma un túnel que requiere apoyarse en estudios geotécnicos y en una planeación propias.

Bien es verdad, que sus dimensiones le ayudan a que cualquier incidente geológico se presente en general en menor magnitud que como se manifestaría en el túnel principal, pero también es cierto que muchas condiciones adversas las puede encontrar por sorpresa y que, por ello, pueden ocasionar más daño que si hubiesen sido previstas. Las entradas súbitas de agua a presión por diaclasas y cavidades y el arrastre consiguiente de rocas descompuestas en arenas o arcillas pueden ser tan serios en un caso (galería de reconocimiento) como en el otro (túnel principal). Todos estos aspectos deben ponderarse junto con los correspondientes al procedimiento de excavación y de soporte y al costo, antes

de decidir la construcción de una galería de este tipo. Por otra parte, la galería debe ser un túnel sujeto a una inspección especialmente detallada y cuidadosa, apoyada en levantamientos geológicos precisos y en mediciones en instrumentos diversos que permitan acotar las condiciones -- geológicas que va a encontrar el túnel principal. Al evaluar éstas, habrá que hacer justa consideración de los efectos de escala, al extrapolar al túnel principal lo observado en la galería y también, en determinados casos, de los efectos que en la zona del túnel haya podido producir la excavación de la galería misma.

#### 2.4 Factibilidad de Alternativas.

En relación con este inciso se acompañan las ponencias de los ingenieros J. García Rosello y de F. Muzas Labad, del Primer Simposio Nacional sobre Túneles, celebrado en Madrid, España, en diciembre de 1974.

Se discutirán algunos aspectos en la exposición oral.

#### 2.5 Estudios durante la Construcción.

2.5.0 Durante la construcción se podrá hacer una comparación de las condiciones geológicas que se predicen en el estudio geológico, con las condiciones reales aparentes que se observan en el túnel. Es un repaso, ante la realidad, de los principales aspectos anotados en el informe geológico (véase inciso 2.1) para evaluar su validez. De esta manera se podrán tomar nuevas decisiones en relación con la selección del soporte en la frente o con respecto a la modificación del soporte mismo y de algunas de las operaciones de construcción.

Los afloramientos en el túnel permiten mapear las características más significativas de las discontinuidades que son difíciles de determinar a partir de sondeos hechos en la etapa previa a la construcción. Es importante anotar la continuidad, las irregularidades u ondulaciones de los bordes y el tipo y espesor del relleno que se descubran a lo largo de diaclasas, fallas y zonas de corte. Deben de identificarse cuanto antes, y dibujarse, las diaclasas que muestren una orientación preferencial y que por ello for-



J. GARCIA ROSELLÓ

Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.  
Autopista Vasco-Aragonesa, C.E.S.A.ALTERNATIVAS EN EL TRAZADO DE LOS TUNELES1. EL TUNEL, SOLUCION 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 tanteo del trazado. El trazado ha de estudiarse 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 economicidad (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. Ahí 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.

En un estudio de túnel, el reconocimiento desde la superficie agota sus posibilidades en cuanto la cobertura aumenta a partir del centenar de metros, y en casos de terrenos geológicamente complicados, con menos recubrimiento las predicciones son poco fiables.

Tampoco es posible tener datos suficientes para prever con cierta seguridad cómo va a comportarse el terreno ante la excavación, cuando el túnel supera longitudes que hacen invisible, 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 encomiables 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 ingeniosamente 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 Denkhaus 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.Q.D. del profesor Deere.

Entre parámetros geomecánicos, índices de calidad estadísticos, resultados de ensayos y la de finición 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 FUNCIONAL 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 ventanas de ataque laterales (Fig. 1 Perfil longitudinal Galería de Presión del Salto de Cumba-Consó). Algunas veces se puede esquivar una zona de mal terreno introduciendo un zig-zag en alineación (Fig. 2 Galería de Presión de Bao Pte Bibey), o buscar una cierta proximidad de la traza a vaguadas laterales, con el fin de establecer galerías de ataque intermedias.

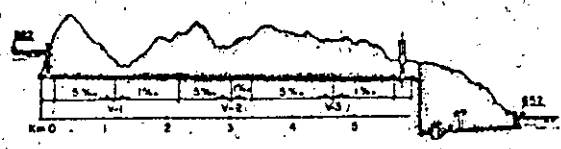


Fig. 1 - Perfil longitudinal Galería de Presión del Salto de Camba-Consó.

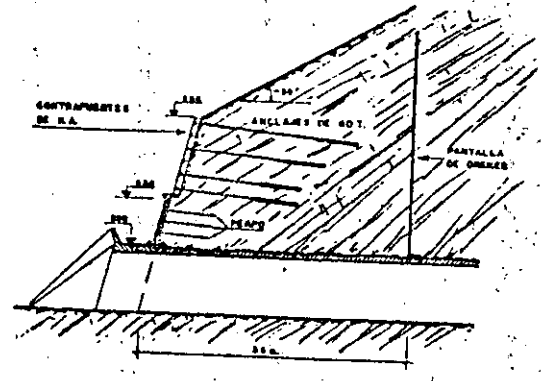


Fig. 3 - Embocadura del Túnel de Zaldívar-Lado de Ermua.

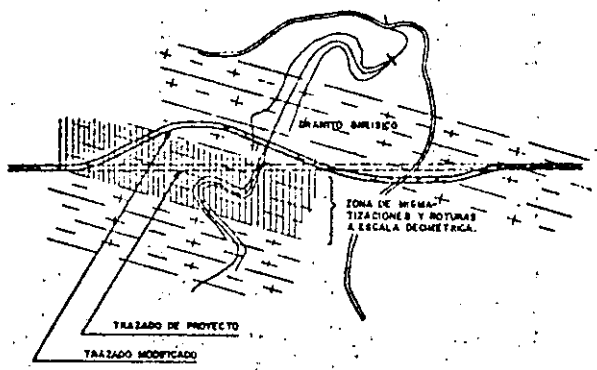
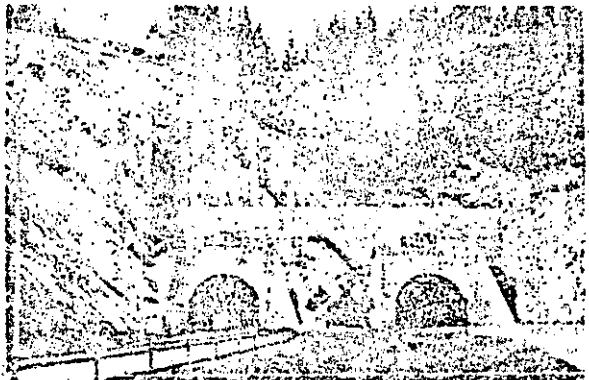


Fig. 2 - Galería de Presión de Bao-Pte. Bihey.



Vista de las embocaduras del Túnel de Zaldívar (lado de Ermua) de la Autopista Bilbao-Behovia.

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 boquillas 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 forzosamente 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 inmediatos 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 empujes longitudinales de la ladera muchas veces disimétricos.

Las embocaduras de túneles de gran sección son temas 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, deberían resultar factores condicionantes para la elección del trazado más conveniente y eludir en todo lo posible las zonas singulares de mal terreno, y en especial los accidentes tectónicos longitudinales. La mayor dificultad estriba en el conocimiento previo suficientemente fiable de las condiciones, naturaleza y 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.

45

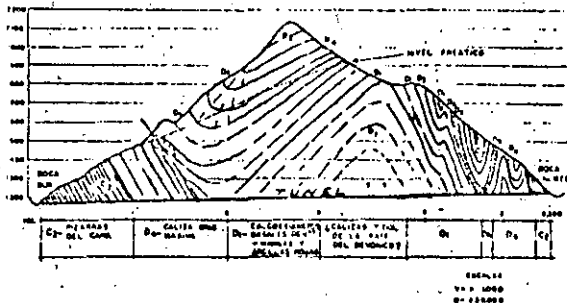


Fig. 4 - Perfil geológico longitudinal del Túnel del Cadi.

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 emplee otro, que es lógico suponer, ha de proporcionar ventajas concretas al ser adoptado en la ejecución de la obra.

Por estos motivos 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 de hipótesis más bien conservadoras. En alguna ocasión hemos establecido en los Pliegos de Condiciones la obligatoriedad de realizar la excavación en dos fases, corona y banco, con hormigonado de la bóveda antes 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 estudiados para velocidades de avance elevadas, es totalmente inadecuado en obras donde sea probable la aparición alternativa de tramos de bueno y mal terreno.

7. GALERÍAS DE AVANCE O DE RECONOCIMIENTO

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 todo lo largo del trazado o paralelamente a él, es el medio más eficaz para evitar sorpresas durante la construcción. La dificultad estriba en su coste y además, en ocasiones, en su plazo. Si la programación general lo permite, es deseable este método que antiguamente se usaba casi siempre, en los últimos decenios se dejó de emplear, y recientemente se ha vuelto a poner en práctica en algunos túneles profundos, de gran 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 pue-

den compensar el coste de una galería previa, realizada durante la fase de proyecto.

8. TUNELES 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 tramo en túnel. Precisamente en las zonas de las embocaduras, donde peores suelen ser las condiciones geomecánicas, 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, pudiesen ser independientes las zonas de efecto bóveda del terreno correspondiente a cada túnel. Para lograr tal independencia de funcionamiento no es posible dar reglas generales. Las normas usuales 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.

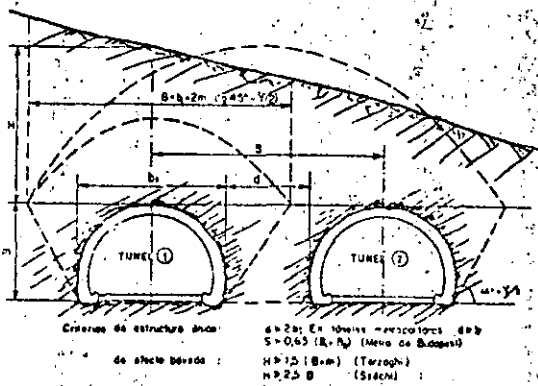


Fig. 5 - Túneles gemelos.

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 ladera, pues la eliminación de la obligada diferencia de niveles entre rasantes de las dos calzadas afectaría a tramos excesivamente largos, a ambos lados del túnel. En los valles relativamente estrechos puede ser buena solución la colocación de calzadas separadas en márgenes distintas.

9. CONCLUSIONES

- El proyecto de un túnel requiere un conocimiento lo más detallado posible del terreno a atravesar.
- El conocimiento del terreno no consiste en la búsqueda de parámetros geotécnicos, ni en ensayos de laboratorio, ni en índices de calidad de la roca, sino en la definición de la naturaleza del terreno.

F. MUZAS

- no, de la geometría de las discontinuidades y de las condiciones del agua freática.
- Las galerías de reconocimiento 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 embocaduras y condicionar, en lo posible, el trazado a la localización de zonas aptas para el emboquillamiento.
- Es preciso proyectar el trazado de forma que las coberturas mínimas de terreno sean suficientes para evitar dislocaciones y hundimientos del terreno.

- En túneles gemelos la separación entre ejes debe ser suficiente para evitar interferencias peligrosas entre ellos.
- En túneles de autopistas el trazado de la carretera debe supeditarse, en lo posible, a los condicionantes propios 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. Ingeniero de Caminos, C. y P.  
Cimentaciones Especiales, S.A.  
Procedimientos RODIO

CONDICIONANTES DEL TUNEL URBANO

Me ha sido encomendado 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, desde luego, con mejor fortuna.

Hoy 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 perturben 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 las estaciones de Metro y los centros de enlace y trasbordo.

El trazado en planta se encuentra condicionado por necesidades de servicio y por imposiciones urbanísticas; pero, a pesar de esta poca flexibilidad, deben ser analizadas, 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 ventajoso.

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 va a ser construido.

Las condiciones geológicas del terreno se caracterizan, en la mayoría de los casos, por la diversidad y heterogeneidad de las formas

ciones a 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 colgadas, 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 servicios, 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 curren, en general, todos ellos, 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 compactaciones del terreno (en suelos granulares), daños en los edificios próximos y molestias para sus ocupantes.

La elección del trazado de cualquier túnel debe hacerse contemplando, no sólo los factores anteriores, sino también las 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 consideración constante de cada decisión anterior. El estudio previo debe sentar 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 los otros sesiones de este Simposio. Creo que durante el mismo deberíamos meditar sobre toda la problemática general y, principalmente, sobre los defectos que presenta el tratamiento actual, tanto a escala nacional como internacional, y de cuya situación todos, de alguna manera, somos responsables. Es deseable una mayor coordinación entre especialistas, faltar normas, bancos de datos, centros de documenta-

ción, reglamentación y legislación urbanas, y es preciso la colaboración a todos los niveles pensando que, ante el reto futuro que supondrá el desarrollo previsible del túnel

urbano, es tarea común obtener calidad y seguridad y administrar bien los enormes recursos que el país tendrá que poner en juego.

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 establecer 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. Sobreexcavación: Forma del perímetro, tamaño de la zona sobreexcavada.
- 4. Métodos de excavación.

Voladura: Diagrama de barrenación, consumo de explosivos total, por retardo y por barreno; espaciamiento 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.

# 49

En el caso de máquinas tuneladoras se indicará: dimensiones del túnel; empuje y par de torsión del cabezal de la máquina; tipo, número, distribución y dimensiones de los cortadores; velocidad de avance durante la operación de la máquina; tiempo de trabajo efectivo de la máquina; número y localización de los cortadores cambiados en el día; tamaño (graduación) de los pedazos de rezaga.

5. Soporte o ademe: peso, espaciamento, tiempo de instalación en el ciclo, método de instalación.

a) Marcos metálicos.-Primero anótese: peso, tamaño, forma, tipo de acero, número de piezas en cada marco, espaciamento entre marcos, apoyo de los postes, espaciamento del retaque o "castigo"; acuñamiento del retaque (anotar si los marcos están "castigados" en el arranque del arco o abajo), espaciamento y colocación de "separadores" y "tirantes", distancia a la frente en el momento de instalar los marcos, tiempo de instalación, tipo de placas de asiento-- y de pernos, número de pernos, plomeo de los marcos.

Después: obsérvese evidencias de carga excesiva sobre los marcos o de trabajo inadecuado de los mismos: separación entre placas de unión entre secciones, aflojamiento o aplastamiento del retaque,-- flambeo del alma, alabeo de los patines, marcos fuera de línea o-- de plomo y otras evidencias de grandes deflexiones o deformaciones.

b) Pernos de anclaje: Primero: peso, longitud, diámetro y tipo de acero; tipo de anclaje; método para obtener el anclaje; método de protección del ancla; método para dar apoyo en la superficie del-- barreno; dimensiones de las placas de apoyo, tuercas, roldanas, co-- ples, cuerdas; tensado de las anclas, espaciamento de las mismas; tiempo de instalación; distancia atrás de la frente; método de soporte entre anclas (malla, tiras de acero, concreto lanzado, per-- nos cortos).

Anclas "Perfo", anclas de adherencia y anclas de resina: peso, diá-- metro y longitud de las piezas; mortero, lechada y resina utiliza-- das en la inyección (mezclas, aditivos); dispositivo de inyección; procedimiento de instalación; patrón de anclaje. Tiempo después -

de instaladas debe verificarse que las anclas no están sueltas, que el producto adherente ha fraguado y, mediante pruebas selectivas de extracción, que dan la capacidad de carga requerida.

Después: para pernos no inyectados evidencia de incrementos de carga al tomar forma de comal las placas de apoyo, rotura de ancla (por lo general en la zona de cuerda cerca de la embocadura) placas o tuercas sueltas

c) Concreto lanzado. Primero: cantidad pasada por la máquina; porcentaje de rebote; espesores; espesores sobre protuberancias y en rebajes o nichos; propiedades del material (dosificación, tipo y porcentaje de acelerante, resistencia con el tiempo, compatibilidad acelerante cemento); tiempo de aplicación; preparación de la superficie; temperatura del concreto lanzado; efecto de las entradas de agua en el concreto lanzado; distancia a la frente, espesor aplicado en cada capa; distancia de la boquilla a la superficie donde se aplica; adherencia, característica de la superficie donde se aplica.

Después: observar grietas y desprendimientos especialmente cerca de la frente; tamaño de las grietas (ancho, largo, espesor, corrimentos); localización de las mismas; midanse cambios con el tiempo como indicador del deterioro del ademe; evidencias de poca o ninguna adherencia, abombamientos y vacíos y movimientos de la roca; relacionar las grietas con la geometría del túnel, el tipo de soporte, la geología.

d) Método de soporte en la frente: agujas, tablestacas, pernos inyectados, concreto lanzado, ademe de madera o metal.

6. Método de excavación por etapas. Sección superior y banqueo; galerías piloto y ensanche. Soporte de las excavaciones parciales y extensión del mismo a la excavación total.

7. Condiciones del agua. Localización, duración y volúmenes de los flujos por diaclasas y fallas o por barrenos; humedad en las zonas sobrexavadas; presión; gasto de agua de la frente y en el túnel.



- 8. Inyecciones. Mezclas, método de aplicación, tiempo de inyección, espaciamiento, profundidad y localización de los barrenos de inyección, presiones; gastos; fugas por diaclasas o por barrenos adyacentes.
- 9. Equipo para instalar soportes y para hacer barrenos. Procedimiento. Duración del ciclo.

2.5.2 Instrumentación.

Las mediciones que se hagan durante la construcción, pueden usarse para ayudar a ésta. Pueden servir para verificar si el diseño es el adecuado o puede señalar áreas en las que conviene hacer modificaciones.

La instalación de instrumentos se justifica en estos casos: grandes cavernas (casas de máquinas, depósitos subterráneos); excavaciones y túneles en una geología compleja y difícil; geometría complicada de cavidades; procedimientos de construcción complejos; donde haya la posibilidad de causar grandes movimientos que puedan afectar la estabilidad de la obra misma o sus vecindades o que puedan provocar daños a terceros; o donde se necesite recabar información de cargas sobre ademes o revestimientos para utilizarla en el diseño de futuros tramos de la misma obra, o de futuras obras.

Al igual que los otros sistemas de adquisición de información (mapeo, sondeos, prospección geofísica), la instrumentación debe planearse y programarse para aclarar o complementar alguna parte del resto de la información, así como para aportar nuevos aspectos -- (nuevas piezas del mosaico). Por consiguiente, debe concebirse-- teniendo en cuenta primero que nada el conjunto y, después, las-- partes a las que va estar más directamente relacionada.

En un túnel, (especialmente en uno excavado a sección completa) -- la instrumentación queda por lo general instalada después de que ha pasado la frente, por lo que registra sólo una porción de la-- respuesta de la roca a la excavación. Más aún, el soporte ini--- cial suele aplicarse antes de que se interpreten o quizá de que--

se tomen las primeras mediciones. Por consiguiente no hay oportunidad para influir en la decisión respecto a la elección del soporte en la sección, sobre la base de las mediciones de la instrumentación. Estas pueden ser muy útiles, en cambio, para indicar en qué momento se estabilizan los movimientos de la roca, que debe ser el momento adecuado para colocar el revestimiento definitivo. Si los movimientos no se estabilizan (el caso de rocas blandas que fluyen), entonces sí se puede modificar el soporte temporal -o el definitivo-, en base a las mediciones. Pero quizá el mejor uso de estas observaciones, en una situación así, es la de poder modificar oportunamente el soporte de futuras secciones en las que se espera que se planteen situaciones semejantes.

En túneles pequeños la economía reside más bien en la compatibilidad entre las condiciones del terreno, el sistema de ademe y de revestimiento, y los métodos constructivos. Es claro sin embargo, que en ocasiones puede haber ahorros importantes al usar ademes más ligeros o al reducir o eliminar el refuerzo en el revestimiento final.

En grandes túneles y cavernas, aparte de la compatibilidad mencionada, puede llegarse a proyectos económicos si se logran mejoras en el diseño de los revestimientos. Para ello deben estimarse las cargas de roca, la interacción roca-ademe-revestimiento y la capacidad última de los revestimientos y ademes, mediante mediciones de cargas, esfuerzos y deformaciones.

En ocasiones se puede reducir la carga de roca, instalando pernos o anclas, desde la frente hacia adelante, que evitan o reducen el aflojamiento alrededor de la excavación. Mediante mediciones puede confirmarse la utilidad de este sistema que puede reducir considerablemente los requerimientos de ademe provisional.

El comportamiento observado mediante mediciones, de zonas de revestimiento sin refuerzo puede derivar economías importantes en el diseño del revestimiento final.

Las figuras 16 a 20 muestran esquemas de instalación de instrumentos en túneles.

2.5.3 Detección de las Condiciones Geológicas adelante de la frente del túnel.

A este respecto se van a presentar, a continuación, algunas de las conclusiones de un informe del Laboratorio de Investigación sobre Caminos y Transporte de Inglaterra (Transport and Road -- Research Laboratory TRRL) publicadas en la revista Tunnels & -- Tunneling en enero de 1977.

1. Las investigaciones o estudios previos a la construcción no proporcionan, en el estado actual del conocimiento, suficiente información acerca de las condiciones del terreno como para que el tuneleo proceda con completa seguridad.

Debe darse todo el apoyo posible para perfeccionar los métodos de investigación previa, pero aún así, es necesario también --- aplicar algún método de detección de las condiciones del terreno adelante de la frente del túnel, durante la construcción del mismo, para remediar las deficiencias de la información previa y así reducir los riesgos de causar perjuicios tanto al personal como a la obra.

2. La detección de las condiciones adelante de la frente es só lo una fase de todo el proceso de recopilación de información - sobre el terreno para el tuneleo, y debe integrarse con las --- otras fases para lograr el máximo beneficio.

Debe obtenerse la máxima ventaja de la información derivada de etapas anteriores para diseñar el sistema de detección.

3. Al presente, la barrenación y el sondeo hacia adelante se-- han utilizado más bien en circunstancias difíciles cuando se--- anticipaba mal terreno o cuando las consecuencias de un acciden te se suponían graves. Los métodos geofísicos se han empleado en plan experimental (desde la frente o desde barrenos perforados a partir de ella); hasta donde se puede asegurar, no se han llevado todavía a un nivel práctico.

4. La razón de que no se haya usado más ampliamente la barrenación o sondeo hacia adelante es que no se cuenta, en la mayoría de los casos, con equipo adaptado al túnel. Se reconoce que se requiere mayor labor de investigación y desarrollo en este campo y en particular de desarrollo industrial.

5. Debe admitirse que ninguno de los métodos de detección adelante de la frente, por sofisticados que estos resulten, ya sea por sondeo, por geofísica o por una combinación de ambos, son capaces de garantizar con absoluta seguridad las condiciones que es dable encontrar más allá de la frente del túnel.

2.5.4 De estas conclusiones debe derivarse que es necesario aplicar métodos de detección adelante de la frente para completar la información de las condiciones geológicas que se anticipa va a encontrar el túnel. Si estas condiciones se estima que son particularmente difíciles y que implican riesgos al personal o a la obra, la aplicación de dichos métodos es indispensable.

Queda mucho por perfeccionar en estos métodos para adaptarlos mejor al espacio y a las condiciones de trabajo dentro del túnel, pero no por eso deben desecharse.

Son métodos que se aplican en interés de la economía y la seguridad de la obra por lo que debe recurrirse a ellos cuantas veces se estime necesario y la interpretación de sus resultados debe ser cuidadosa pero oportuna para que cumplan su propósito.

Es recomendable aprovechar los fines de semana para llevar a cabo las investigaciones de este tipo en modo a no estorbar las operaciones normales del túnel. Se procurará explorar en esos días una longitud algo mayor que la que va a avanzar el túnel durante la semana y en tantos puntos de la frente y con la inclinación que convenga de acuerdo a la estructura geológica aparente y a las condiciones que se anticipan y se quieren verificar. Para la generalidad de los casos, en que se quiere detectar la presencia de agua, o de material muy quebrado o alterado, basta con efectuar barrenos sin extracción de núcleos, con una perforadora "track drill" o equivalente.

Para exploración de más detalle se requerirá extraer núcleos o muestras lo que implica una operación más delicada y por lo tanto más lenta.

Se usarán entonces máquinas del tipo "rotaria" con barriles muestreadores, o del tipo de barrena espiral con sacamuestras Denison o Shelby. En uno u otro caso, el registro detallado de los incidentes de la perforación y de la velocidad de avance y comportamiento de la misma es de gran utilidad para la interpretación.

En muchos casos de materiales triturados o descompuestos, para evitar el derrumbe o el cierre de la perforación, habrá que ingeniárselas para "encamisar" o ademar, mientras se perfora, con tubería metálica o con lodo.

En otros casos (arenas) aún ademada la perforación, el agua canalizada a través de ella puede alcanzar gradientes críticos que provoquen la erosión y el arrastre de material, pudiendo resultar la misma perforación el origen de una vfa de agua y suelo más importante. En estos casos debe perforarse desde una mampara estanca, y los barrenos deben tener aditamentos de filtro y de válvulas o llaves que permitan "cerrar" oportunamente la fuga.

Las mediciones de presión y gasto de filtración que se hagan en barrenos de exploración pueden ser útiles para diseñar un eventual tratamiento de impermeabilización.

2.5.5

En el túnel de ferrocarril de Seikan, de 50 km. de largo, en Japón se habla de barrenos horizontales, con extracción de núcleos, de 800 m. de largo, hechos con máquinas rusas y americanas. Las perforaciones se hacen desde nichos o galerías laterales al túnel. Se puede uno imaginar los problemas de gufa y orientación de la línea de barrenación que deben tener y las dificultades de interpretación consiguientes. Pero los riesgos adelante son muchos, por estar una buena parte del túnel bajo el mar sin posibilidad de intentar conocerla geología desde la superficie, de ahí que las necesidades de información sean imperiosas y ésta deba ser obtenida con gran anticipación para poder planear los procedimientos constructivos con suficiente oportunidad. Un túnel de servicio, algunas galerías piloto y varias lumbreras inclinadas de acceso han ayudado a ir completando el mosaico geológico.

En casos menos excepcionales la barrenación deberá hacerse de longitudes entre 15 y 50 m. casualmente 100 m. Durante la semana deberá procurarse, interrumpiendo lo menos posible las operaciones del túnel, adelantar uno o dos barrenos una longitud de uno a dos diámetros del túnel, en cada ciclo, o una vez por día, según lo amerite el caso.

En determinados proyectos, la mejor exploración adelante se obtendrá a partir de una galería de reconocimientos, como ya se explicó en el inciso 2.3.6.

En toda exploración para detectar las condiciones geológicas adelante de la frente del túnel es indispensable la interpretación de un geólogo experimentado, de preferencia que sea uno de los que haya intervenido en las demás fases del estudio geológico.

2.5 Para concluir, unas últimas frases:

"El ingeniero tiene un deber fundamental: minimizar lo imprevisto (la incertidumbre)"

"La predicción es un paso clave en el proceso de crear (construir) y man tener en operación una obra de ingeniería"

Ello es más notorio y más crítico en la construcción de túneles, pero el ingeniero cuenta cada día con más armas para cumplir con ese deber y dar ese paso. De esta manera el tuneleo se aleja cada vez más de la esfera del juego de azar, -de arriesgarlo todo-, y se acerca más a la esfera -- del dominio pleno de la ingeniería.

No dejará, sin embargo, de conservar el embrujo de penetrar en los ámbitos más recónditos de la naturaleza con una combinación acertada de arte y de técnica.

TABLA 1. Estimación (que se considera conservadora) de la Demanda de Túneles en la Década 1970-1979.

(Datos de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos OCDE)

Son datos de una encuesta a la que respondieron dieciocho países.

- |                           |                    |
|---------------------------|--------------------|
| (1) Longitud total        | 628,000 km.        |
| (2) Volumen de Excavación | 6,031 millones m3. |

En la década 1960-1969 los valores correspondientes fueron:

- |                           |                    |
|---------------------------|--------------------|
| (1) Longitud total        | 431,000 km.        |
| (2) Volumen de Excavación | 3,912 millones m3. |

El incremento se estima por tanto que será de 46% en (1) y de 54% en (2).

El costo estimado para excavación subterránea entre 1970 y 1979 (datos de 15 países) es de 54,000 millones de dólares que representa un incremento de 100% sobre los 26,600 millones de dólares gastados durante 1960-1969.

El 97% de la longitud y el 89% del volumen de la estimación 1970-1979 corresponden a obras orientadas a la minería.

Sin embargo, para construcción no minera se harán 21,000 km. de túneles con un volumen de 675 millones de m3. Lo que representa un 62% de incremento en longitud y un 136% de aumento en volumen, ya que en el período 1960-1969 las cifras respectivas fueron 13,000 km. y 286 millones de m3. Los costos estimados para excavación subterránea orientada a la construcción son 28,500 millones de dólares que es un 240% mayor que la década pasada y que fue de 8,400 millones de dólares.

Segmento	Segmento del que depende	Tabla de probabilidad de Markov	
J	-	Falla	No falla
		0.8	0.2
		También falla	No falla
K	J	Falla	0.4
		No falla	1.0

TABLA 3. Tablas de probabilidad de Markov

(Moavenzadeh, MIT, 1974)



TABLA 4. EJEMPLO DE INFORMACION SOBRE UN PARAMETRO DE CONSTRUCCION.  
(Moavezadeh, 1974).

Sobreexcavación en Centímetros.

Aplicable en Nodos

Terminales	Optimista	Más Probable	Pesimista
De 1 a 4	10	13	18
De 5 a 16	13	15	20

TABLA 5. (Wahlstrom, 1973)

Lista Ayuda Memoria para la Recopilación de Información en el Estudio Geológico del Sitio Propuesto para un Túnel.

La información deberá presentarse en mapas y perfiles, cortes columnares y en-- tablas, gráficas y diagramas, junto con texto, descripciones e interpretaciones en el cuerpo de un informe que acompañe los mapas y los perfiles.

I. Depósitos superficiales.

Determinense las características y el origen de los depósitos superficia-- les y localícense los diversos tipos en el mapa geológico. Examínense en-- particular los depósitos superficiales de origen local para determinar la-- litología y estimar la competencia o calidad de la roca basal originaria.

II. Geomorfología.

Examínense los rasgos topográficos y clasifíquense por tipo y origen. --- Préstese atención en particular a las formas y a su distribución ya que re-- flejan la litología de la roca basal, la estructura subterránea y la alte-- ración. Si es posible, correlacionese lo escarpado de las laderas con la-- calidad o competencia de la roca basal.

III. Identifíquense las unidades geológicas y mapéense los afloramientos. Hágan

se anotaciones cuidadosas de la mineralogía megascópica y la "estructura"-- elemental de cada unidad. Coléctense muestras para exámenes petrográficos-- en el laboratorio y, si es posible, para medir sus propiedades ingenieriles.

a. Para rocas ígneas, anótense las estructuras elementales originales, pla-- nas y lineales, si están presentes, particularmente las de alineación y es-- tratificación fluidales.

b. Para rocas sedimentarias hágase lo posible para medir y preparar un per-- fil estratigráfico que muestre a detalle los espesores y las litologías de-- los estratos individuales así como las inconformidades y discordancias.

Si fuese necesario, porque sea crítica la recolección de información, úsen-- se barrenos con recuperación de núcleos.

c. En afloramientos de rocas metamórficas anótese la litología y las estructuras elementales y préstese particular atención a los tipos y actitudes de la foliación, el clivaje y la alineación o linealidad. En terrenos metamórficos complejos búsquense capas de litología y estructura elemental evidentes que puedan servir para definir relaciones estructurales. Anóten se y mapéense los pliegues mayores y menores.

IV. Identifíquense todos los rasgos de anisotropismo secundario como diaclasas, fallas y pliegues y localícense en el mapa geológico con símbolos y anotaciones apropiadas.

a. Para fallas inténtese determinar rumbo, echado y dirección y magnitud del desplazamiento relativo de los bloques adyacentes. Préstese particular atención al ancho y a las características de la roca afectada en relación con fallas.

b. Por su importancia principal para el ingeniero encargado de evaluar las técnicas de excavación y la cantidad y tipo de soportes, los estudios y levantamientos de diaclasas en el campo, deben hacerse con todo cuidado. Las diaclasas que interesan son las que se espera que existan en el cuerpo de la roca a profundidad, y debe tenerse cuidado de eliminar del análisis las diaclasas que resulten del intemperismo superficial, glaciación, o fallas de talud (Nota: estas últimas diaclasas sí son importantes para la estabilidad de los portales y primeros metros de túnel, y para túneles situados relativamente cerca de laderas o pendientes).

Inténtese identificar sistemas o familias de diaclasas y anótese y dibújense sus tendencias. Préstese atención y regístrense espaciamientos de diaclasas, extensión lateral y vertical del diaclasado en cada sistema, rugosidad o planaridad de las diaclasas, y relativa persistencia de sistemas de diaclasas que se intersecten.

Los datos deberán pasarse a representaciones estereocográficas adecuadas. El análisis estadístico por computadora a veces ayuda en el estudio de los datos sobre diaclasas.

c. En rocas plegadas anótese el tipo de pliegues y préstese especial atención al movimiento o desplazamiento de capas adyacentes, el desarrollo de

- fracturas en las crestas, en los valles y en los , así como el - comportamiento de capas menos competentes entre capas más competentes.
- V. Inténtese evaluar las condiciones del agua subterránea. Localícese, mápéese y estímese la cantidad de agua que aflora de manantiales. Hágase especial mención de los manantiales termales que pueden revelar altas -- temperaturas a profundidad. Evalúese, hasta donde sea posible, la permeabilidad secundaria relacionada con fracturas y disolución de calizas.
- VI. Estímense las posibilidades de gas a profundidad. Préstese especial --- atención a la eventual presencia de gas metano explosivo en o derivado - lutitas o calizas carboníferas. El bióxido de carbono viene por lo común asociado con manantiales, en zonas de actividad volcánica, y puede estar presente en grandes cantidades a profundidad.
- VII. Estímense las temperaturas de la roca al nivel del túnel. Las altas tem peraturas están muy localizadas generalmente en zonas de reciente acti-- vidad volcánica u orogénica, y pueden detectarse por manantiales terma-- les en superficie.
- VIII. Localícese áreas donde las prospecciones geofísicas y los barrenos con-- muestreo pueden contribuir al mejor conocimiento de la geología de la ro ca basal y a correlacionar los resultados con otros datos del estudio -- geológico.

TABLA 6. RESUMEN DE METODOS GEOFISICOS DE PROSPECCION A PROFUNDIDAD.

- I. Métodos Sísmicos que utilizan temblores artificialmente inducidos, por lo general por medio de explosivos o de impactos de masas pesadas.
  - A. Método de refracción
  - B. Método de reflexión (grandes profundidades; exploración petrolera)
- II. Métodos de gravimetría que miden variaciones en el campo gravitacional terrestre relacionadas con la estructura geológica subterránea.
- III. Métodos de Magnetometría que miden variaciones o contrastes en la susceptibilidad magnética de las rocas.
- IV. Métodos Eléctricos.
  - A. Métodos que miden potenciales naturales o espontáneos
  - B. Métodos que miden caída de potencial en la corriente transmitida entre electrodos.
  - C. Métodos que miden distorsiones o anomalías en campos eléctricos o magnéticos naturales o inducidos.
- V. Métodos basados en la medición de la radioactividad de las rocas.
- VI. Métodos que registran anomalías en la recepción de ondas electromagnéticas (ondas de radio) transmitidas desde fuentes emisoras introducidas en barrenos.

TABLA 7. (F. Press 1966)

Algunas velocidades de ondas sísmicas longitudinales (de compresión) en materiales naturales.

Material	Velocidad en Km/seg.
Aluvión	0.5 - 2.1
Arcilla	1.1 - 2.5
	0.3 - 0.6
Arena	0.2 - 2.0
Tilita (glacial)	0.4 - 1.7
Granito, monzonita cuárcica, granoclorita	4.6 - 6.0
Gabro, diabasa, basalto	5.0 - 6.7
Arenisca, lutita	1.4 - 4.5
Caliza	
blanda	1.7 - 4.2
dura	2.8 - 6.4
cristalina	5.7 - 6.4
Anhidrita, yeso, sal	3.5 - 5.5
Pizarra	3.5 - 4.4
Esquisto y gneiss	3.5 - 7.5

Niveles de confiabilidad en la proyección a profundidad o lateralmente de los rasgos geológicos observados en superficie.

- I. Proyección con la máxima confiabilidad.
  - A. Fallas aisladas y marcadas, zonas de falla o zonas diaclasadas con fronteras planas y bien acusadas de rumbo y echado conocidos por haberse medido en afloramientos o en barrenos.
  - B. Estratos sedimentarios no plegados y no fallados de espesor constante cuyos detalles estratigráficos están disponibles en los exámenes de superficie o bajo superficie.
  - C. Coladas de lava o de materiales piroclásticos en las que los espesores de las capas individuales no varían apreciablemente de un lugar a otro.
  - D. Grandes intrusiones ígneas monolíticas, particularmente grandes-cuerpos de granito.
  
- II. Proyecciones con apreciable confiabilidad.
  - A. Fallas maestras de tendencias conocidas en regiones de complejidad geológica moderada.
  - B. Sistemas de diaclasas asociados a fallas maestras.
  - C. Conjuntos de rocas sedimentarias, rocas piroclásticas o coladas de lava falladas o plegadas pero con actitudes claramente entendibles, de espesor constante y cuya geometría de plegamientos y fallas es conocida.
  - D. Conjuntos de rocas metamórficas gruesas, no fallados o moderadamente fallados, de estructura regional conocida.
  
- III. Proyecciones con cierta reserva respecto a la precisión de la proyección.
  - A. Falla secundaria en áreas de afallamiento complejo.
  - B. Sistemas de diaclasas asociados de fallas subsidiarias o secundarias.
  - C. Rocas estratificadas plegadas o falladas en las que la geometría de fallas y fracturas es conocida sólo parcialmente.
  - D. Conjuntos de rocas estratificadas con discordancias angulares.
  - E. Conjuntos de rocas estratificadas altamente lenticulares.
  - F. Intrusiones ígneas transversales como diques y "stocks"

- G. Intemperización localizada a lo largo de zona de fracturamiento.
- H. Alteración destructiva a profundidad por soluciones templadas a calientes 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.



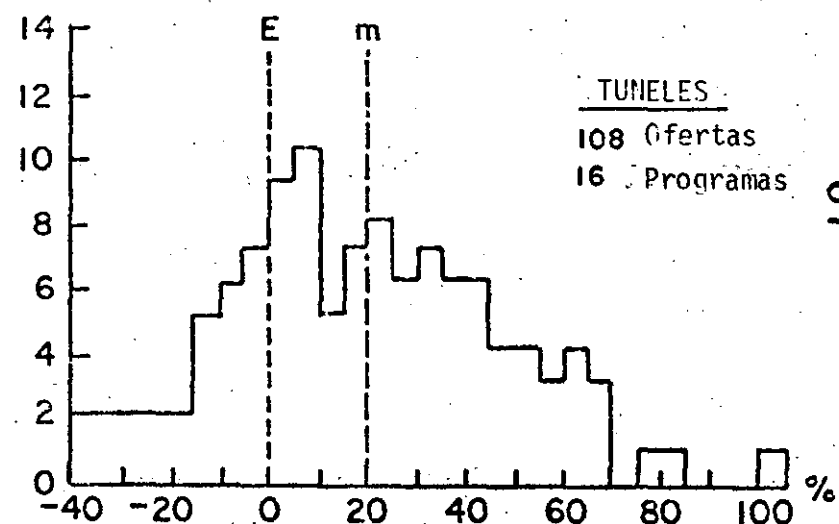
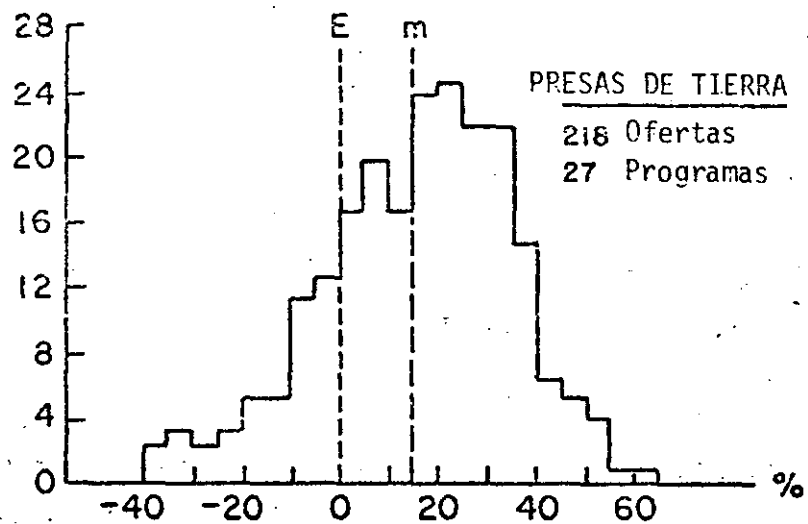
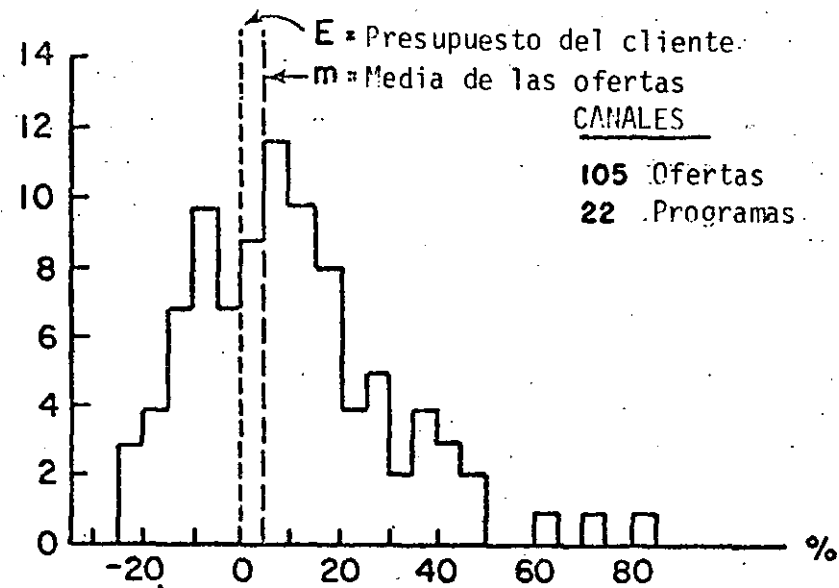
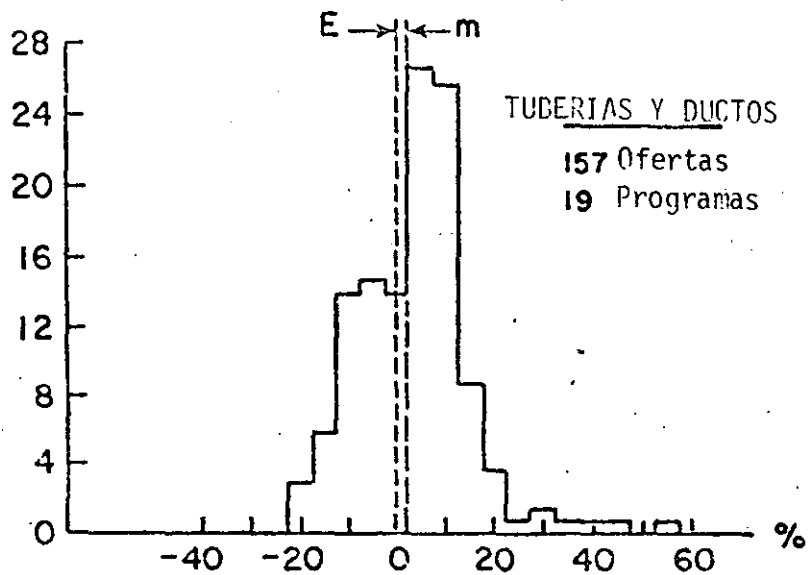


Fig. 1 Datos de Ofertas para concursos de obras de Construcción Pesada de cuatro tipos (Proyectos de Bureau of Reclamation 1965-1970)

Los histogramas muestran el número de ofertas contra las diferencias en porciento respecto al presupuesto del cliente.

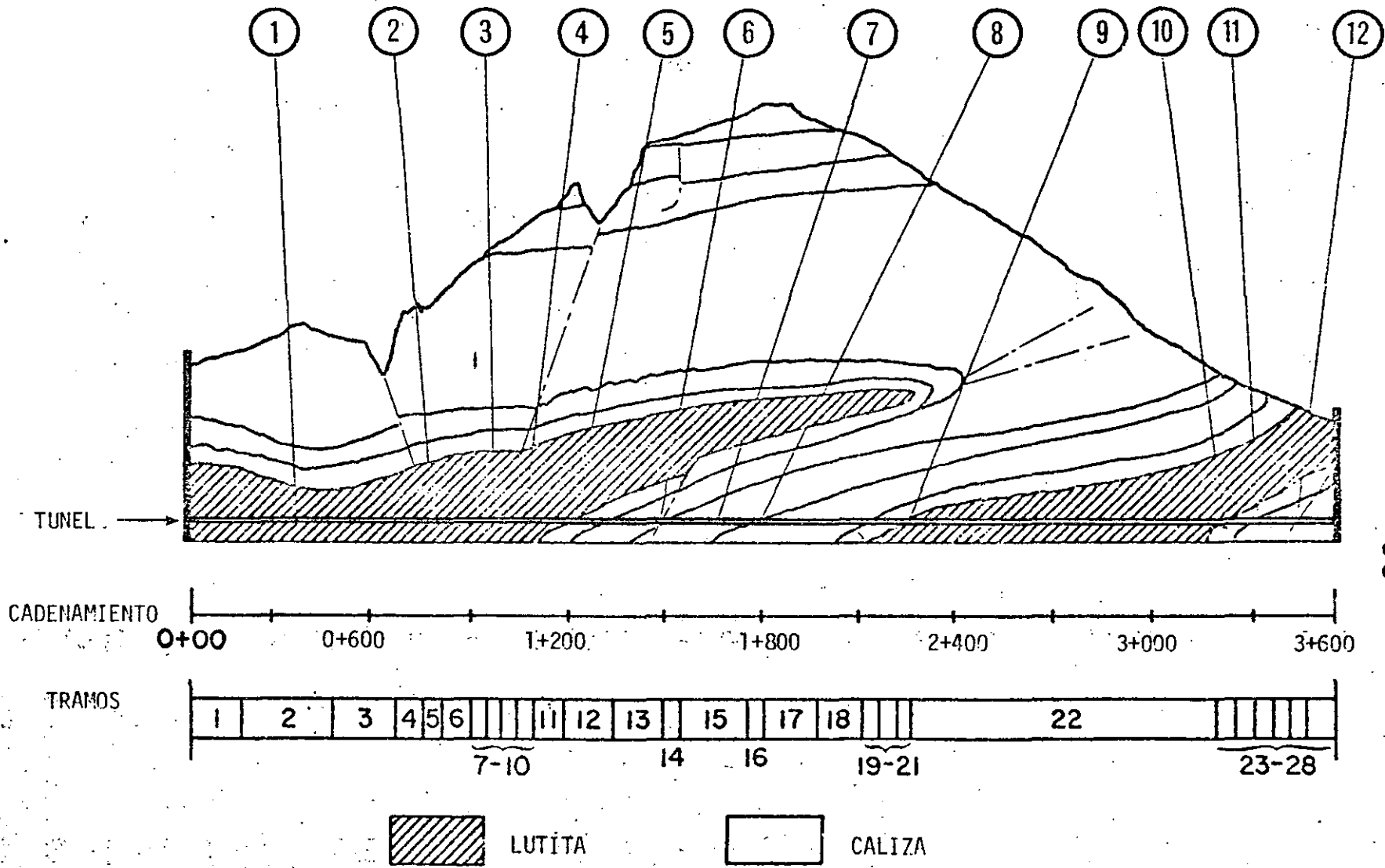


FIGURA 3. Ejemplo de Túnel por similar

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

68

68

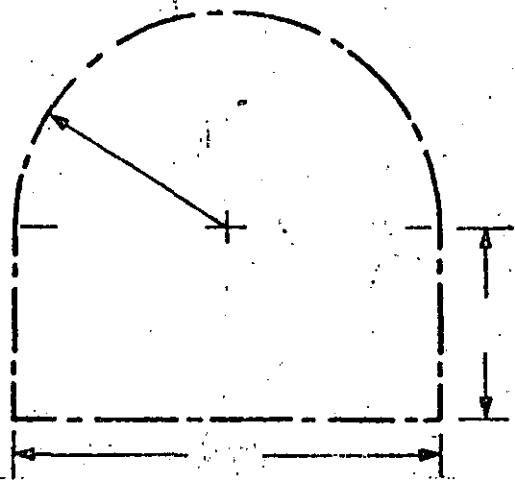


TABLE 2. IDENTIFICATION OF GEOLOGIC UNCERTAINTY

1. Possibility of limestone beds dipping to alignment depth.
2. Possibility of severe fault zone; width of zone uncertain.
3. Possibility of less severe fault zone; width uncertain.
4. Possibility of fault zone; possibility of fracturing in shale due to boundary effects; possibility of underlying limestone present at tunnel depth.
5. Uncertain location of shale-limestone boundary.
6. Uncertain location of transition to cherty limestone.
7. Limestone interbedded with shale that has high probability of occurring as clay seams.
8. Uncertain location of transition to more intact limestone.
9. Uncertain location of limestone-shale boundary.
10. Uncertain thickness of shale stratum.
11. Uncertain characteristics of limestone.
12. Possibility of fault zone.

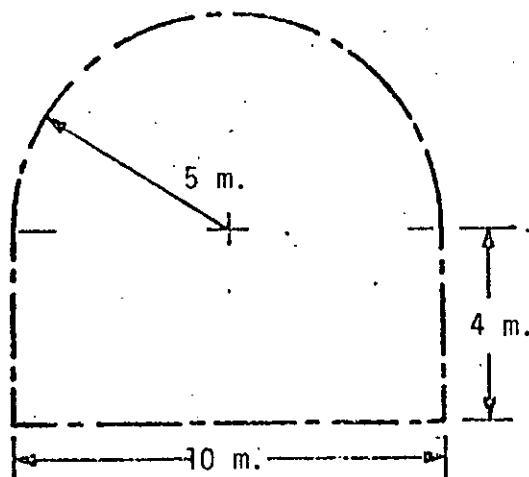


Figura 4. Sección recta del túnel.

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

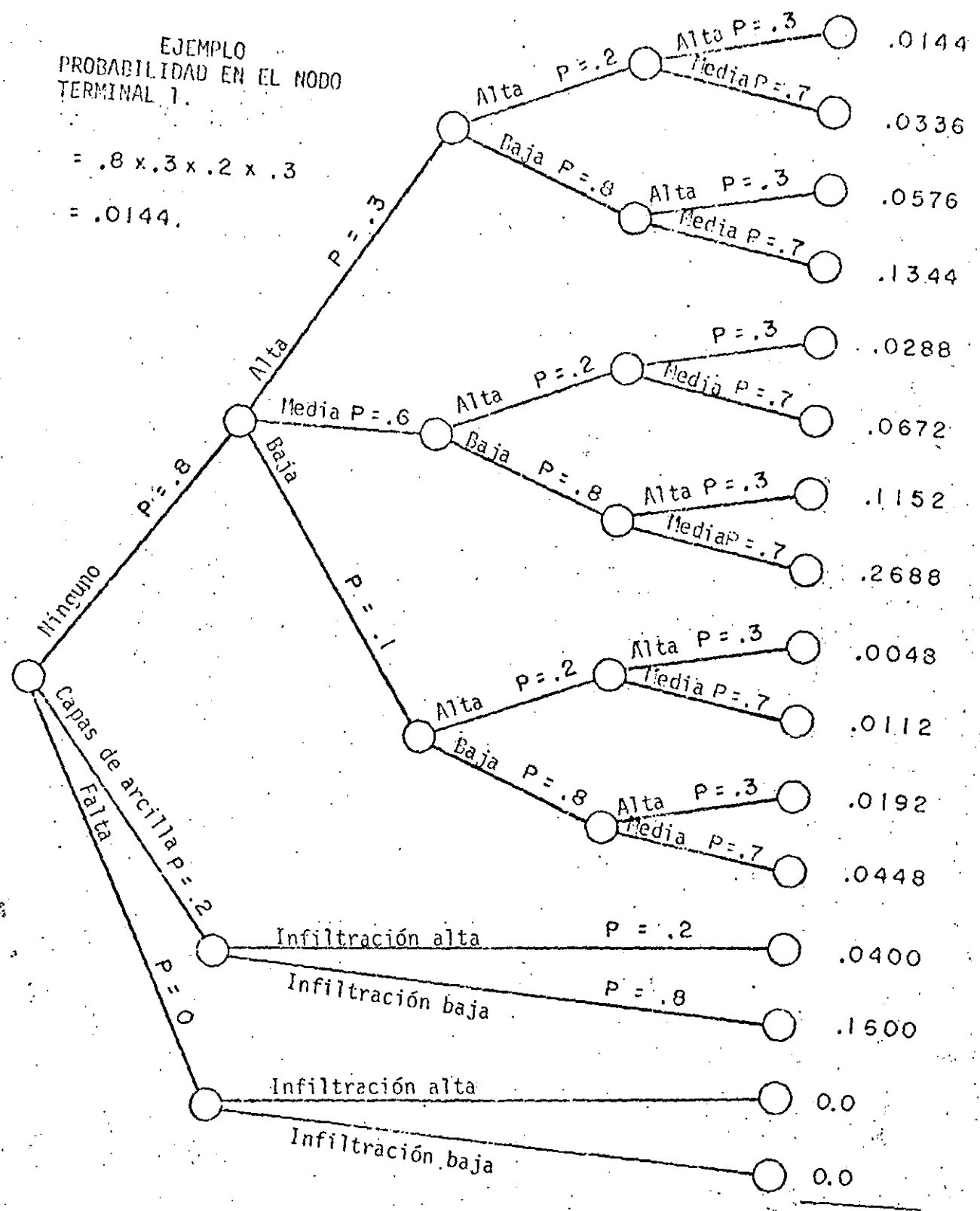
RESISTENCIA

NODOS TERMINALES

EJEMPLO  
PROBABILIDAD EN EL NODO  
TERMINAL 1.

$$= .8 \times .3 \times .2 \times .3$$

$$= .0144.$$



TOTAL 1.0

FIG. 5. Asignación de Probabilidades a las Descripciones y Estados Geológicos

(Moavenzadeh, MIT 1974)

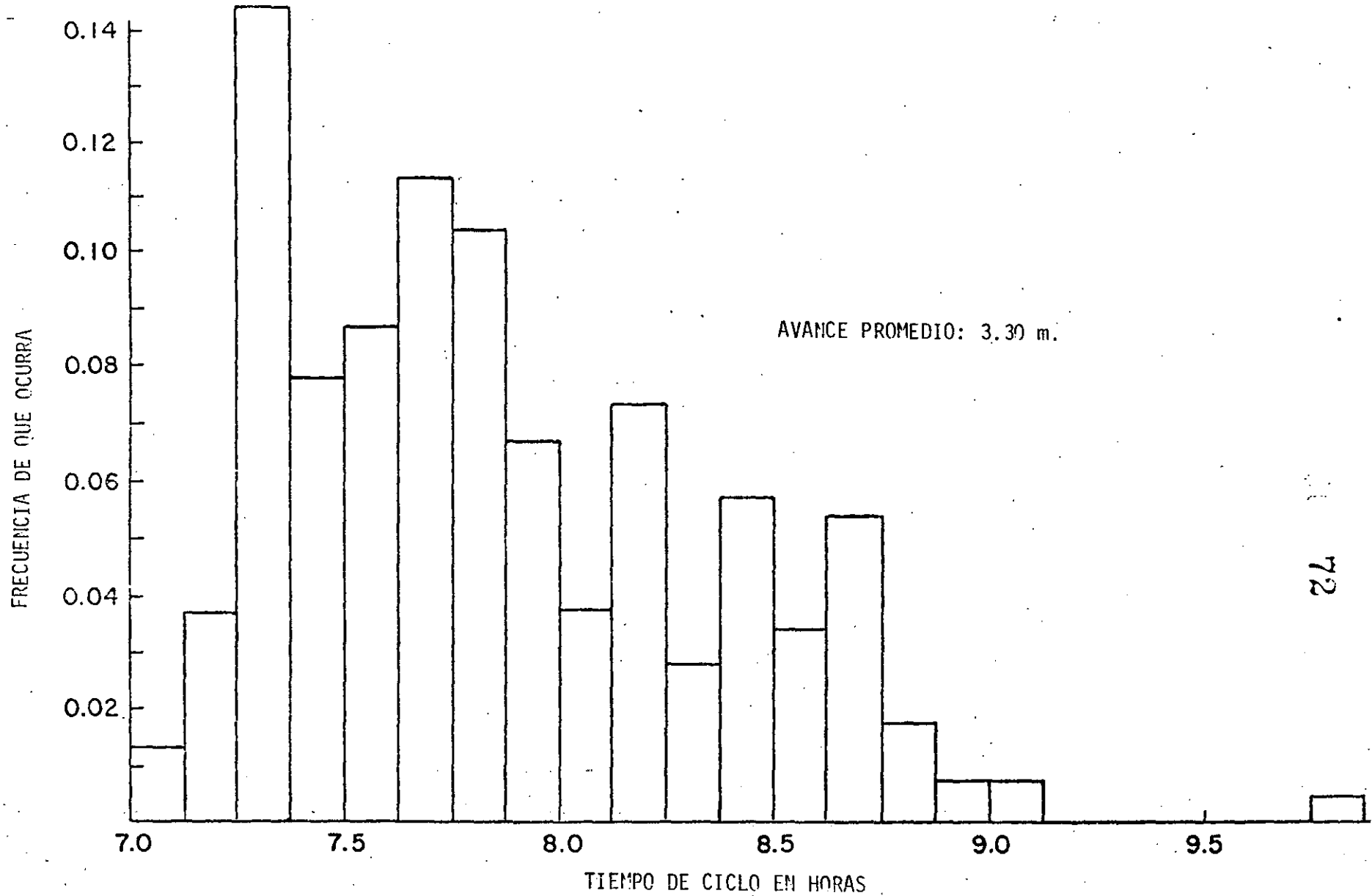


Figura 6. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo.  
Condiciones favorables

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

72

71

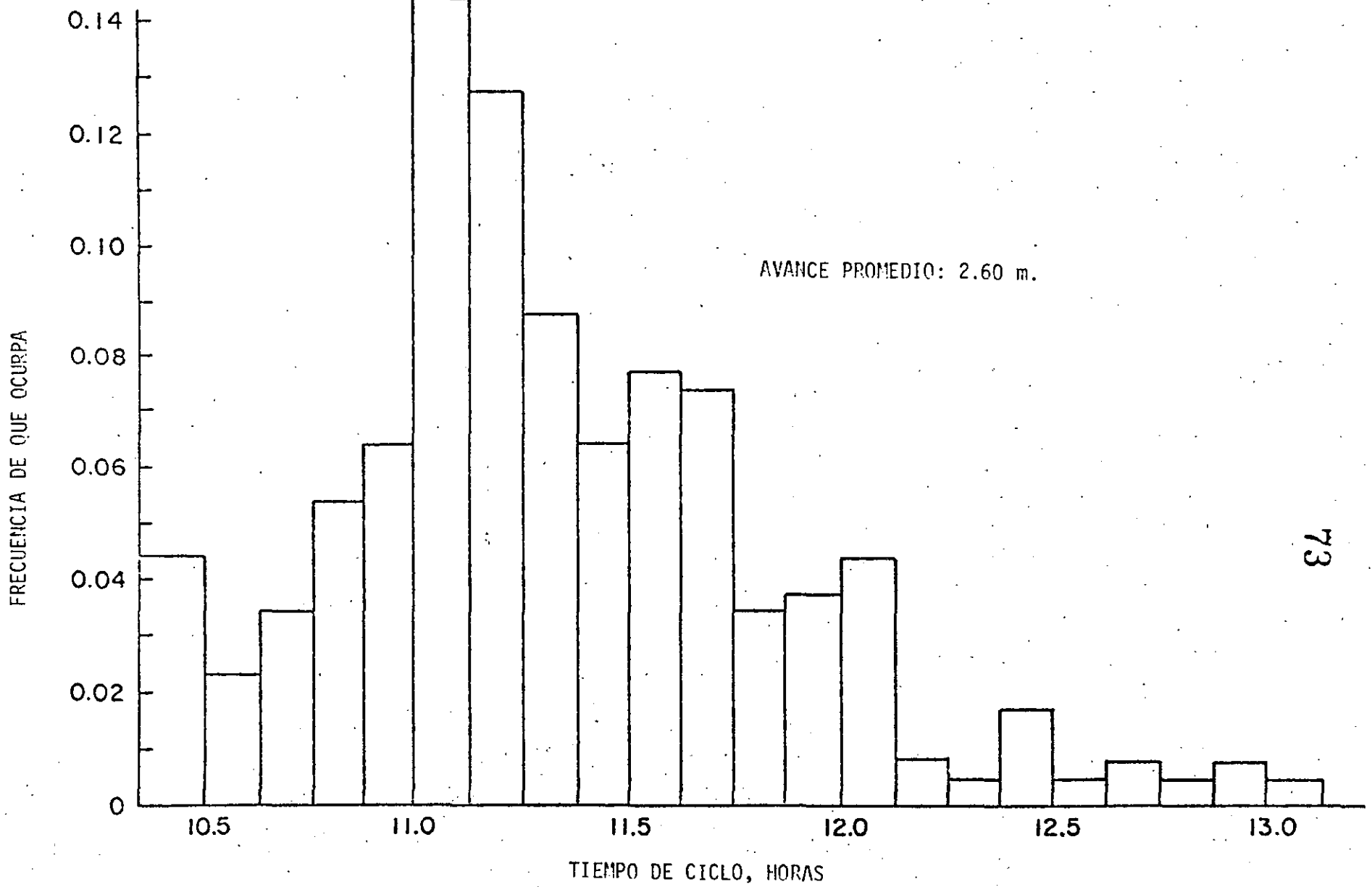
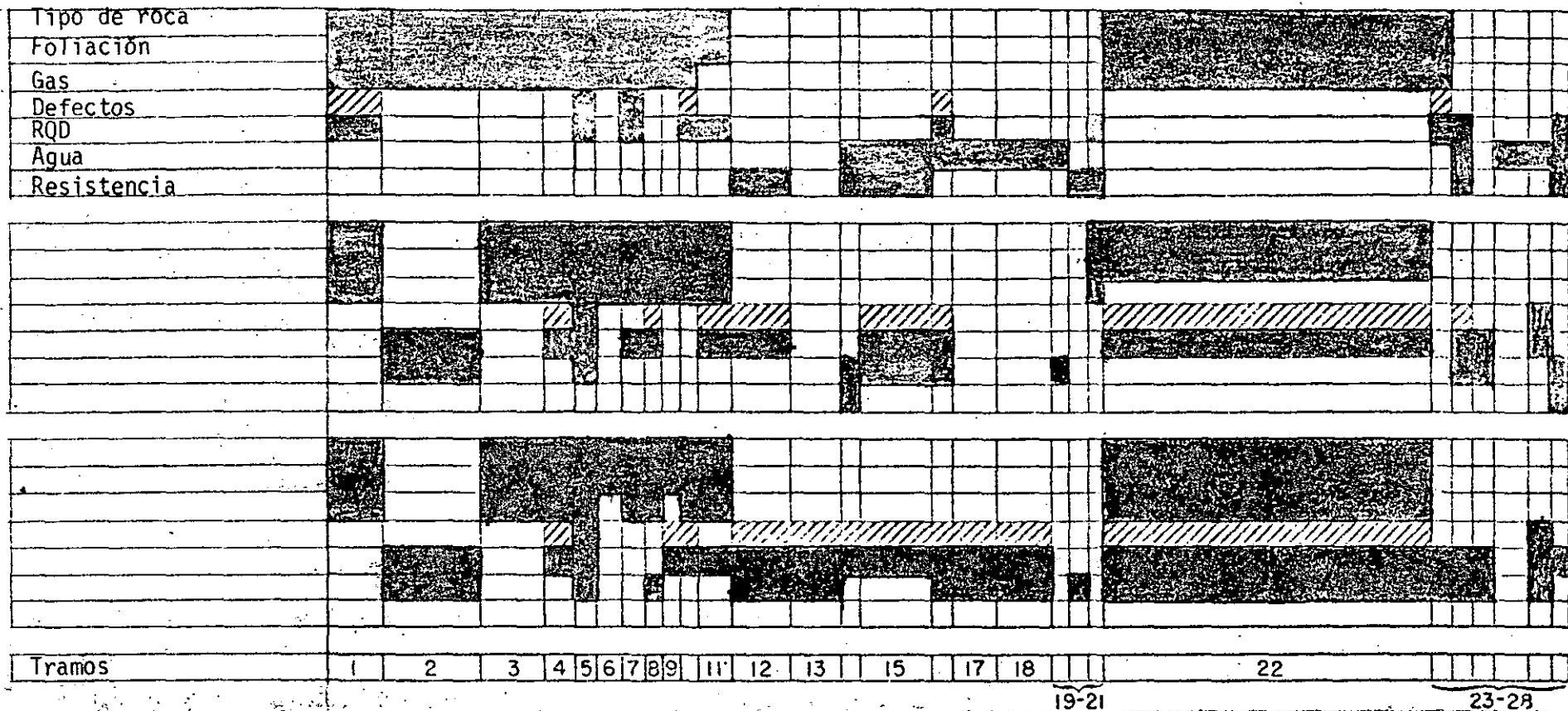


Figura 7. Distribución del Tiempo de Ciclo Bajo Condiciones Adversas

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

73

72



PARAMETROS GEOLOGICOS

- Tipo de roca
- Foliación
- Gas
- Defectos
- RQD
- Agua
- Resistencia a la compresión

LAS AREAS BLANCAS SIGNIFICAN

- Caliza
- No foliada
- No hay
- 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

Fig. 8. Resultados de tres simulaciones geológicas (Moavenzadeh, MIT, 1974.)

74

73



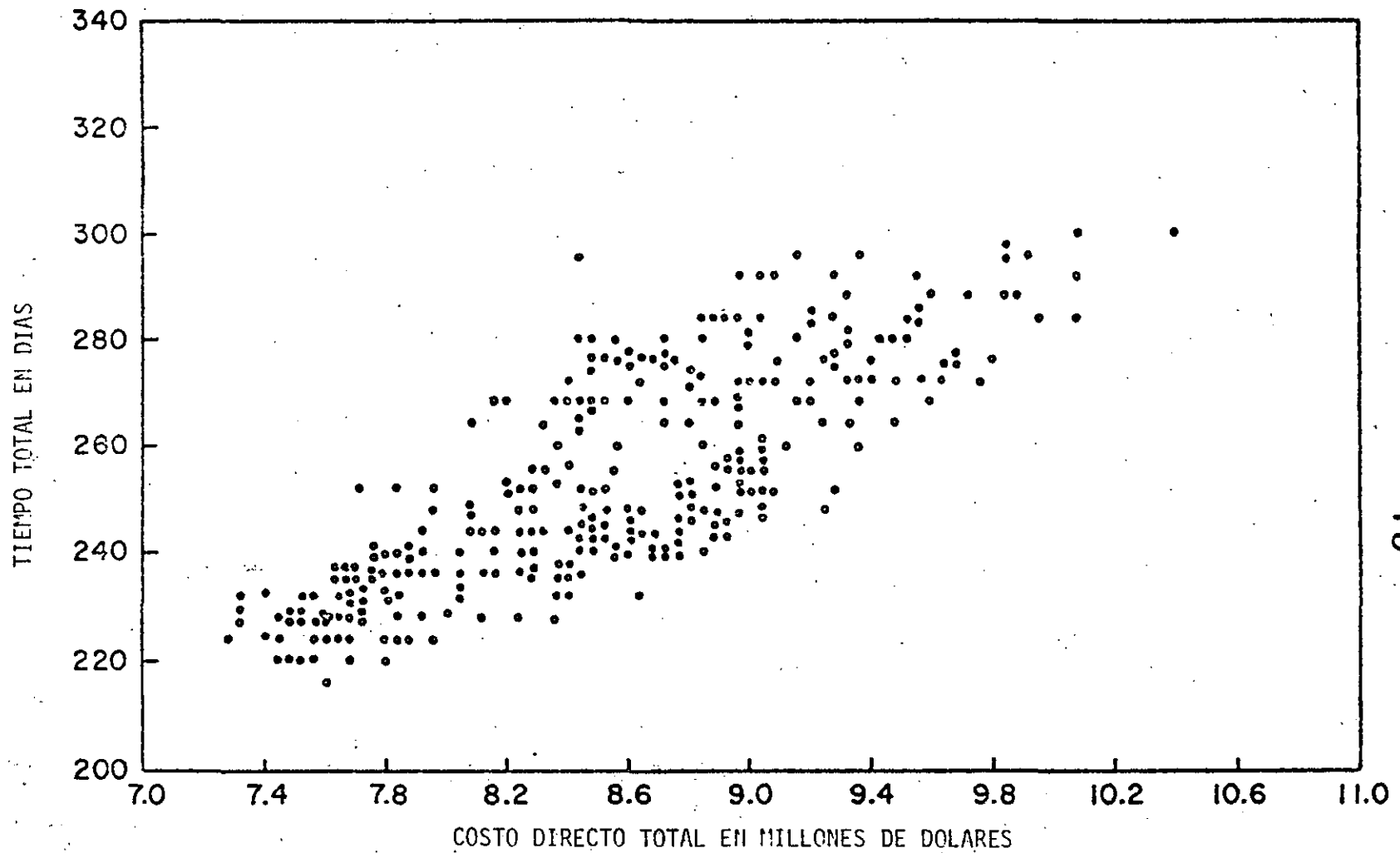


Fig. 9. Diagrama de Costo.- Tiempo  
Resultados de 300 Simulaciones de Tünelo

(Moavenzadeh, MIT, 1974)

75

74

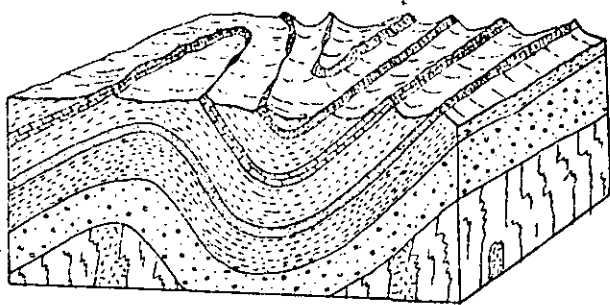


Fig. 10  
C. Paisaje formado por la erosión de anticlinales y sinclinales en rocas sedimentarias. (Wahlstrom, 1973)

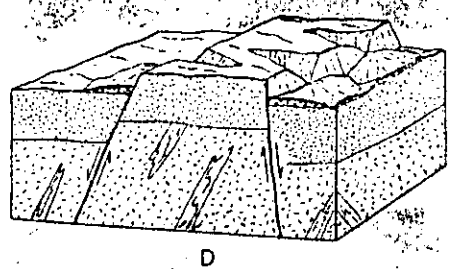
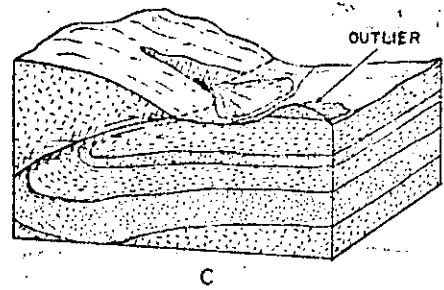


Fig. 10 A. Escarpe lineal de falla desarrollado por erosión a lo largo de una falla de corrimiento. Nótese el afloramiento de roca dura aislado por la erosión.  
B. Pilar tectónico (Horst) con valles de arroyos labrados en el bloque levantado. (Wahlstrom, 1973)

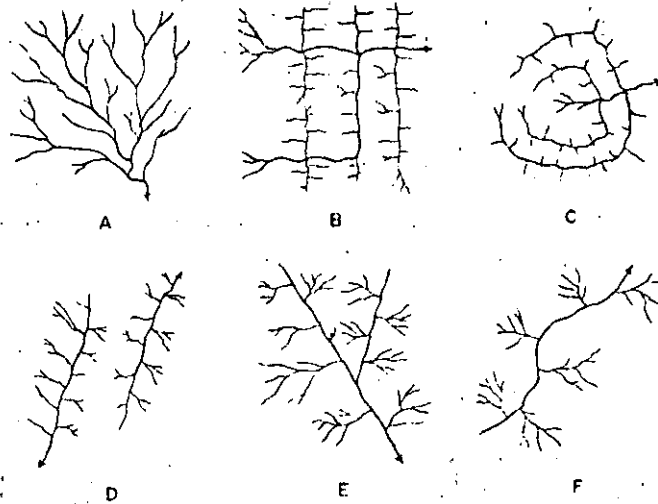


Fig. 11. Algunas redes de drenaje. A Red de drenaje dendrítico desarrollada por erosión de rocas de casi igual resistencia a la erosión. B. Drenaje en escalera en rocas estratificadas plegadas o falladas. Los arroyos se encuentran entre las costillas paralelas. C. Drenaje anular desarrollado sobre un domo en rocas estratificadas. D. Red de drenaje asociada a plegamientos 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)

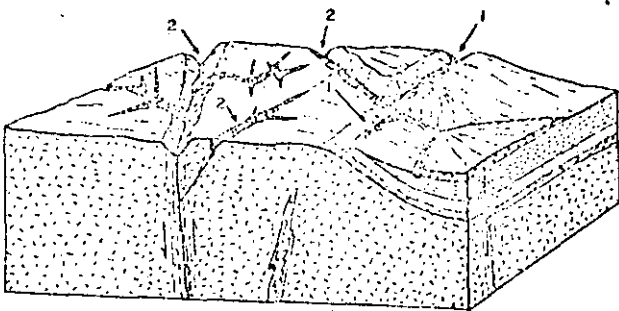
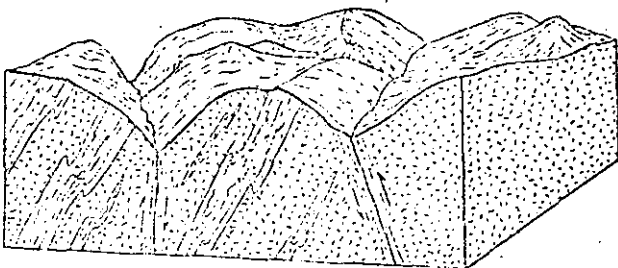


Fig. 11 E. Valles lineales cortados por arroyos en zonas de falla y en rocas blandas sedimentarias.

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 \_\_\_\_\_

Elevación \_\_\_\_\_  
 Profundidad \_\_\_\_\_  
 Litología \_\_\_\_\_  
 Estructura y discontinuidades \_\_\_\_\_  
 Orientaciones \_\_\_\_\_

Ninguno \_\_\_\_\_  
 Ligero \_\_\_\_\_  
 Moderado \_\_\_\_\_  
 Intenso \_\_\_\_\_

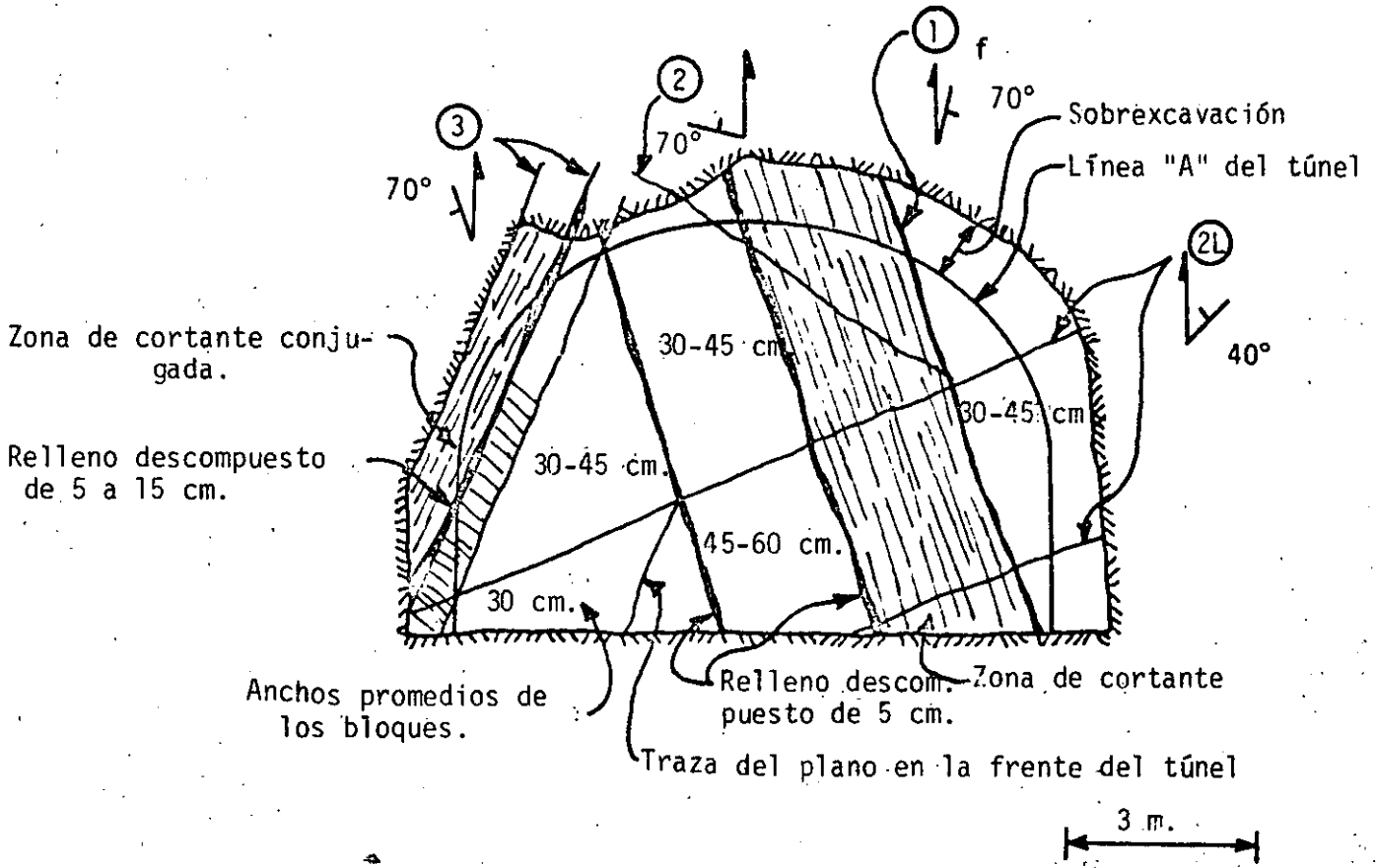
Porcentaje de recuperación y Índice de Calidad de la Roca \_\_\_\_\_  
 Condiciones del agua subterránea. \_\_\_\_\_  
 Anotaciones del perforista. \_\_\_\_\_

Leyenda  
 Litología

Descripción de intemperismo  
 Ninguno  
 Ligero  
 Moderado  
 Intenso

Discontinuidades

Fig. 12. Forma de registro de un barreno con recuperación de muestras (núcleos, corazones) (Cording, 1975)



Dirección de avance  
 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: \_\_\_\_\_

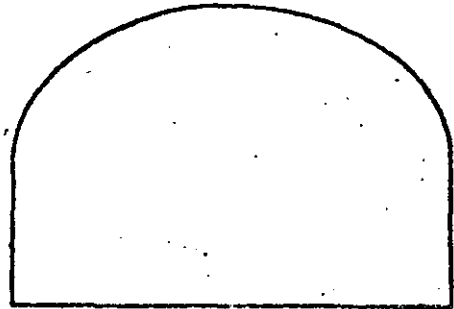
Fecha en que se instaló el ademe: \_\_\_\_\_

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.

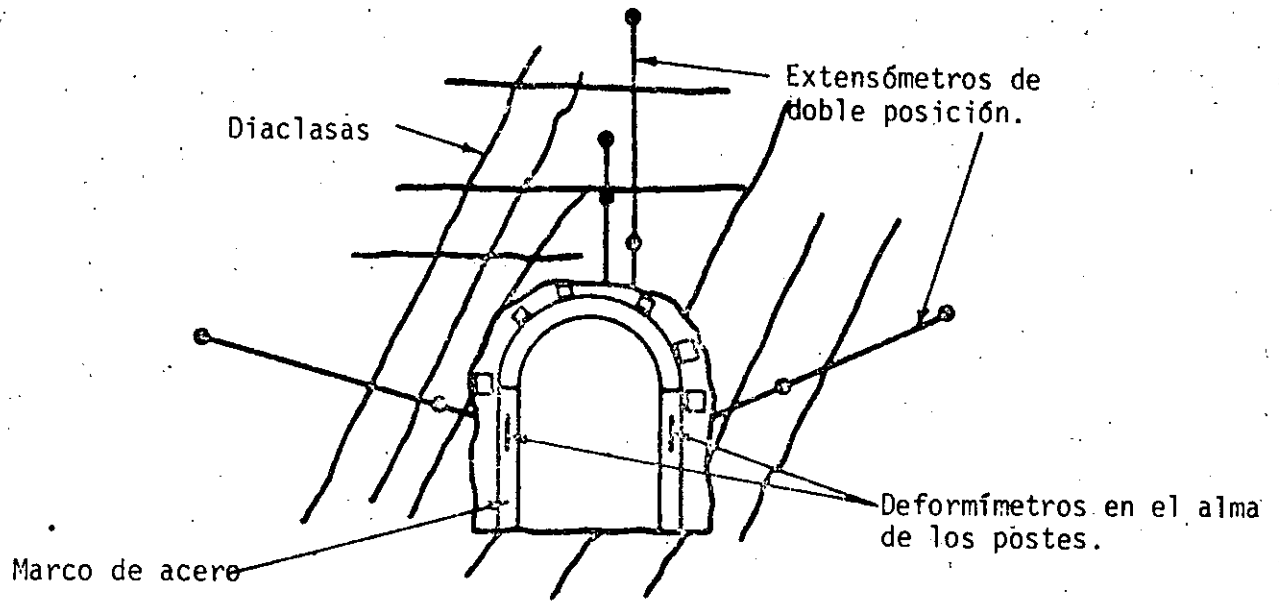


Figura 16.A. Instrumentación en un túnel profundo en roca con ademe de marcos metálicos.

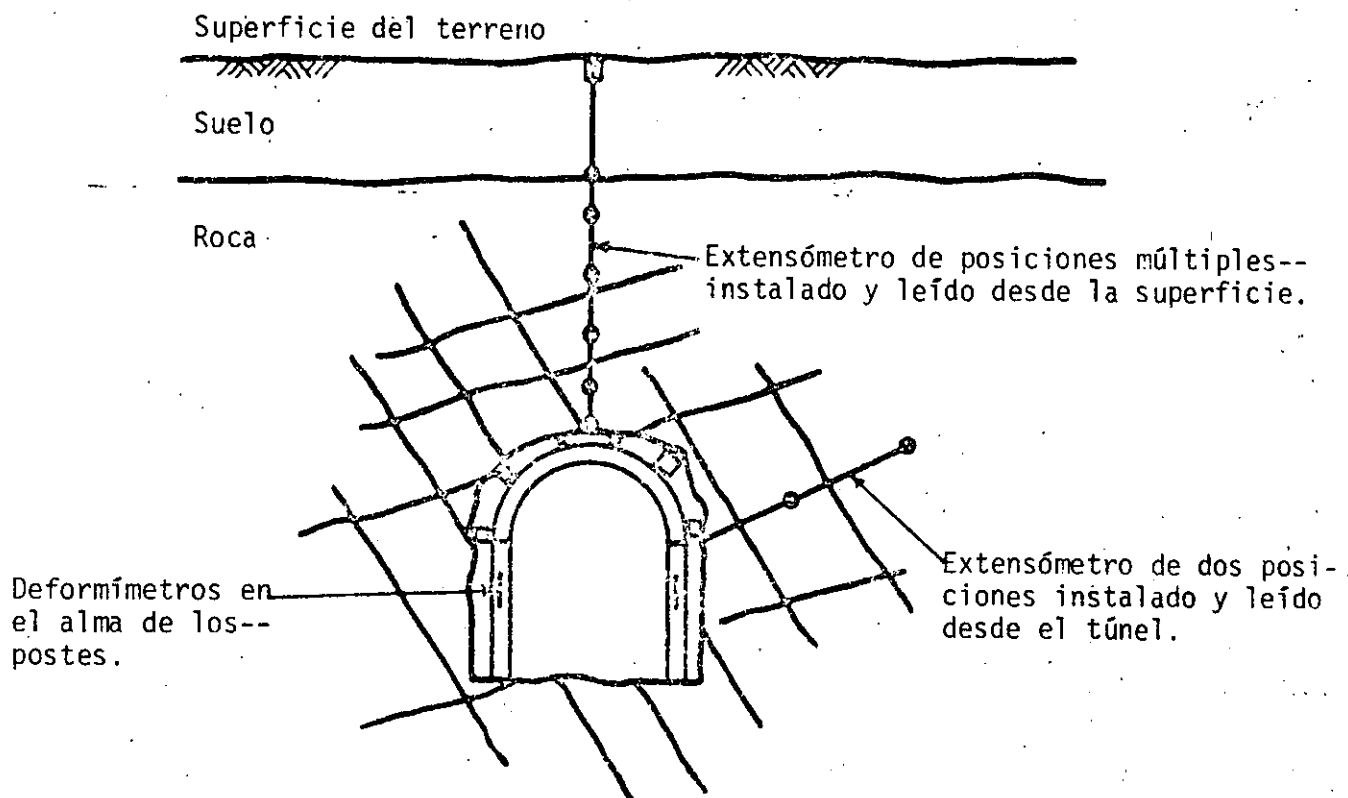


Fig. 16.B Instrumentación de un túnel poco profundo en roca, con ademe de marcos metálicos.

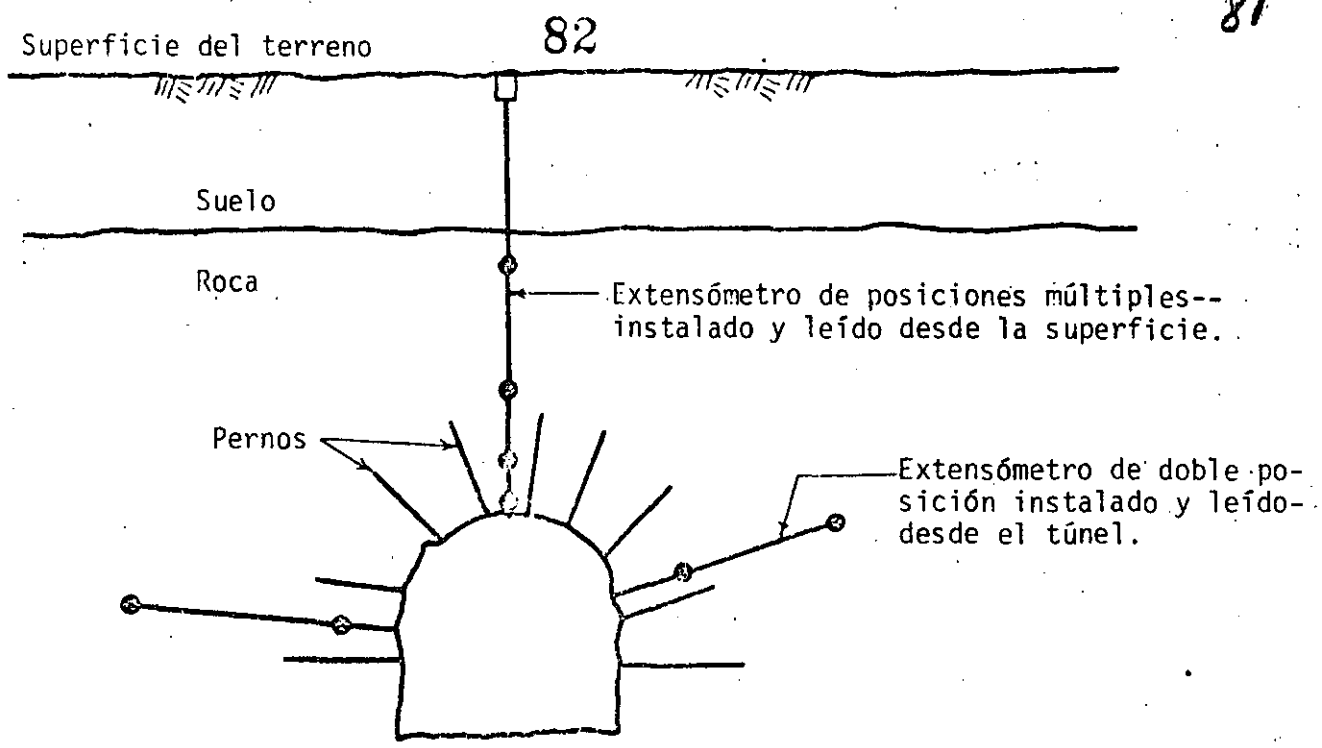


Fig. 17A. Instrumentación de un túnel somero en roca, ademado con pernos

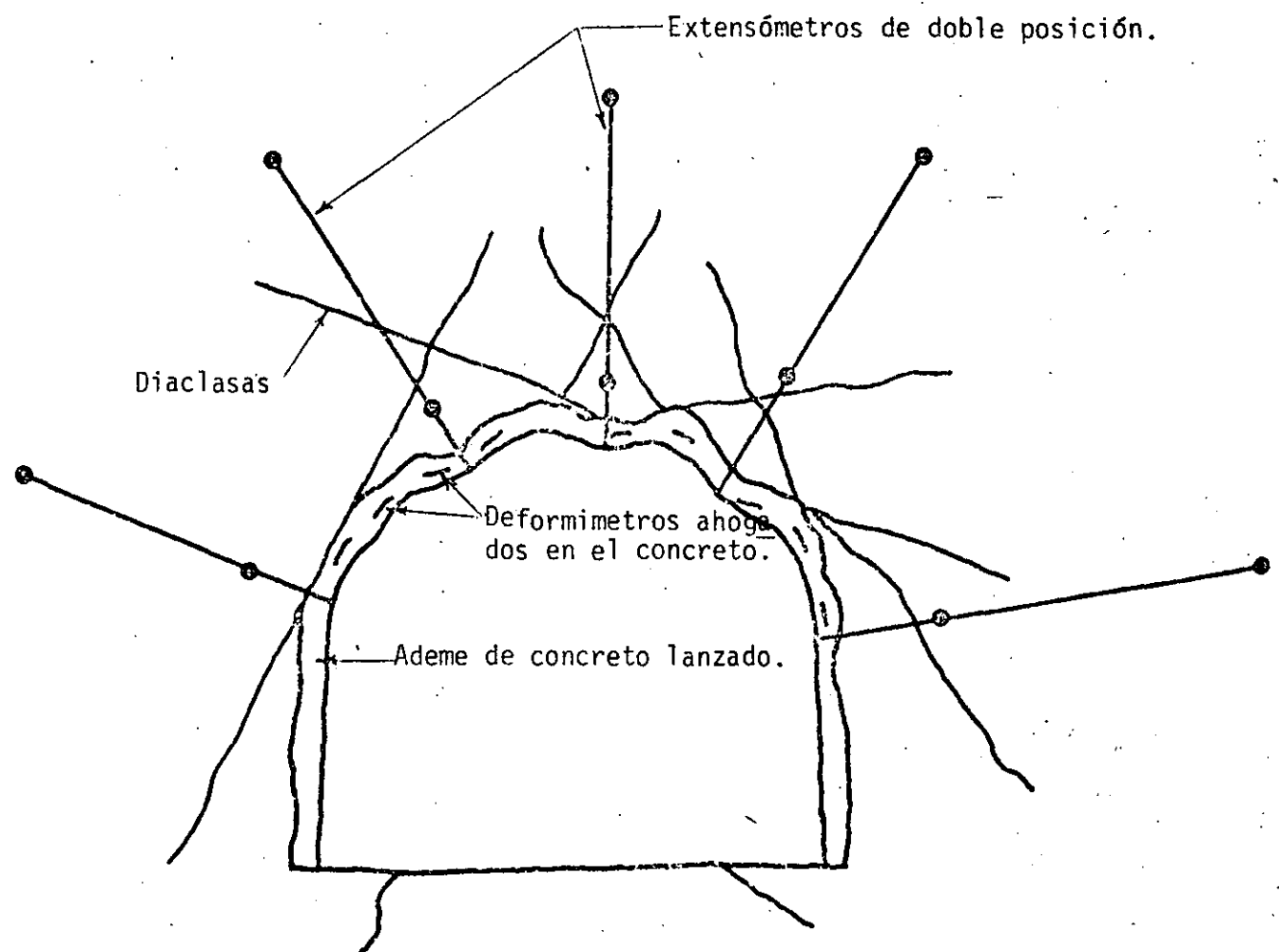


Fig. 17B. Instrumentación para un túnel ademado con concreto lanzado. (Cording, 1975)



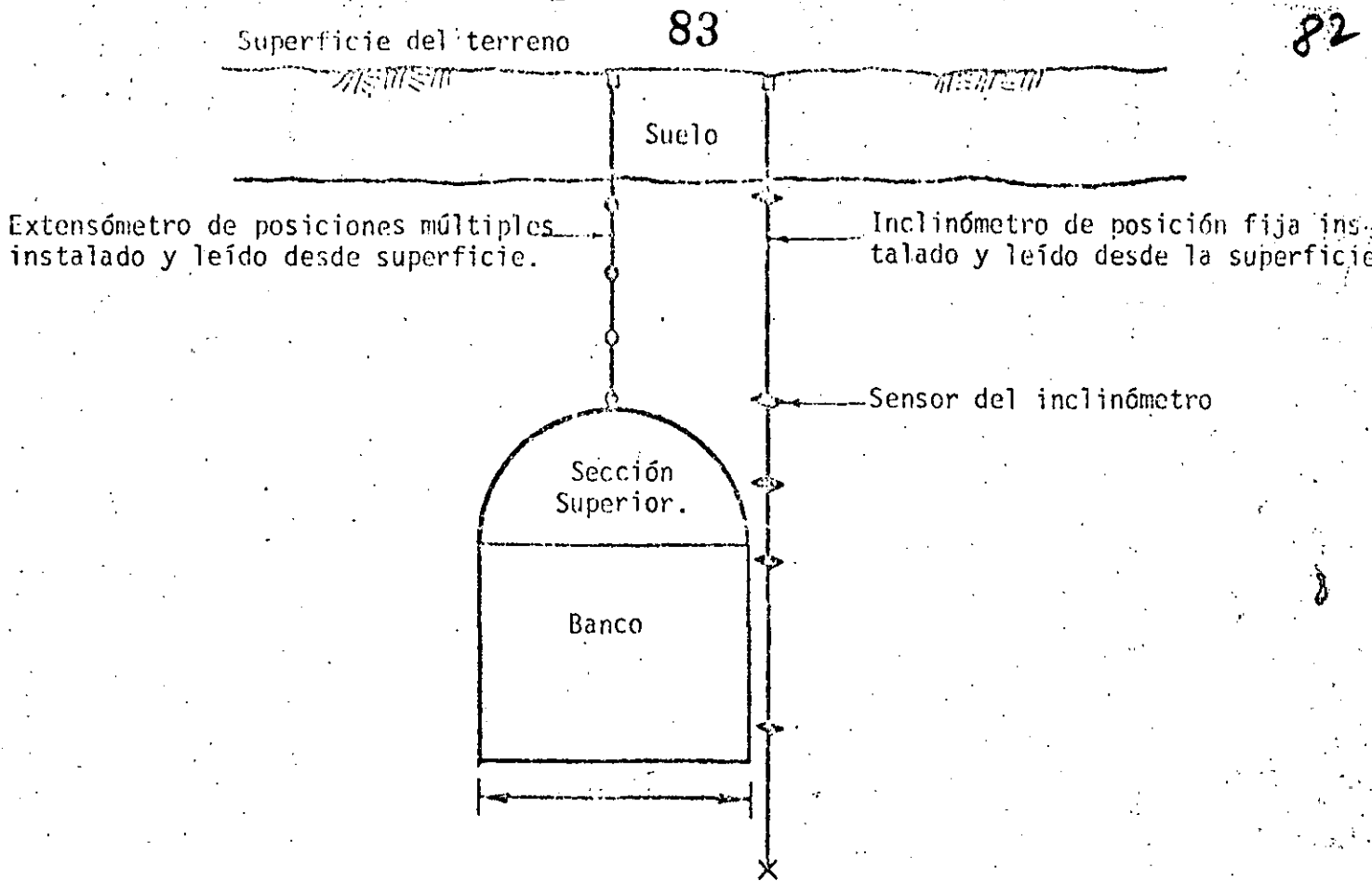


Fig. 18A. Instrumentación para un túnel somero en roca, con paredes altas.

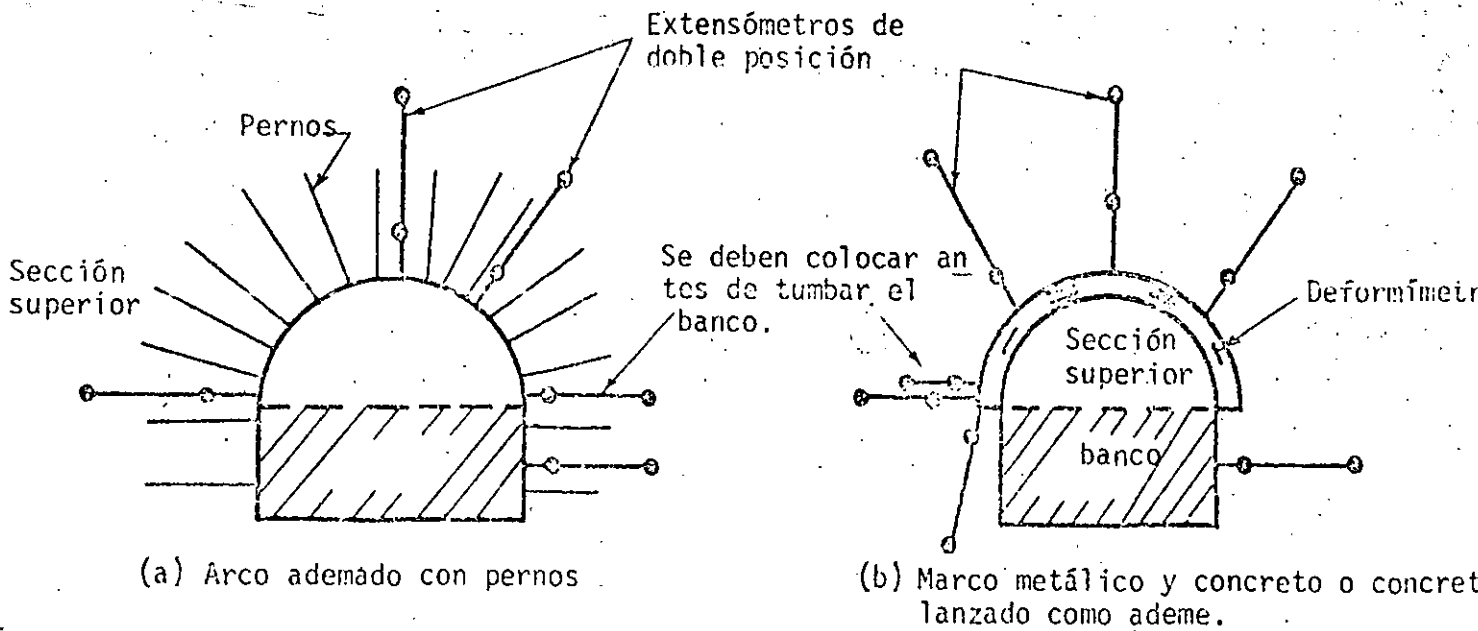
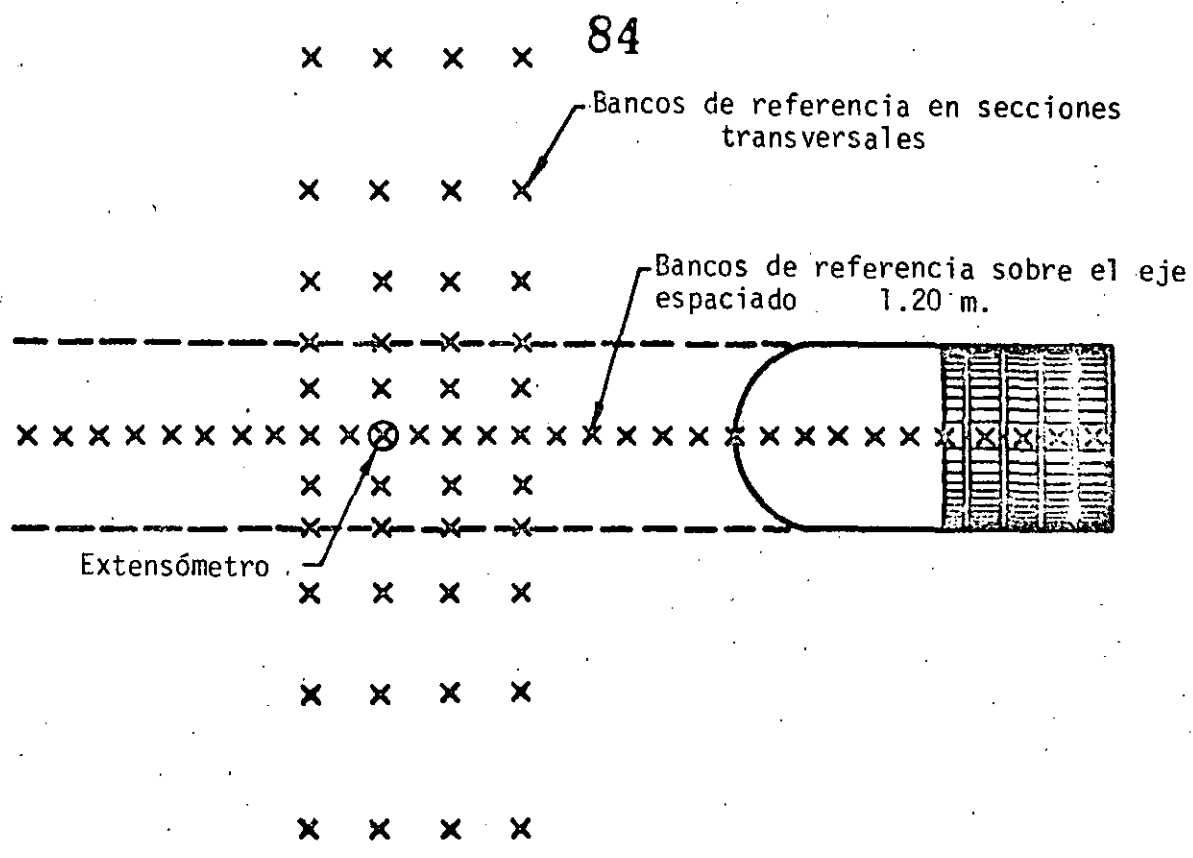
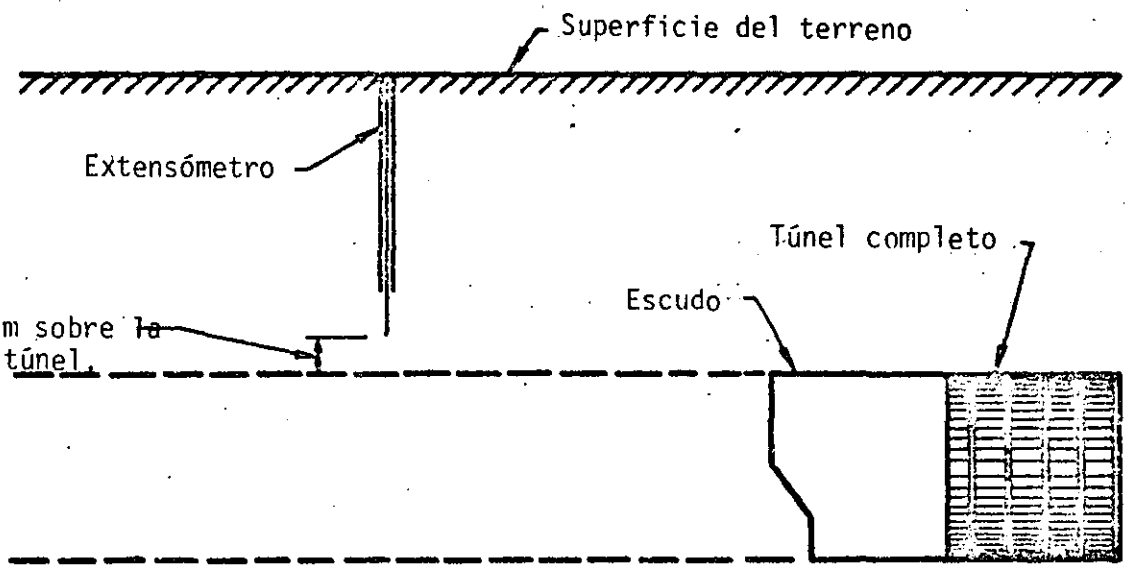


Fig. 18B. Instrumentación para medir el comportamiento de una excavación en sección superior y banco.

(Cording, 1975)



Planta



Perfil

Fig. 19. Instrumentación sencilla para detectar el origen de la pérdida de suelo, en un túnel excavado con escudo.

(Cording, 1975)

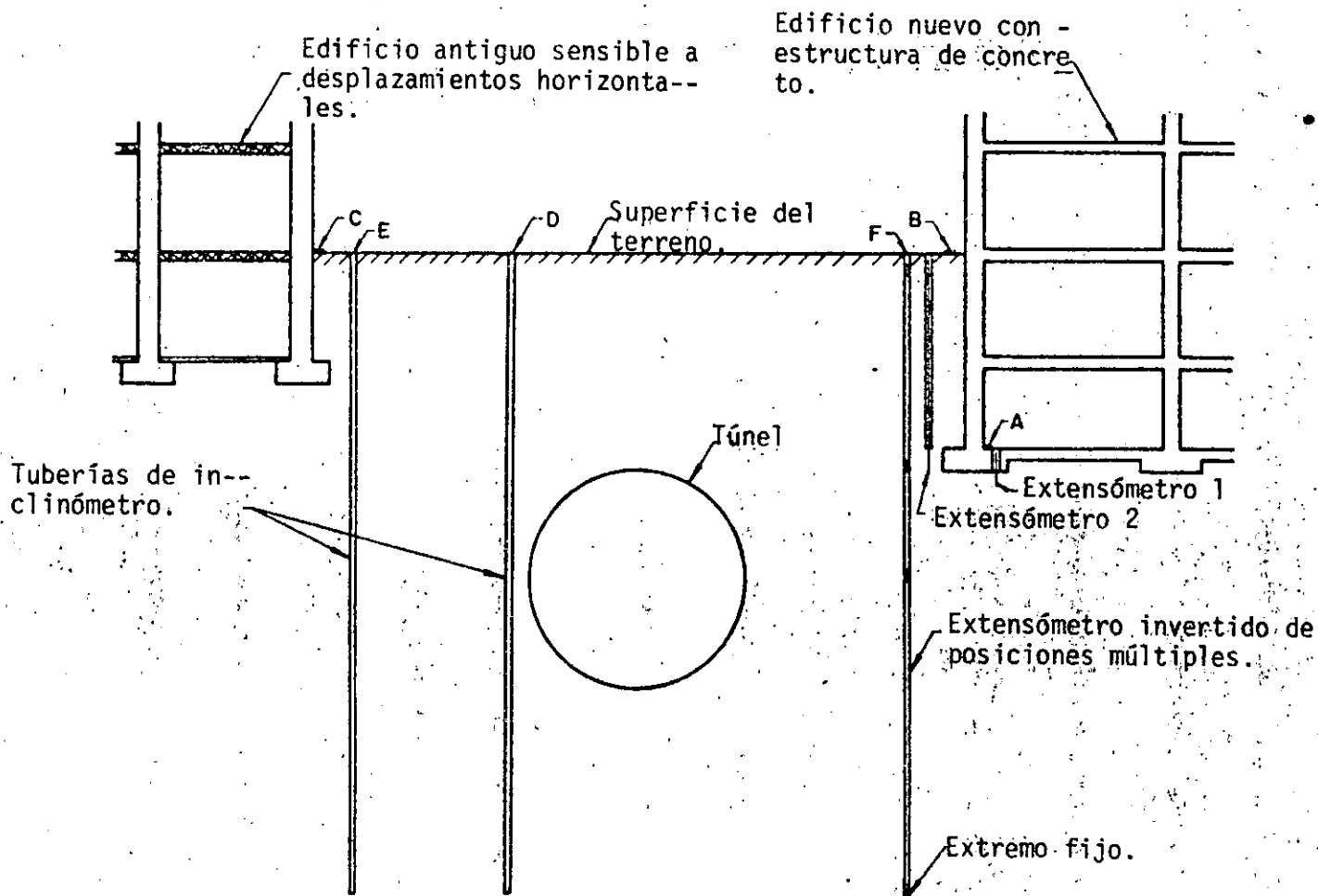


Fig. 20. Instrumentación para túneles en suelo que puedan afectar estructuras vecinas. (Cording, 1975)

## 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 Modernos.

Lauffer

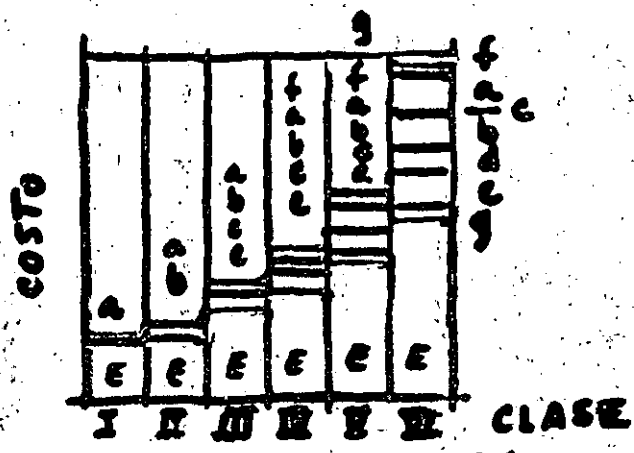
Soportes de ad  
ahogados en el rev

	Clase de terreno y soporte empleado	Tiempo puente y claro máximo	Concreto Lanzado	Anclas	Soportes de ad ahogados en el rev
A	Firme	20 años 4.0 m	No se requiere	No se requieren	No se requieren
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.	Antieconóm  ∞ ∞
C	Ligeramente desme nuzable (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 aplican do malla o capa adicional de 2cm.	Antieconóm
D	Desmenuzable (soportes ligeros)	5 horas 1.5 m	Capa de 5 a 7cm sobre ma lla principalmen te en clave	Separación de 0.7 a 1.0m, malla y concreto lan zado en capa de 3cm adicional	Ocasionalme en la misma ma que E.
E	Considerablemente desmenuzable (soportes pesados)	20 minutos 0.8 m	Capa de 7 a 15cm sobre malla.	Sólo después de aplicar en clave soportes temporales. Se paración de 0.5 a 1.2m. Concreto lanzado de 3 a 5cm.	Dovelas de con o acero detra de los marcos de acero.
F	Se produce inmediata mente presión de tierra (labestocado).	2 minutos 0.4 m	Capa de 15 a 20cm sobre ma lla soportada por marcos de acero (C.I. en frente a veces).	No debe adop tarse.	Dovelas de acero de marcos meta y tornapuntas y cación subse de concreto lan
	Se produce inmediata mente presión de tierra (labestocado).	10 seg. 0.15 m.	No debe adoptarse.	No debe adoptarse	Igual con lanzado de inme

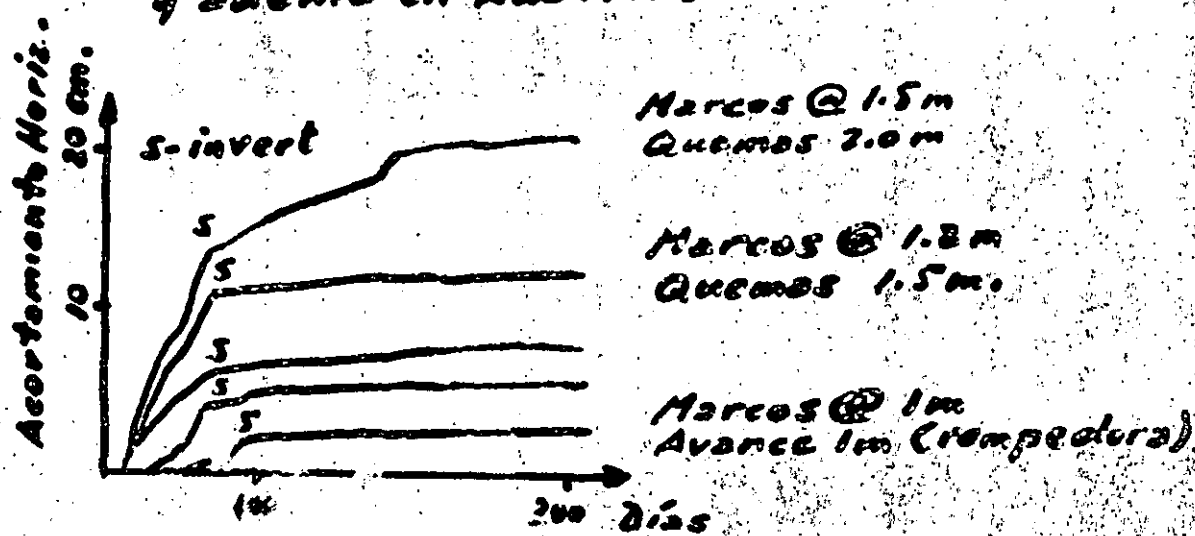
Tipo de Roca según requisitos de soporte	1	Roca Sólida	Tipo de Roca por sus características mecánicas	A Roca Sólida B Roca Friable C Roca que carga o empuja				
	2	Roca fracturada						
	3	Roca poco friable						
	4	Roca friable que empuja un poco						
	5	Muy friable o que empuja.						
	6	Roca que empuja fuerte.						
	7	Roca que fluye o se expande						
Effecto	No	No	Parcial	Inter. Libre	Inter. Libre	Inter. Libre	Inter. Libre	Inter. Libre

NATM. 89

- a. anclas
- b. C.L.
- c. malla.
- d. tablataca.
- e. marcos
- f. invert
- g. soporte frente.



Costo de excavación y edema en Austria.



Marcos @ 1.5m  
Quemas 2.0m

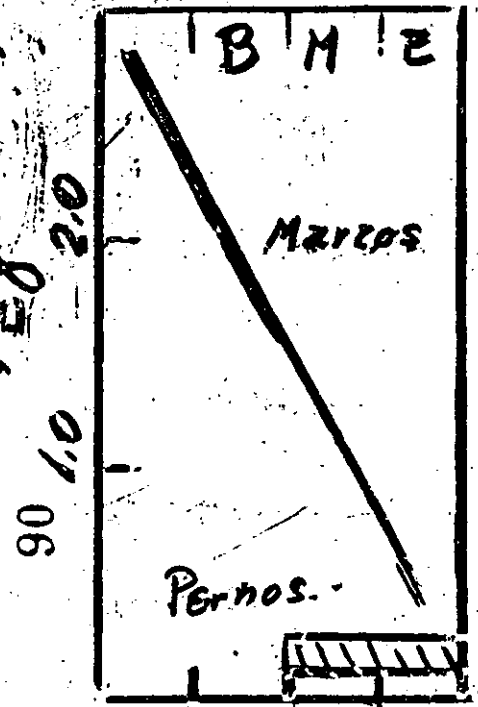
Marcos @ 1.2m  
Quemas 1.5m.

Marcos @ 1m  
Avance 1m (crompedora)

Además marcos y C.L. Misma roca.  
Radio túnel 3.75m.

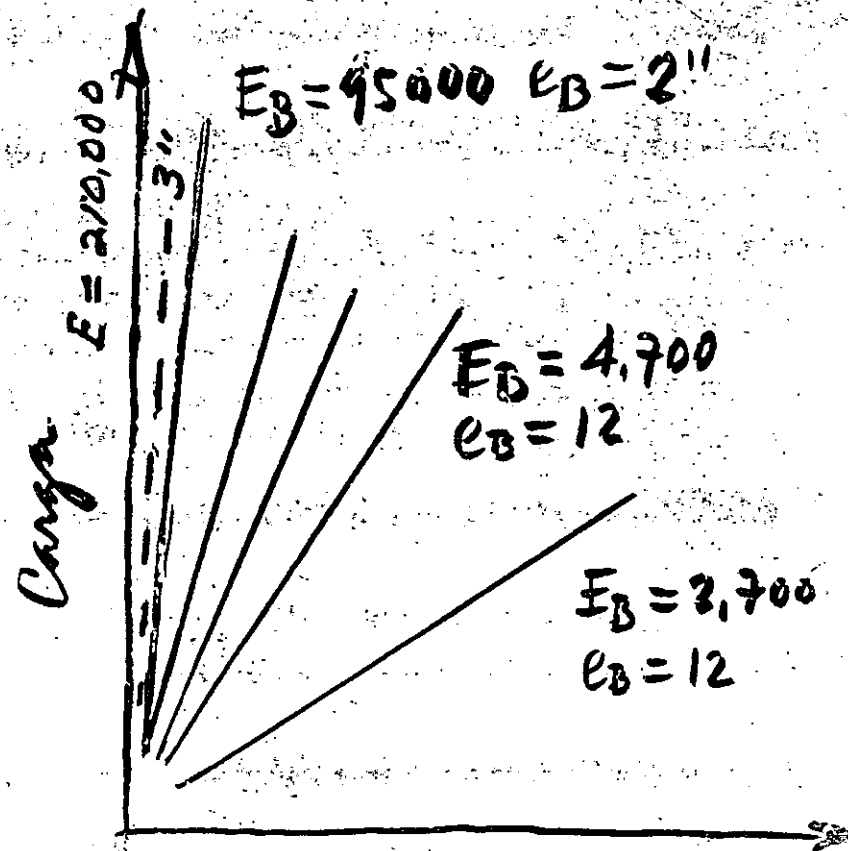
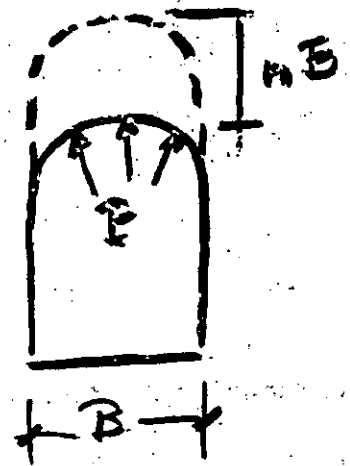
Factor de carga

$P/E_B$



25 50 75 100  
R.O.D. %

Cavernas.



Def.  
 Diam. túnel 5.0 m  
 Espac. retaque 17 cm  
 $E_B$  Módulo Elast. retaque  
 en  $K/c^2$   $e_B$  = espesor  
 Marcos 6" x 4" retaque  
 11 a eros 25 K/m @ 0.



# 91

## ESTÁTICA DE LOS TUNELES

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 contenido por una membrana y que dicha presión corresponda al estado natural de las sollicitaciones. 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.

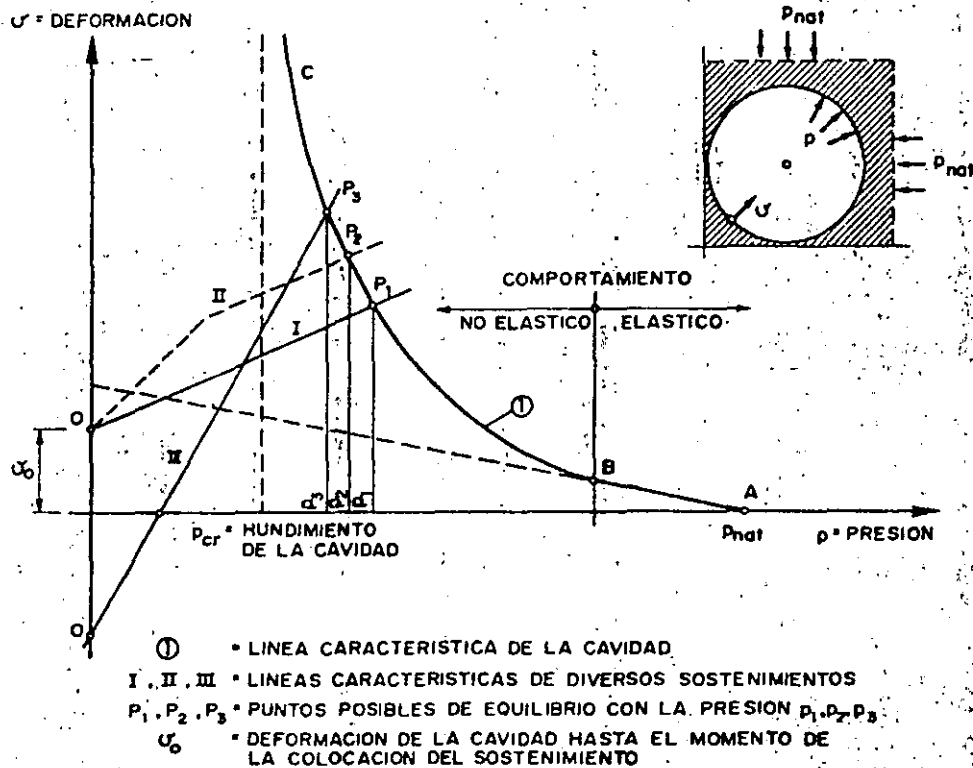
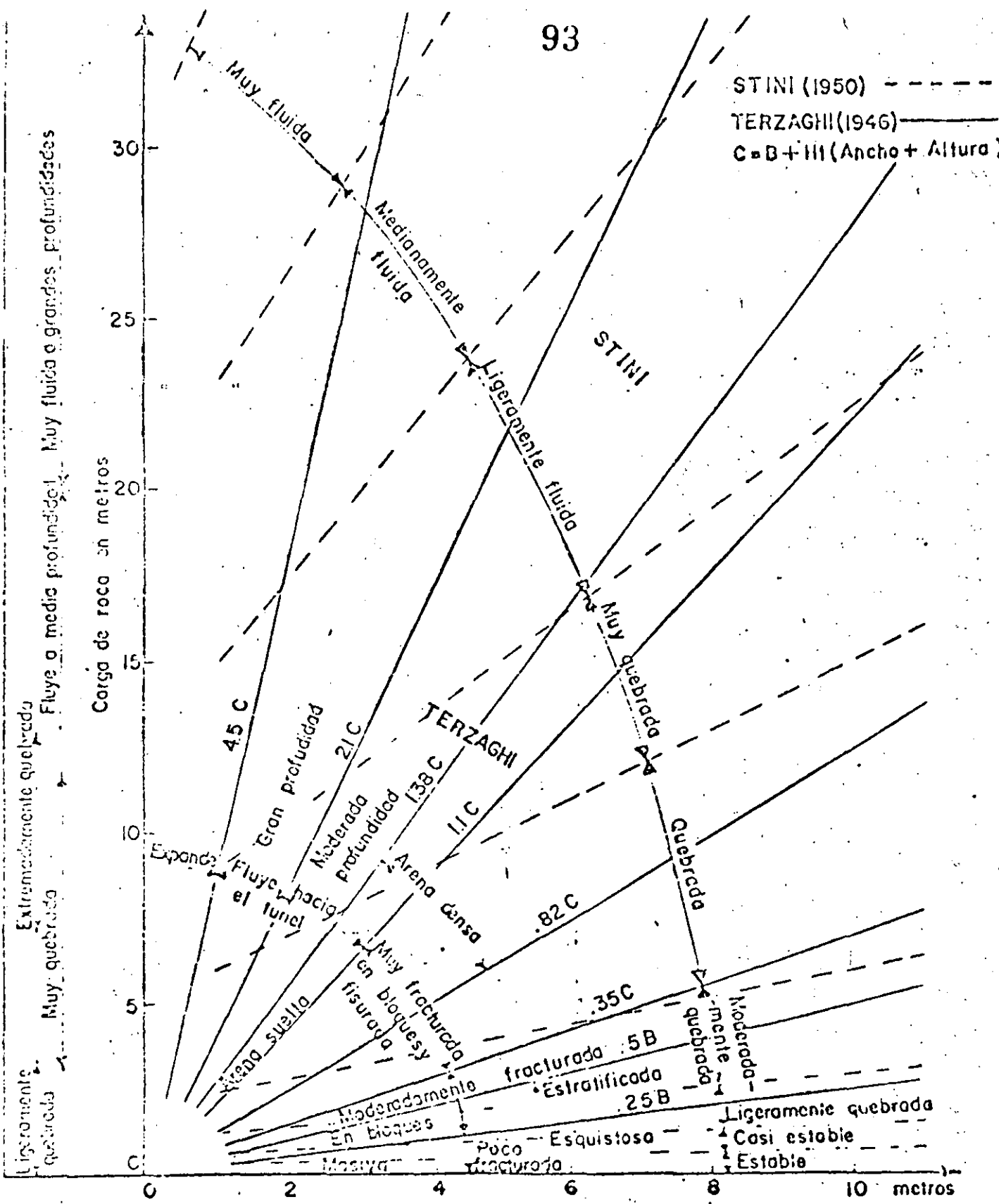


FIG. 6. — LÍNEAS CARACTERÍSTICAS DE LA CAVIDAD DE DIVERSOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO

## Espaciamiento de marcos. Fig. 32

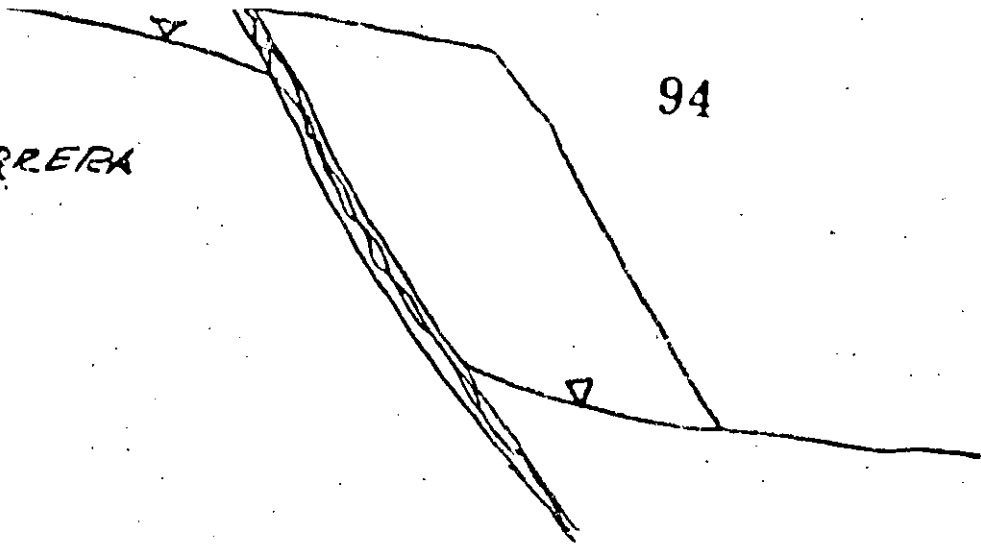
Condición de la roca.	Carga de roca estimada. 92	Espaciamiento normalmente usado.
Dura e intacta	0	No se requiere
Masiva y moderadamente disclada.	0 - 0.25B	No se requiere en partes; depende de la carga de roca. Separación de 1.85m oac. donde se requiere.
Estratificado o esquistosa.	0 - 0.5B	Idem.
Moderadamente dividida en bloques	0.25 - 0.35(B + H <sub>t</sub> )	1.85m para las cargas más ligeras y 1.20m para las más pesadas.
Totalmente quebrada o no consolidada.	1.10(B + H <sub>t</sub> )	0.62m.
Terreno que fluye	> 1.10(B + H <sub>t</sub> )	0.62m ó menos.
Roca competente húmeda.	Variable entre las anteriores excepto la totalmente quebrada.	La correspondiente a la correcta clasificación arriba anotada.
Roca húmeda quebrada o no consolidada.	1.10(B + H <sub>t</sub> ) ó mayor	0.62m ó menos.

*Nota:* Este espaciamiento es el usualmente empleado. Debe aplicarse criterio para situaciones no usuales.

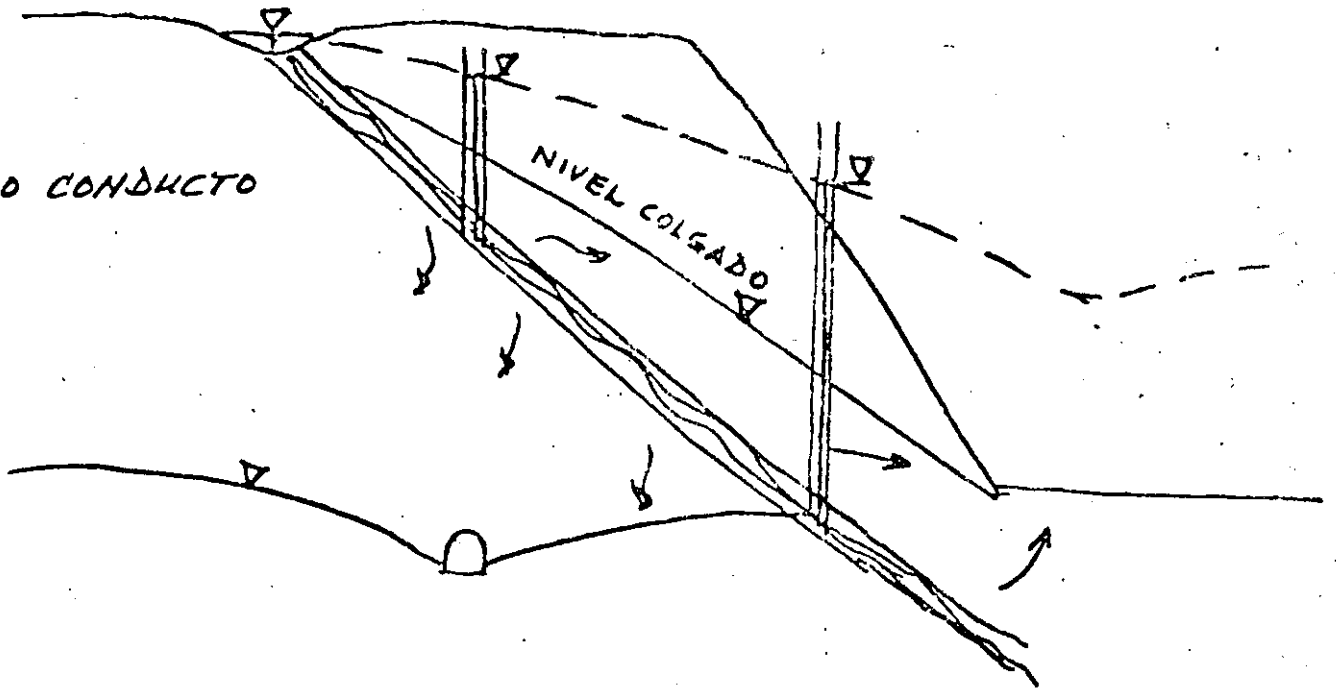


Túnel de Sección de Herradura o Cuadrada de ancho "B"

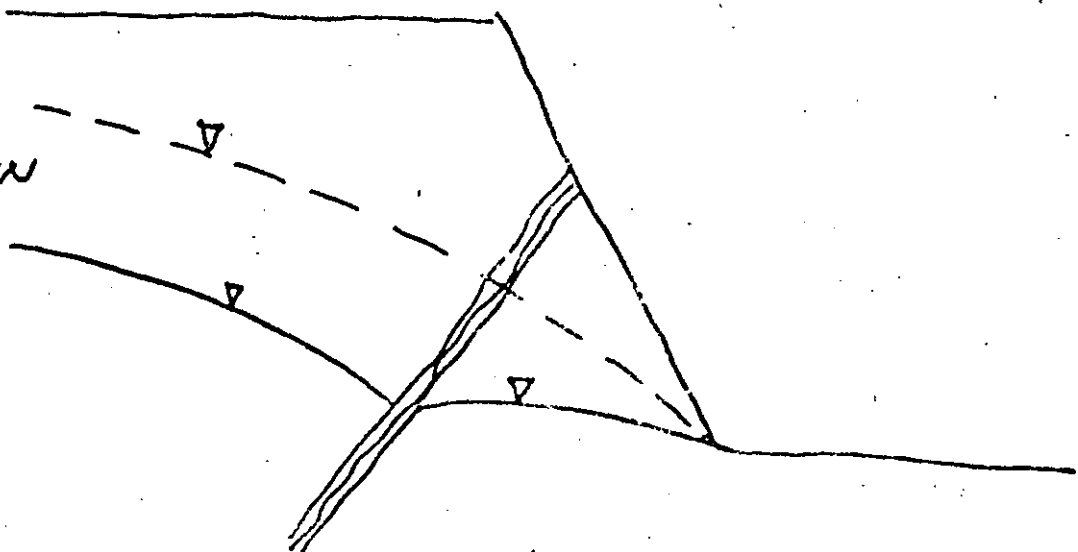
A) COMO BARRERA



B) COMO CONDUCTO



C) COMO DREN



DIFERENTES EFECTOS DE FALLAS EN  
LAS CONDICIONES HIDRAULICAS DE UN TALUD.

Permeab. y resist.  
promedios de la  
roca encajonante.

95

Roca no afectada  
(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.

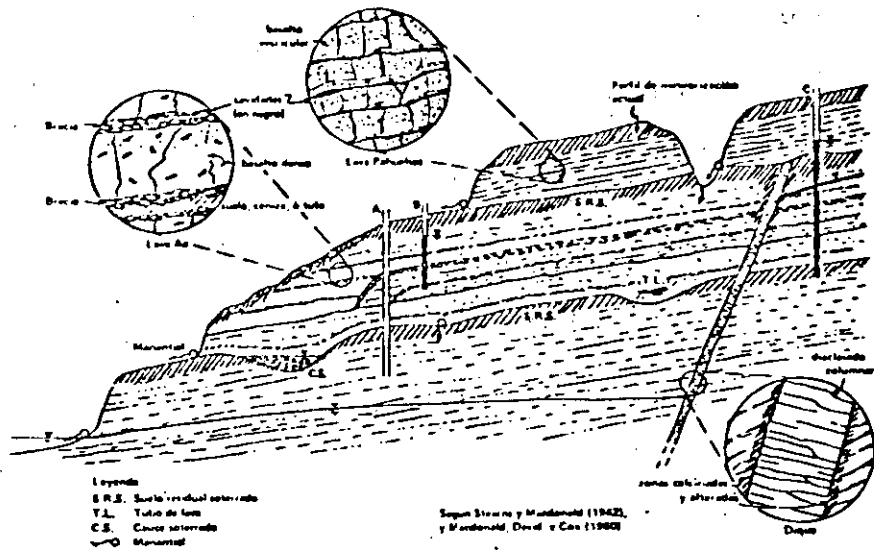


Figura 15. Talud típico en basalto.

ESTABILIDAD DE TALUDES

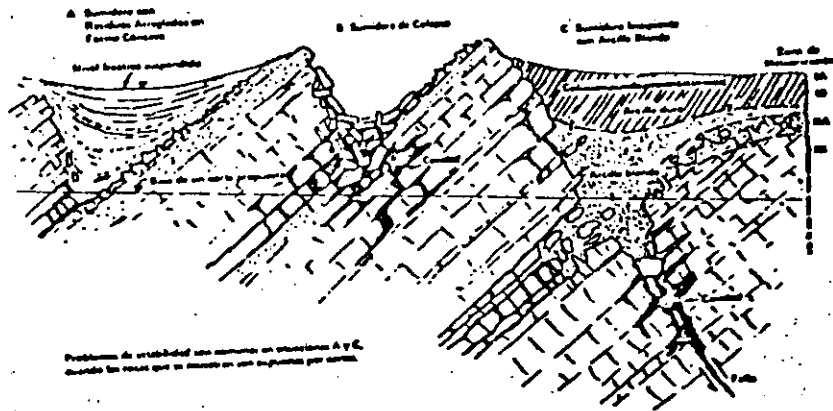
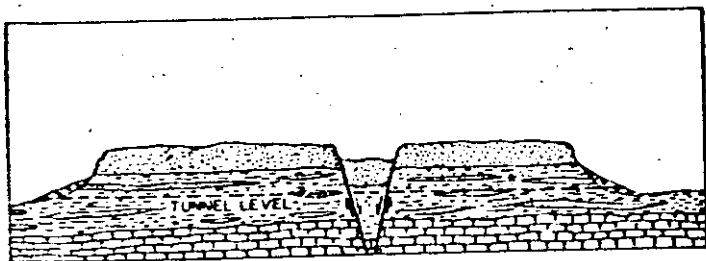
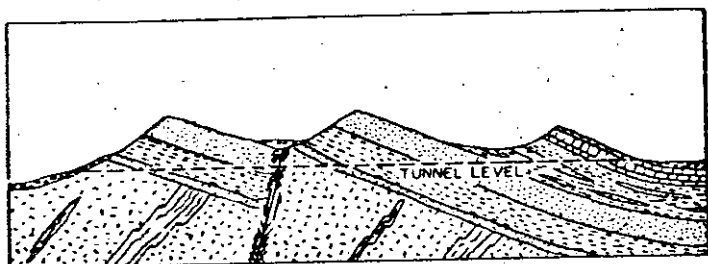


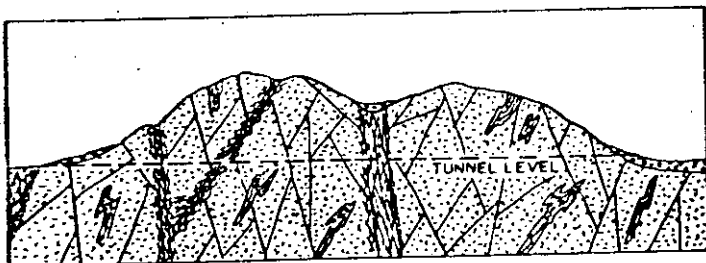
Figura 10. Rasgos comunes en la meteorización de rocas carbonatadas.



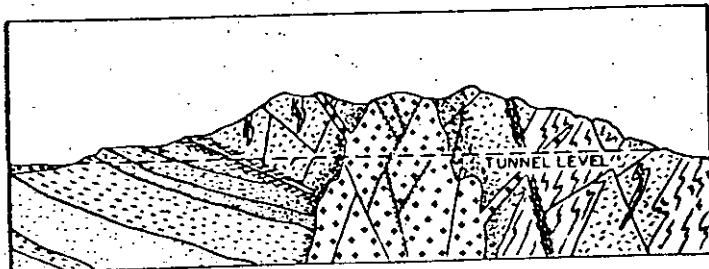
A



B



C



D

96-A  
Fig. 98. Hypothetical longitudinal cross-sections along alignments of proposed tunnels. See text discussion.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

TEMA : CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN LA ETAPA DE  
CONSTRUCCION DE TUNELES.

ING. RAMON DELGADO LOO.

SEPTIEMBRE, 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 .

CUANDO NO EXISTAN LINEAS DE C.T. (USO DE PLANCHAS DE CHÉDERSO AL ZENOTER, LINDA)

ALTERNATIVAMENTE (COSTO MAS ALTO, ESPESOR A DEJAR EN LA...)

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 .

3

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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

EXCAVACIONES EN ROCA

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

SEPTIEMBRE, 1985.

## EXCAVACIONES EN ROCA.

### TUNELES CON TOPO MECANICO (MOLE)

#### GENERALIDADES.

1

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 túnel. 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  $10 \text{ m}^3$  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, motoreductores 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 -

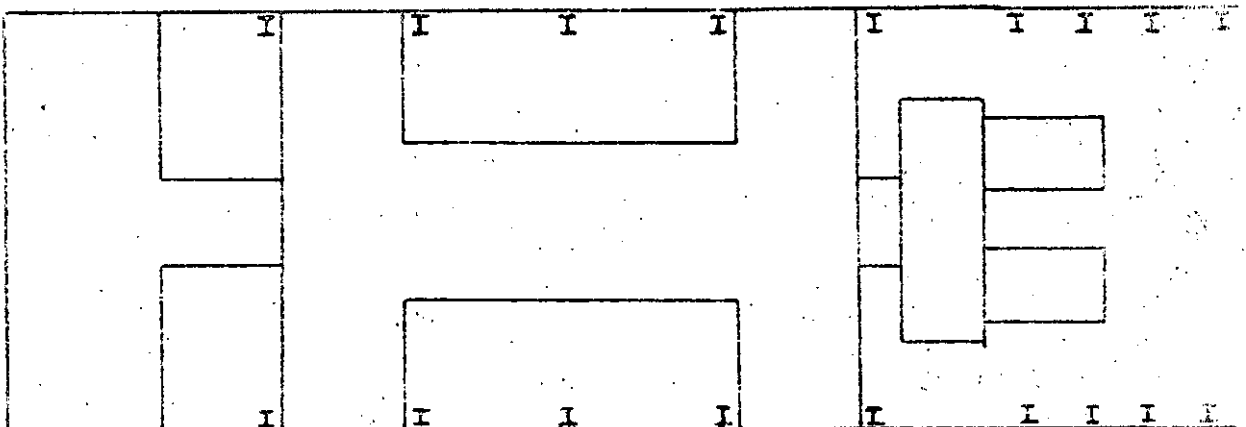


con un manómetro en el que se indican la fuerza o la presión.

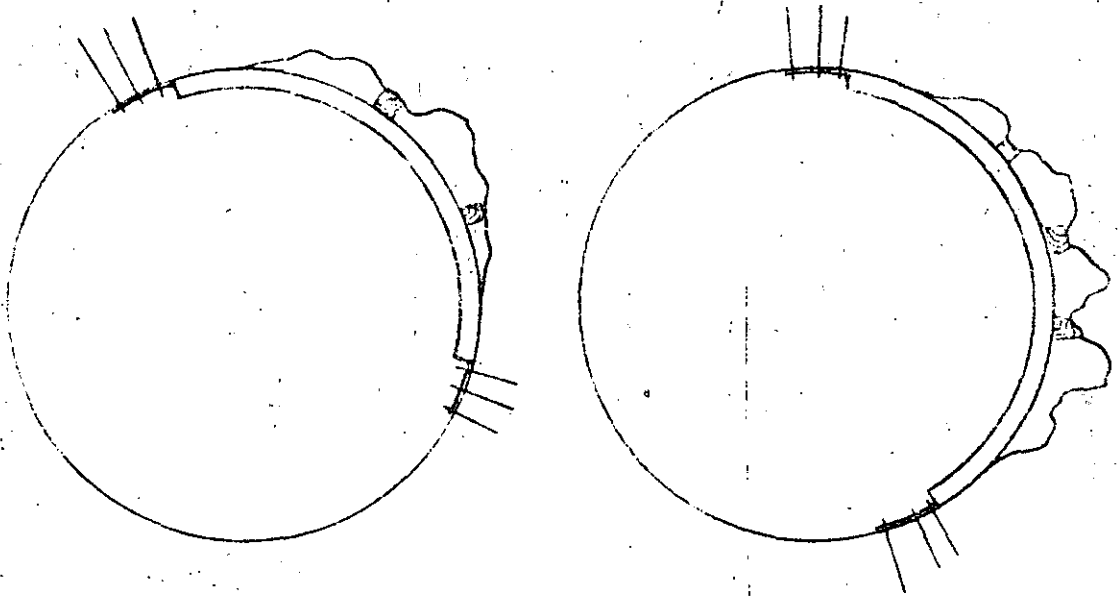
El alineamiento de la máquina se debe llevar por medio de un rayo Laser y es necesario tener operadores cuidadosos ya que al salirse de línea la máquina hay que describir curvas grandes para no trastornar la operación de la banda transportadora larga. Además el topo tiene tendencia a desviarse hacia 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 volúmen 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 aiorarse 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 silleta 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 más 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 duras.

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, trncónicos, 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, el empuje del topo entre el número de cortadores.

P.F. Rad (Journal of the Geotechnical, Engineering División, Sept. 75 ) ha encontrado los siguientes valores.

R o c a	$K_c$
Mármol.	0.063
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 determinada.

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.

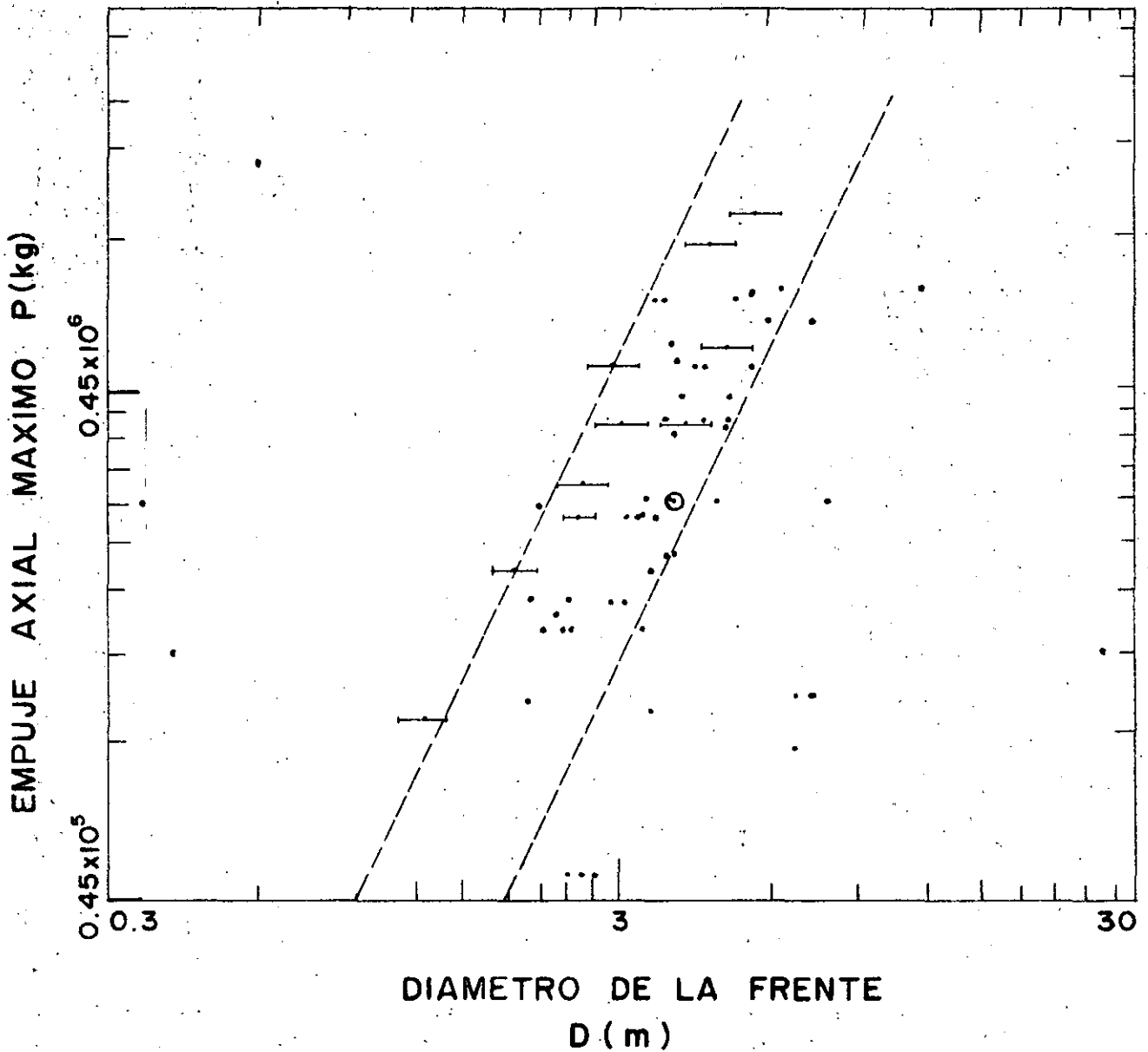


Fig. 1

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/m<sup>2</sup> en maquinas para roca blanda y 54000 kgs/m<sup>2</sup> 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 kgs.

#### 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 ahí 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/cm<sup>2</sup>

#### PAR DE TORSIÓN.

El par de torsión se puede obtener de

$$P = T N$$

POTENCIA NOMINAL DE LA  
CABEZA CORTADORA H(hp)

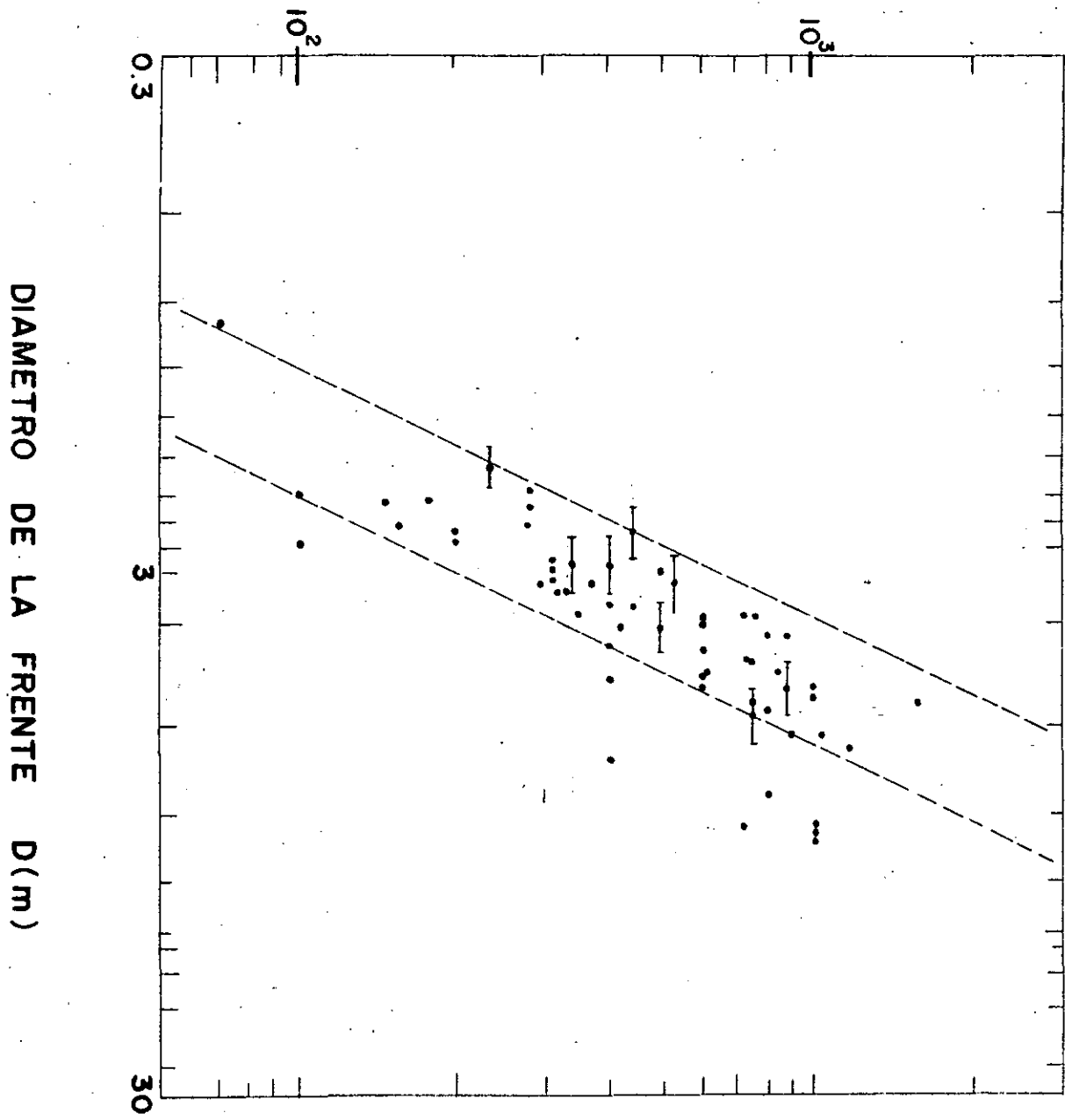


Fig. 2



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 traza el par de torsión T como funcion del diámetro de la frente D

la ecuacion empirica correspondiente tiene la forma

$$T = K_T D^{2.3} \dots$$

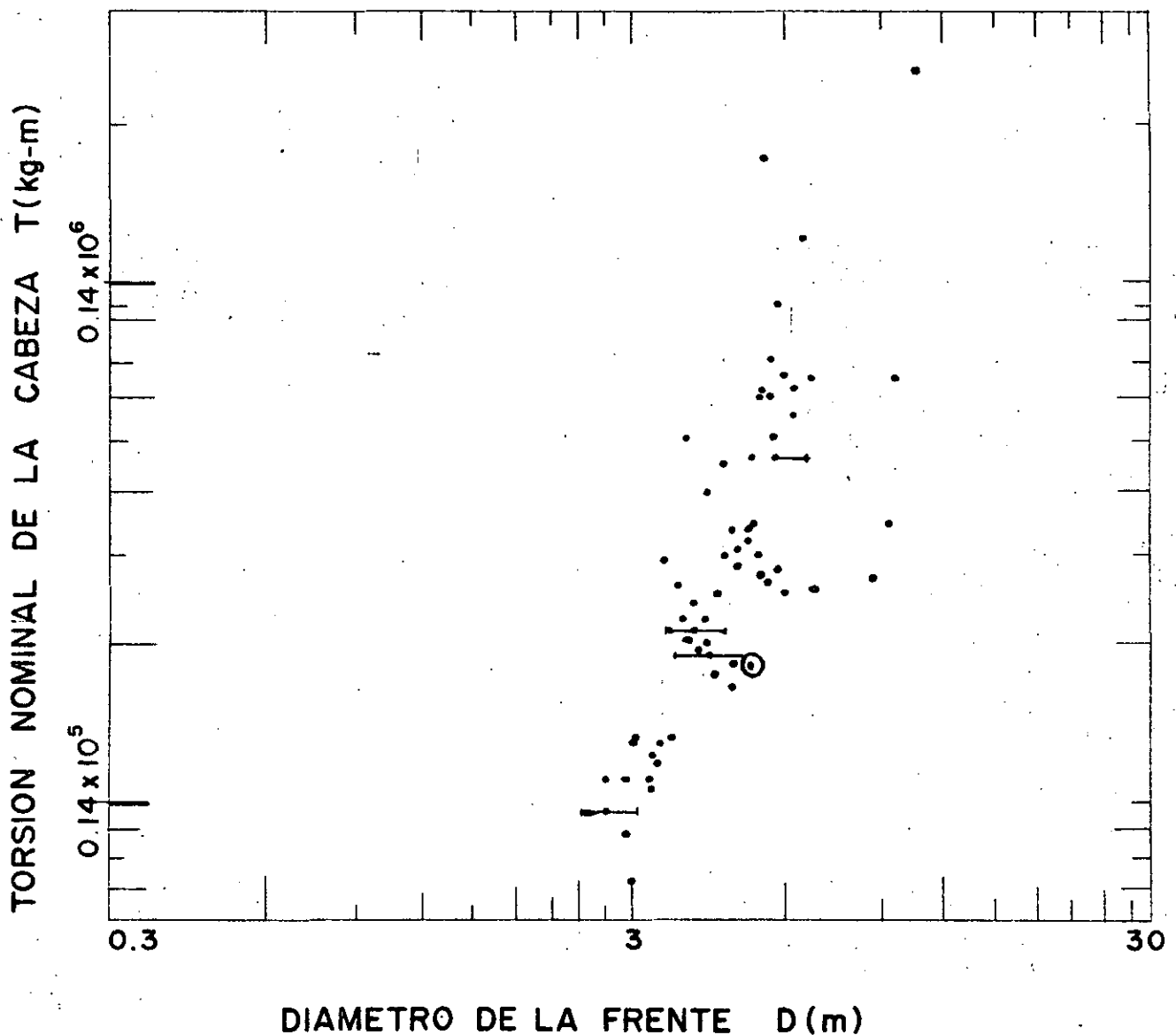


Fig. 3

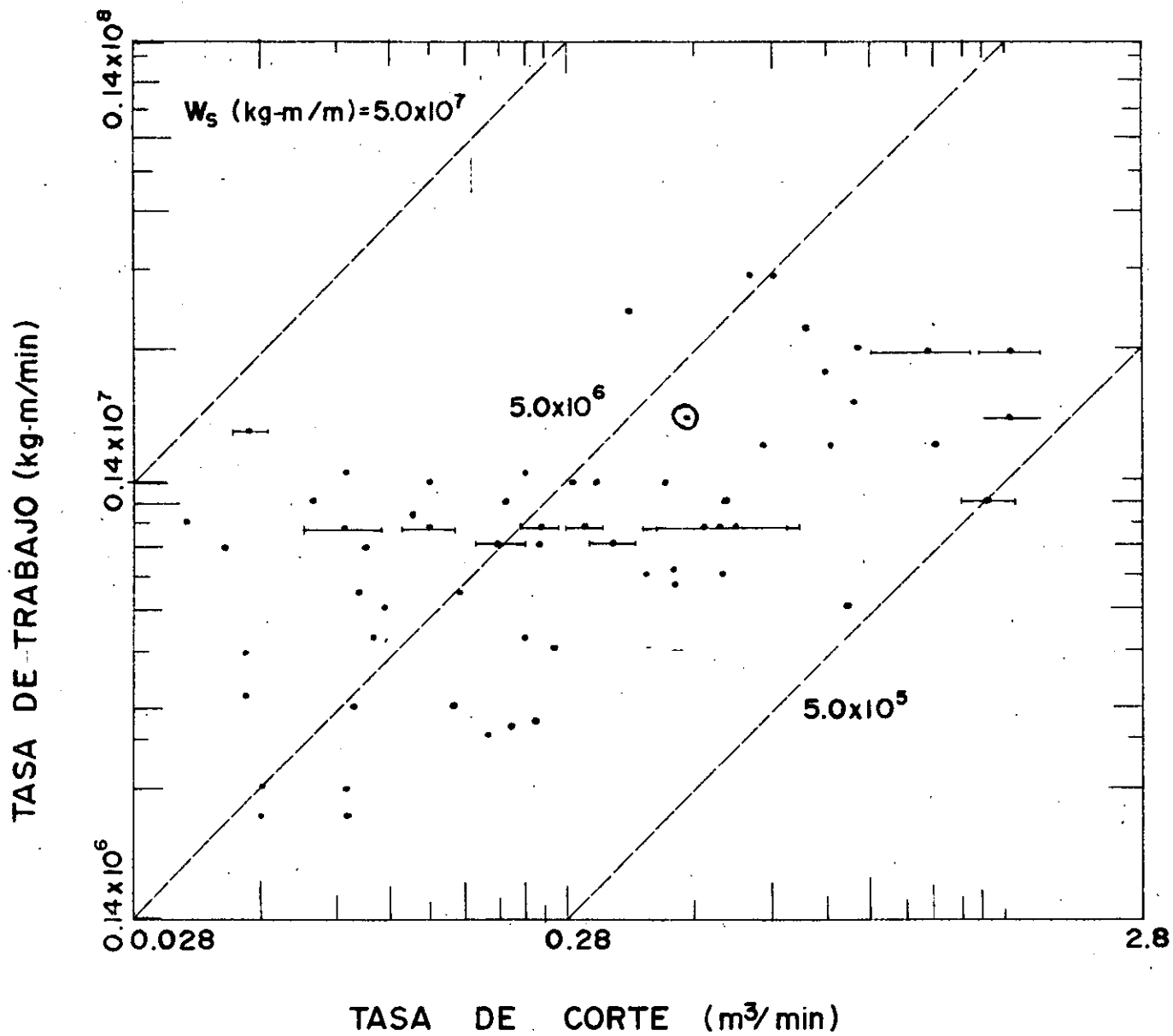


Fig. 4

## 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 m<sup>3</sup>/min., así que el consumo específico de energía tiene las unidades de esfuerzo Kgs/m<sup>2</sup>.

En la Fig. 4 se tienen puntos correspondientes a máquinas en operación en un sistema cartesiano que tiene como abscisas los volúmenes cortados en m<sup>3</sup>/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  $5 \times 10^5$ ,  $5 \times 10^6$  y  $5 \times 10^7$  kgs/m<sup>2</sup>. Los puntos tienden a agruparse alrededor de la línea de los  $5 \times 10^6$  kgs/m<sup>2</sup>.

Una gráfica más interesante es la No. 5, en donde se comparan el consumo específico de energía en Kgs/cm<sup>2</sup> con esfuerzo de ruptura a la compresión axial de la roca atacada, en kgs/cm<sup>2</sup>.

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  $\frac{W_e}{\sigma_c} = 3.0$

$$\text{y } \frac{W_e}{\sigma_c} = 0.17$$

GRAFICA 5.

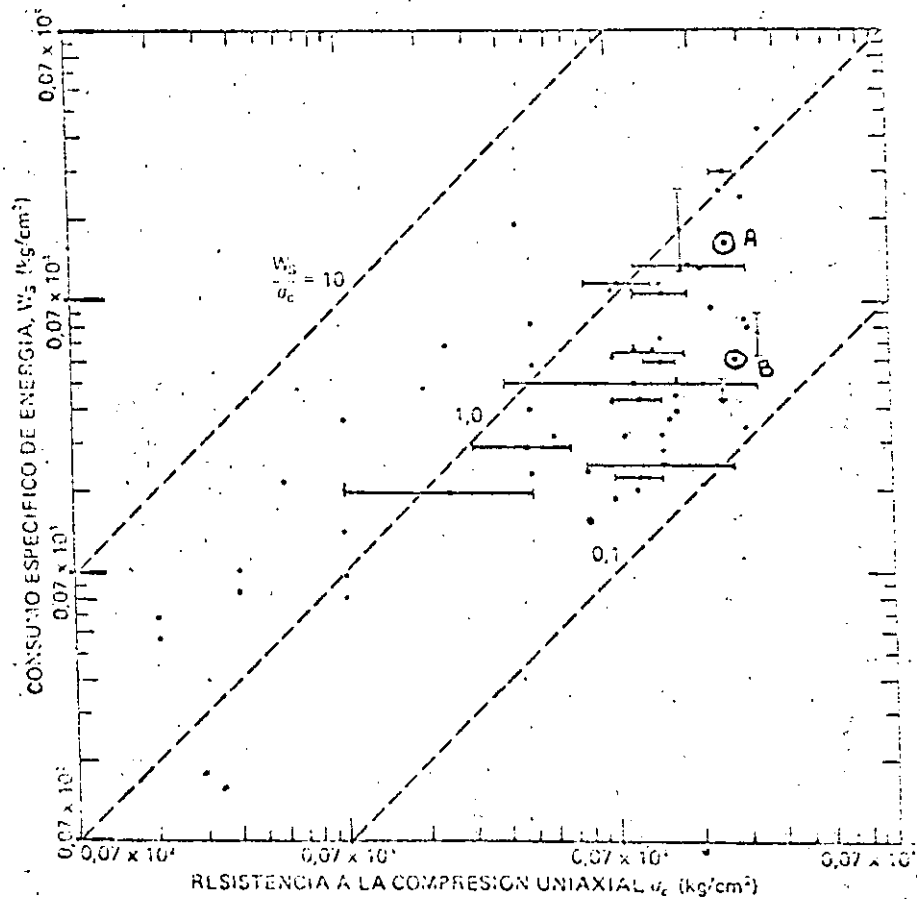


Fig. 5 Rendimiento de la máquina.

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.

T A B L A 1

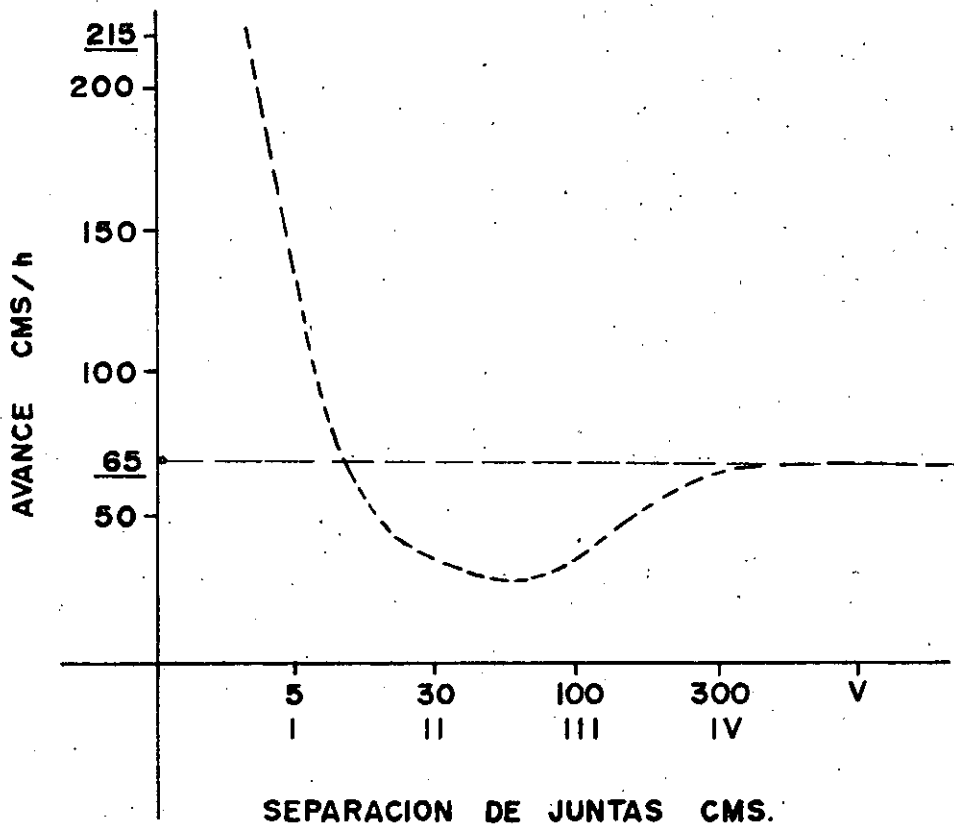
	Roca	Kgs/cm <sup>2</sup> )	
A	Muy alta resistencia	2250	Cuarzita Diorita Granito
B	Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C	Resistencia media	550 - 1125	Calizas Mármol
D	Resistencia baja	275 - 550	Areniscas Lutitas
E	Resistencia muy baja	- 275	Pizarras Limolitas.

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  $\text{cm}^2/\text{h}$ , 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<sup>2</sup> 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 kgs-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  $E = 254\,000 \text{ Kgs}$ ;  $D = 3.66$

$$\bar{E} = K_e D^2 \quad \text{de donde:}$$

$$K_e = \frac{E}{D^2} = \frac{254\,000}{3.66^2} = 18961 \text{ kgs/m}^2$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1.

b).- Potencia nominal en la cabeza.

$$P = 375 \text{ H.P.}; \quad D = 3.66$$

$$K_p = \frac{P}{D^2} = \frac{375}{3.66^2} = 28 \text{ H P/m}^2$$

Punto en la gráfica 2.

c).- Par de torsión nominal en la cabeza.

$$T = 25\,000 \text{ kgs-m.}$$

$$D = 3.66 \text{ m.}$$

$$K_t = \frac{T}{D^{2.3}} = \frac{25\,000}{3.66^{2.3}} = 1265 \text{ kgs/m}^{1.3}$$

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 topo 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/cm<sup>2</sup>, 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	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 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:

$$P = \sqrt{3} \text{ V A}$$

En donde :

P= Potencia en Watts.

V= Voltios

A =Amperes

$$A = \frac{P}{\sqrt{3} \text{ V}} = \frac{93250}{\sqrt{3} \times 440} = 122.5 \text{ amps.}$$

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

$$W = 194\,336 \times 60 \text{ seg} \\ \frac{\quad}{9.81} = 1\,183\,599 \text{ kgs-m/min.}$$

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/cm<sup>2</sup>, es:

$$W_e = \frac{1188\ 599 \times 100 \text{ kgs-cm/min.}}{113\ 976 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 1042.82 \text{ kgs/cm}^2$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con  $\sigma_c = 1800 \text{ kgs/cm}^2$ .

$$\frac{W_e}{\sigma_c} = \frac{1043}{1800} = 0.58$$

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

$\omega$  = 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) Tunel en Molango, Hgo. para mina de manganeso, en roca con esfuerzo medio de ruptura a la compresión simple de 1900 kgs/cm<sup>2</sup>, 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 <sup>2</sup> )	1128 Tons.
4.-	Equipo fuera disponibilidad en % del tiempo total.	45 %
5.-	Pérdidas de tiempo por falta de per- sonal, materiales, energía	8 %
6.-	Porcentaje del tiempo total emplea- do 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 Dils. por cortador y su duración promedio ha si-  
do 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 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:

$$W = \frac{262925}{9.81} \times 60 = 1608104 \text{ kgs-m/min.}$$

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  $\text{kgs/cm}^2$ , es:

$$W_e = \frac{1608\ 104 \times 100}{380505} = 422.6 \text{ kgs/cm}^2.$$

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
Ayudantes maniobristas	2
Cabo instalaciones	1
Ayudantes.	5
Mecánico.	1
Ayudante mecánico.	1
Electricista.	1
Ayte. electricista.	1
Soldador	1
Locomotorista.	1
Ayudante.	1

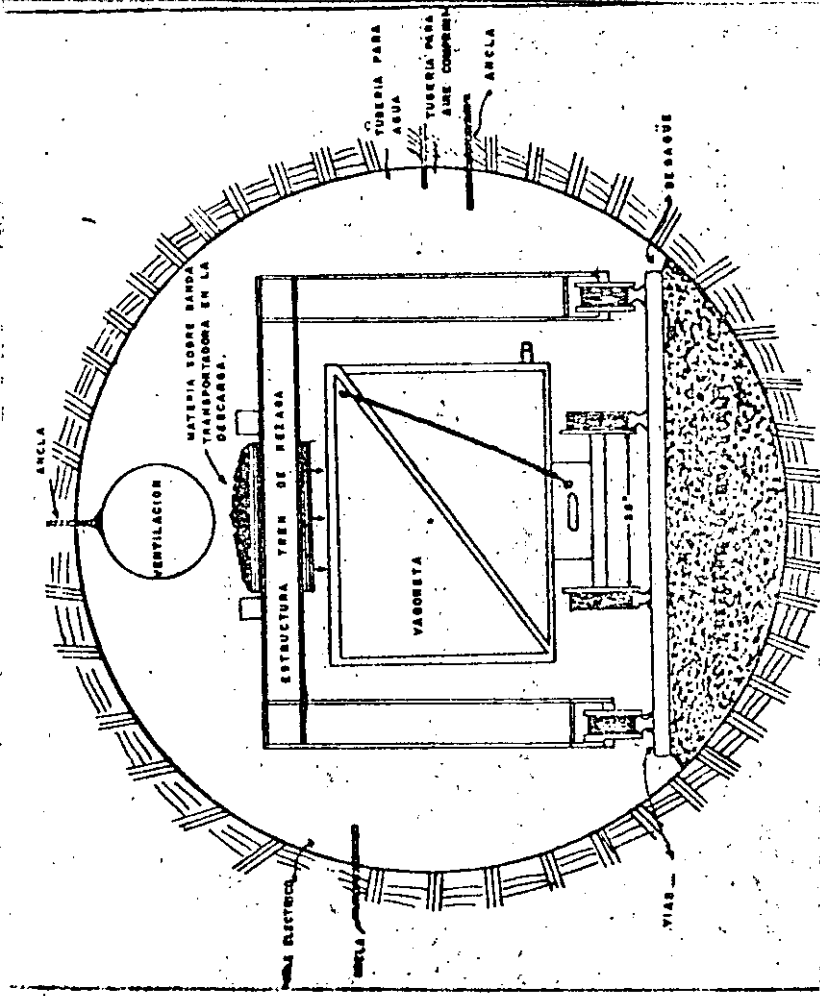
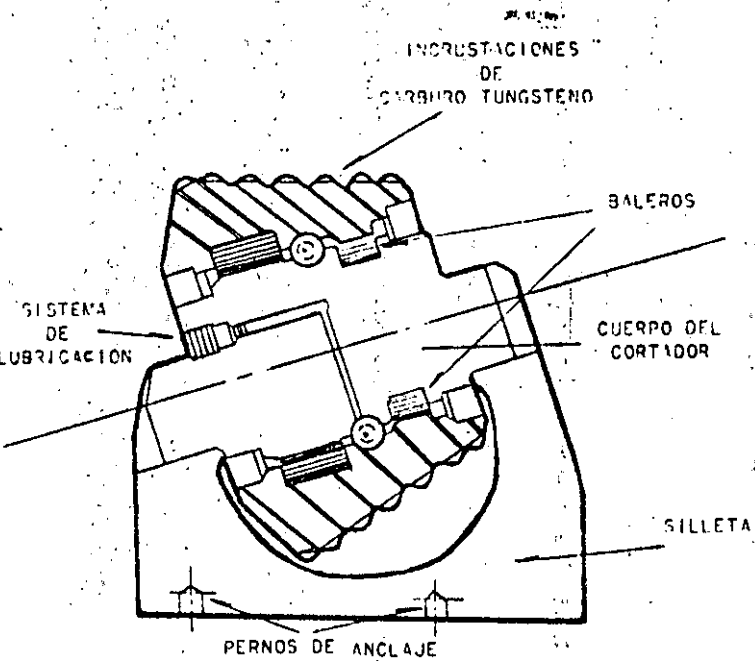
En términos muy generales se puede decir lo siguiente:

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 tamaños más grandes de roca posibles.

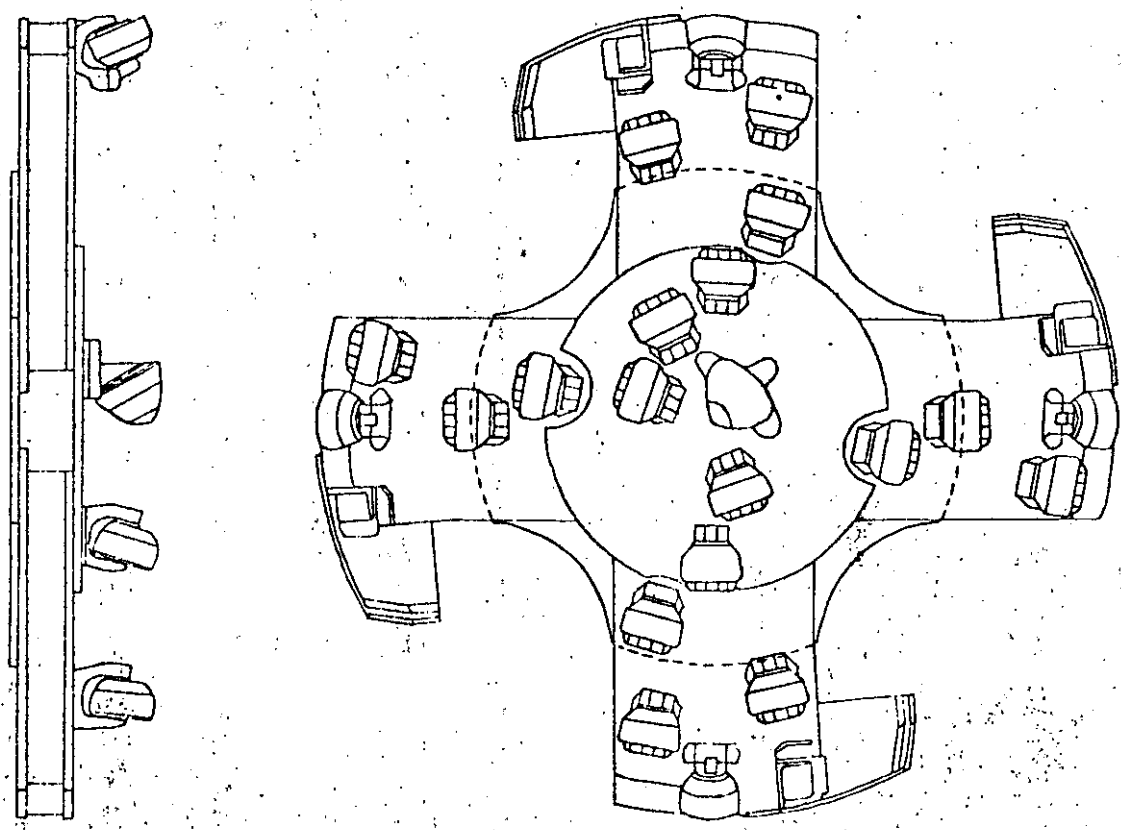
3.- Es más conveniente una máquina con motores hidráulicos con el fin de tener velocidad variable en la cabeza.

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.



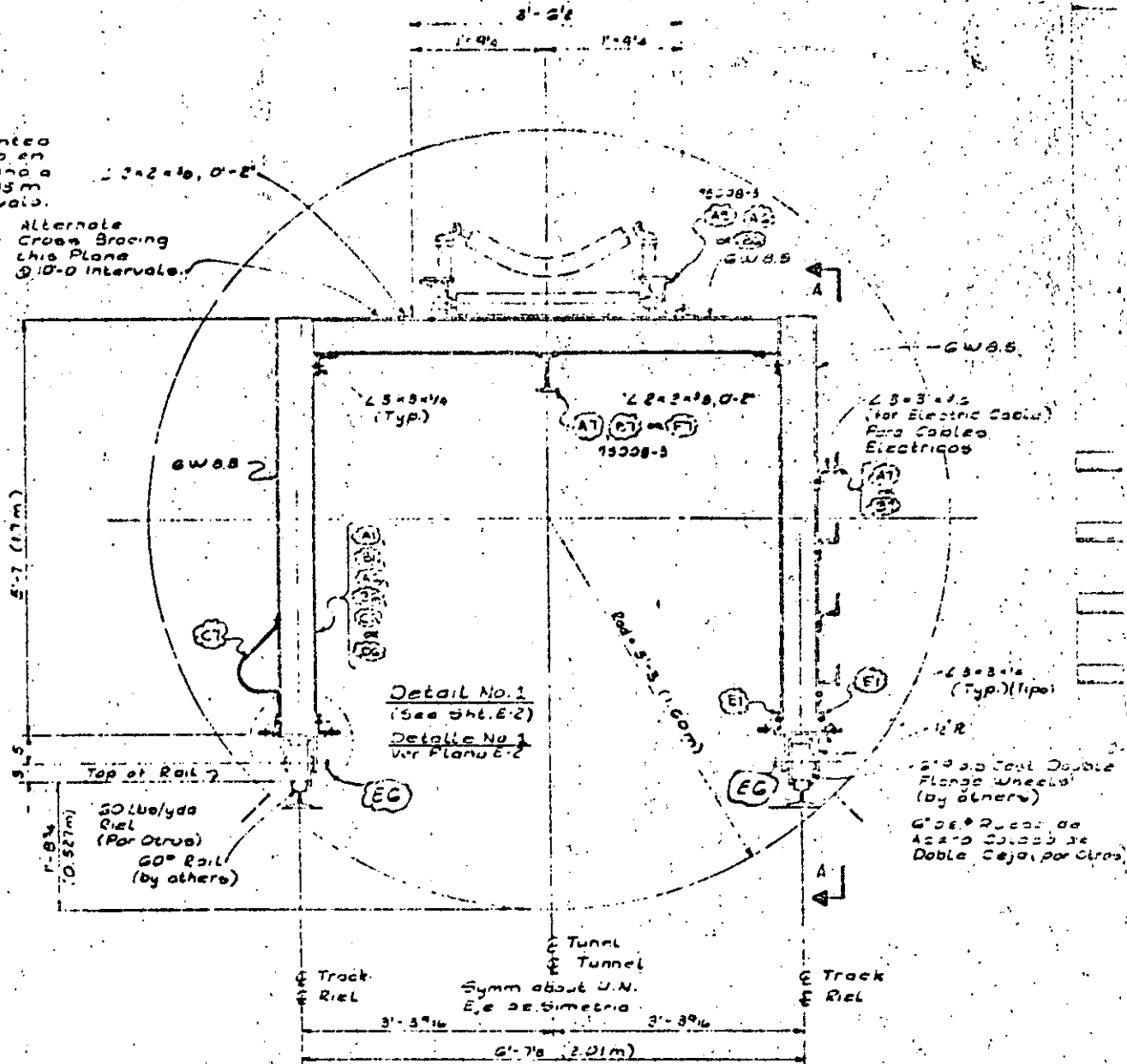
CORTE TRANSVERSAL.

ENSAMBLE DE LOS CORTADORES EN LA CABEZA QUITADORA

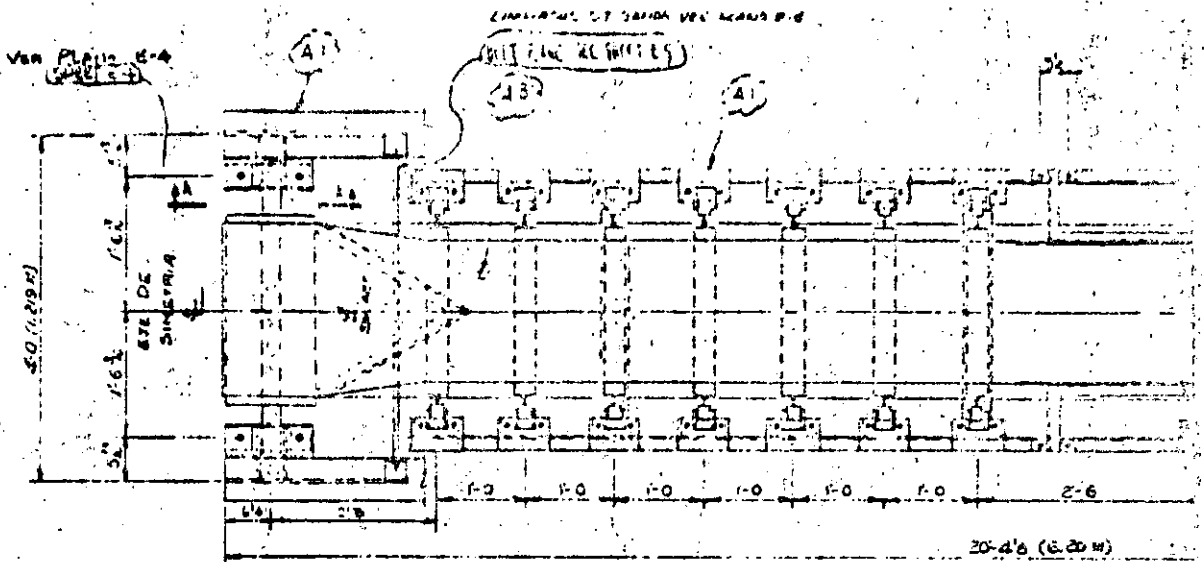


Contruccion  
(Continuado en  
este Plano a  
Cada 3.05 m  
de Intervalo.

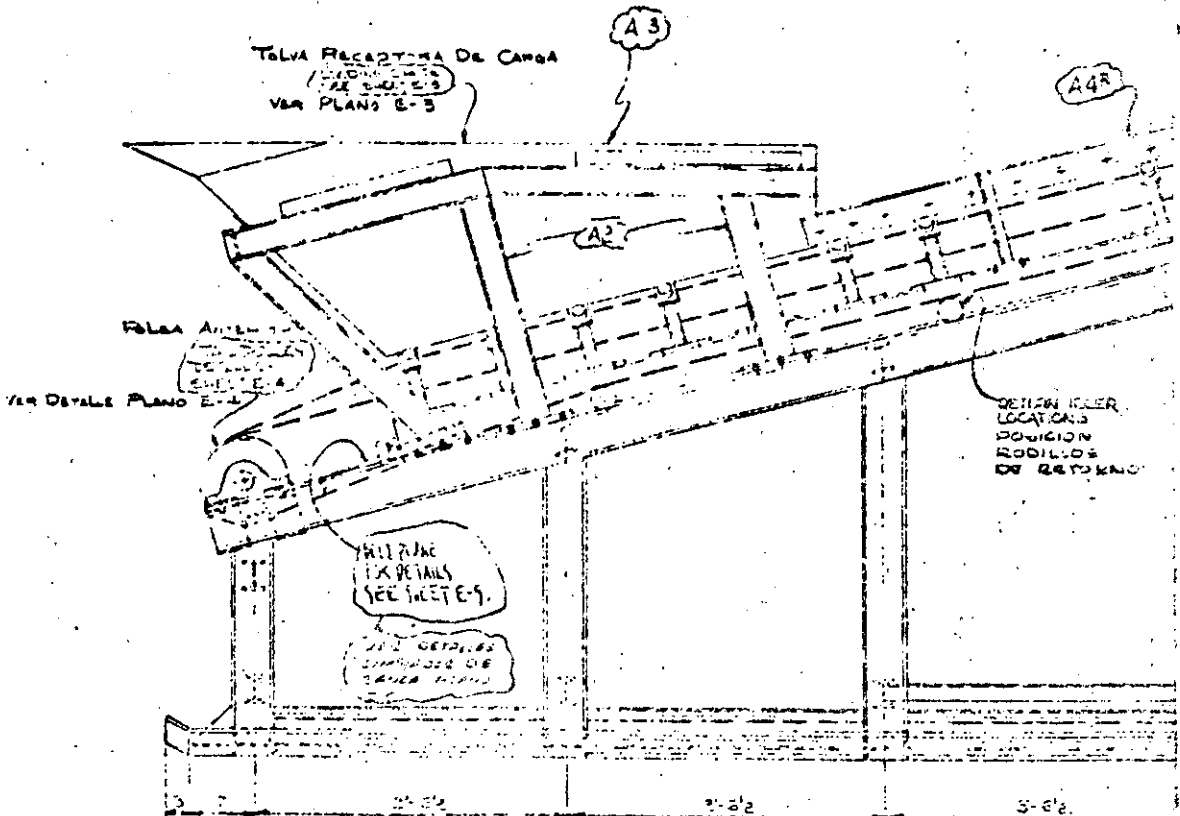
Alternate  
Cross Bracing  
this Plane  
@ 10-0 Intervals.



Typical Gantry View  
Vista Tipica del Caballete

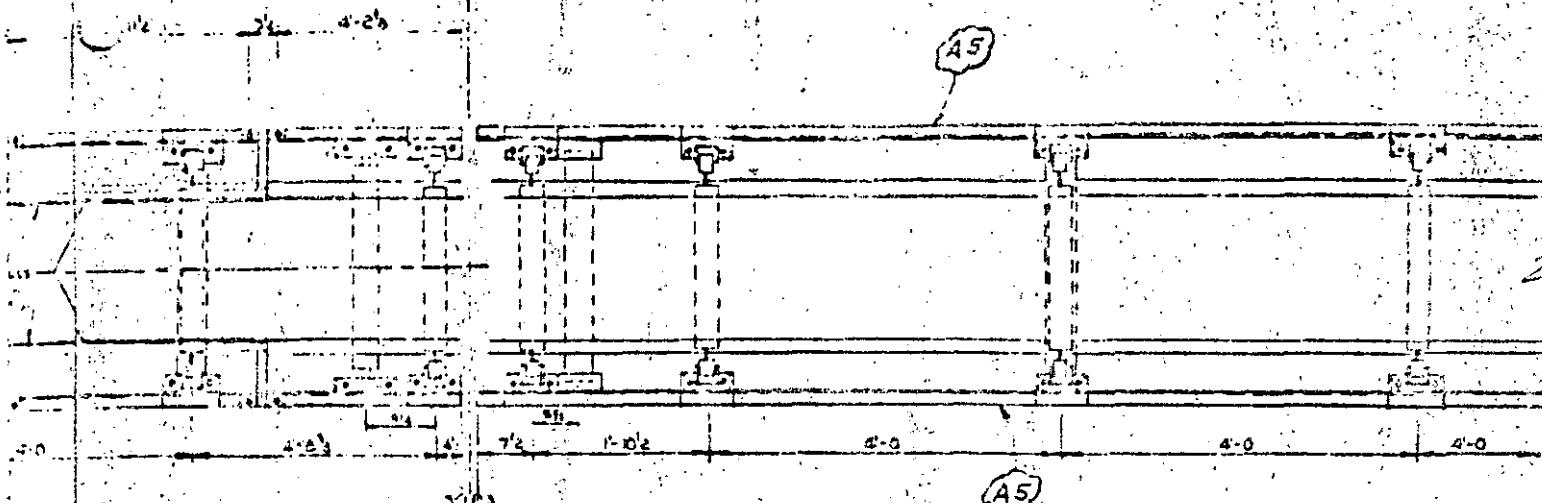


VISTA EN PLANTA  
 PLAN VIEW  
 INCLINE SECTION OF CONVEYOR  
 SECCION INCLINADA DEL  
 TRANSPORTADOR



SECCION EN UNIDAD  
HORIZONTAL SECTION

SECCION HORIZONTAL  
HORIZONTAL SECTION



A5

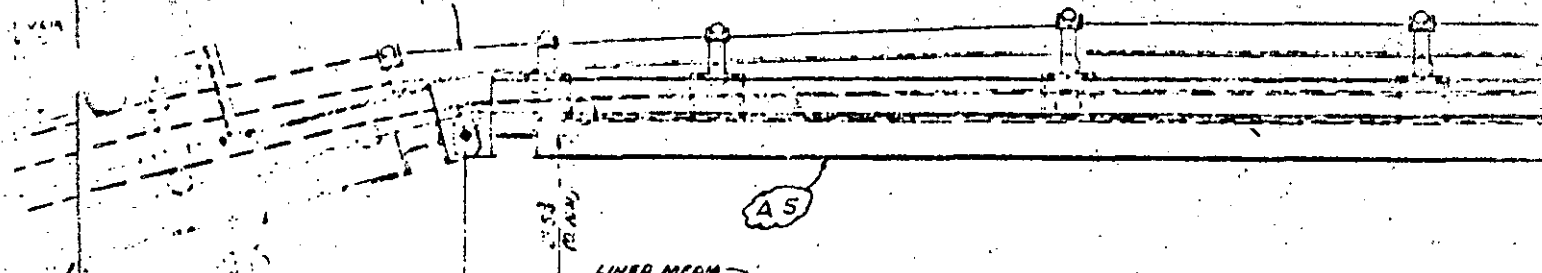
A5

VISTA EN PLANTA  
PLAN VIEW  
HORIZONTAL SECTION CONEJO  
SECCION HORIZONTAL DE BANDA TRANSPORTADORA

CON CONNECTION  
CONEXION DE PERNO

TRANSICION DEL TRANSPORTADOR  
TRANSITION VER PLANO 5-0 Y 5-7

TRANSICION DE CONEJO  
SIN CONEXION



A5

LINEA MEDIA  
SPRINGLINE

6'-0" (1.828 m)

NOTA:  
 A. FREYRE Y ASOCIADOS SA NO  
 PROPORCIONA MADERA, SUJETOS  
 DE BARRAS DE MADERA, ESCANTILLONES DE  
 MADERA, ANCLAS, PERNOS O  
 ELEMENTOS DE SUJECION,  
 BORNAS METALICAS SUELTAS  
 PARA CHAVETES O ANCLAS, NI  
 RIELS, A MENOS QUE SE EN-  
 CUE LO CONTRARIO EN LA  
 COTIZACION.

UNIDAD DEL TUNEL  
TUNEL FREYRE

NO	FECHA	HECHA POR	DESCRIPCION



A.E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

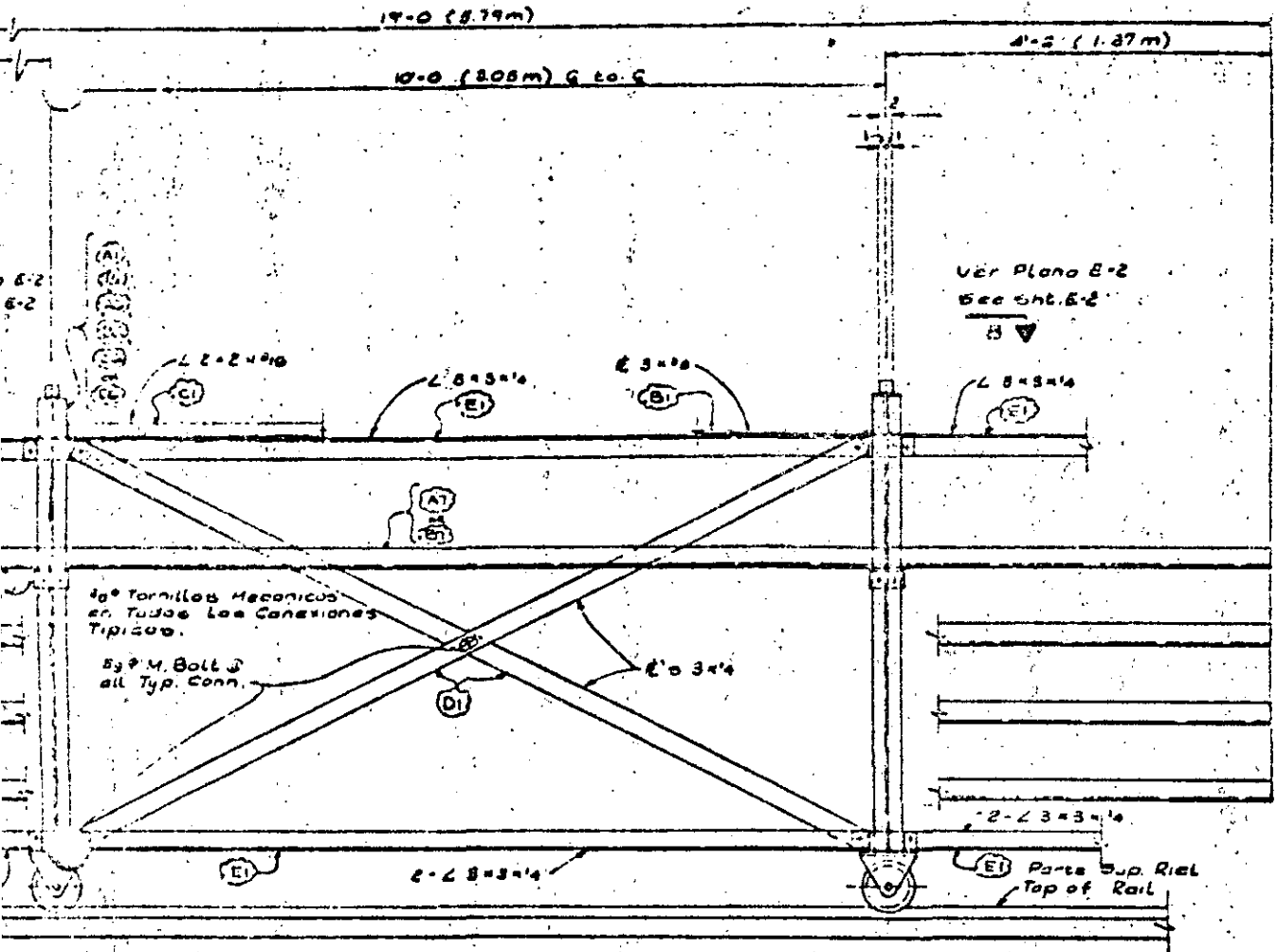
MEXICO DISTRITO FEDERAL

APARTADO POSTAL 17-202

CLIENTE SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 INGENIEROS GERENCIA DE EDIFICIOS Y OBRAS DE INGENIERIA  
 PROYECTO REPARACION Y ACORTAMIENTO DEL TUNEL DEL TUNEL  
 DESCRIPCION TUNEL CIRCULAR DE 3.00 M DE DIAMETRO  
 TUNEL, BANDA TRANSPORTADORA, TOLVA  
 RECEPTORA, FOLIA ANTERIOR, TRANSICION VERT

PLANO 5-0 Y 5-7  
 DE ORDEN 75008-3 AC PLANO 5-1 REV.

002



Elevation View A-A  
Vista en Elevacion A-A

NOTA:  
 A. E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A. NO PROPORCIONA MADERA, SUJETADORES O BERNALIONES DE MADERA, ESCANTILLONES DE TORNEILLO, ANCLAS, PERNAS O ACCESORIOS DE SUSPENSIÓN, ROLDANAS METÁLICAS SUeltas PARA SUJETAR ALAS O ANCLAS, NI RIELES, A MENOS QUE SE ESTIPULE LO CONTRARIO EN LA COTIZACIÓN.

NO	FECHA	HECHA POR	DESCRIPCION

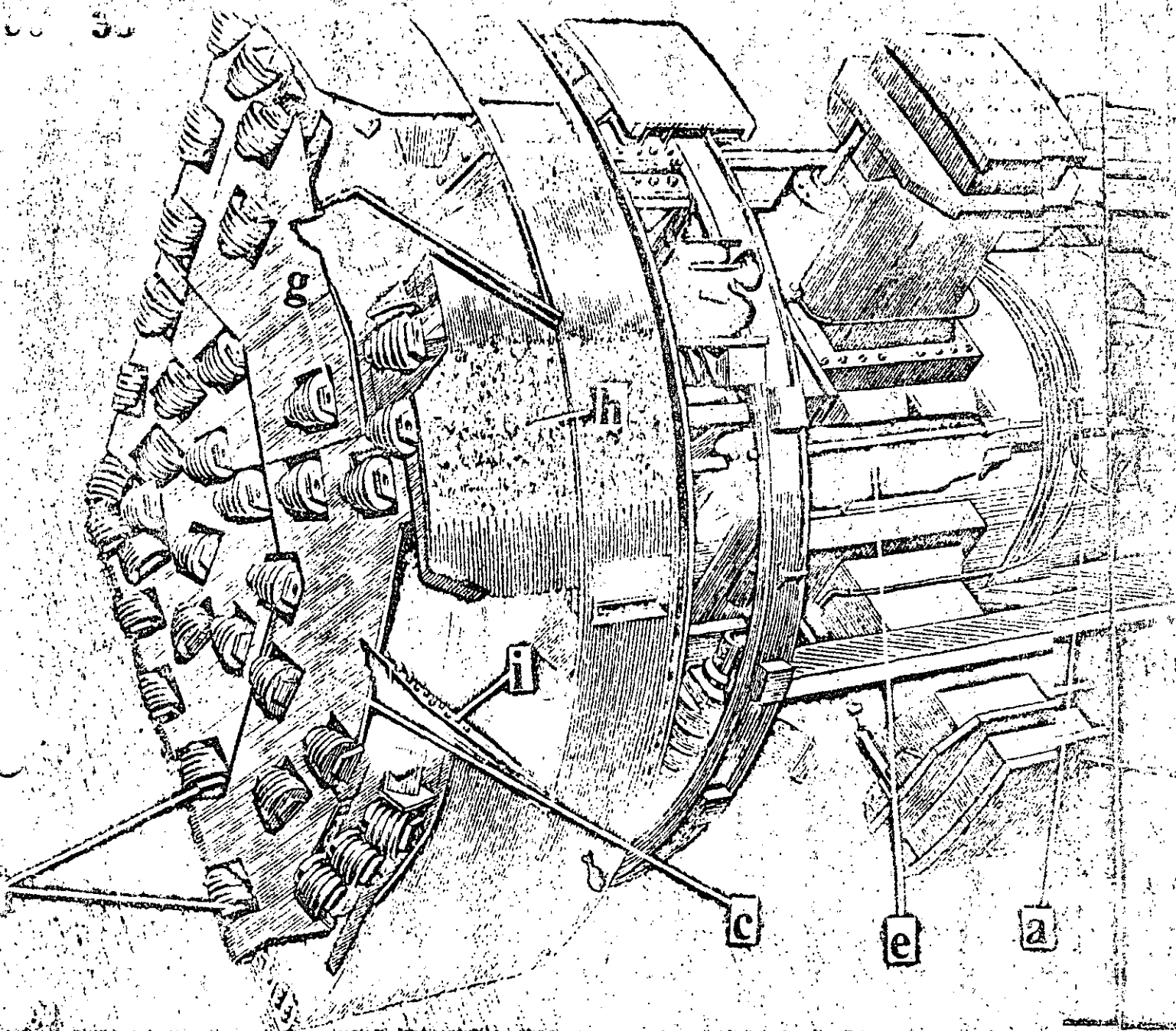
**A. E. FREYRE Y ASOCIADOS S.A.**  
 INGENIEROS CONSULTORES  
 MEXICO DISTRITO FEDERAL APARTADO POSTAL 10-202

CLIENTE SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 INGENIEROS ESTACION AREA DE DUCTO RIO COLORADO-TIJERANA  
 PROYECTO PERFORACION Y REVESTIMIENTO DE LOS TUNELES Nos 1 y 2  
 DESCRIPCION TUNELES CIRCULARES DE 3.66M DE DIAMETRO

**ELEVACION Y VISTA DEL CABALLETE**

FECHA 22-8-58 DISEÑADO POR AWF REVISADO POR    
 NO DE CROQUIS 2003-4 AC PLANO E-1 REV.

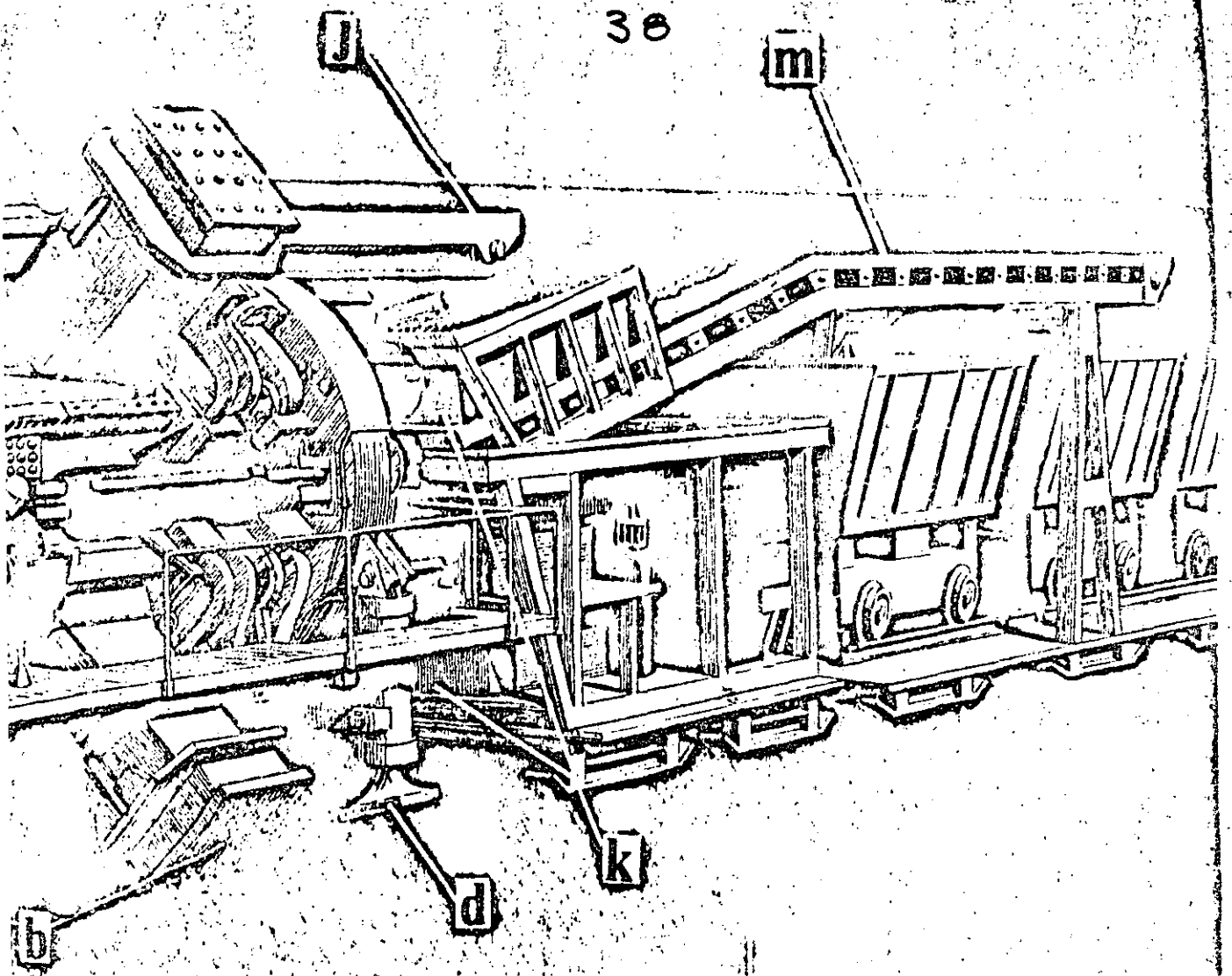




- |   |                  |   |                                       |
|---|------------------|---|---------------------------------------|
| a | Cuerpo topo      | h | Cangilones                            |
| b | Patas de atraque | i | Raspadores                            |
| c | Cabeza giratoria | 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 vagone ta |
| g | Silletas         | n | Extractor de polvos                   |

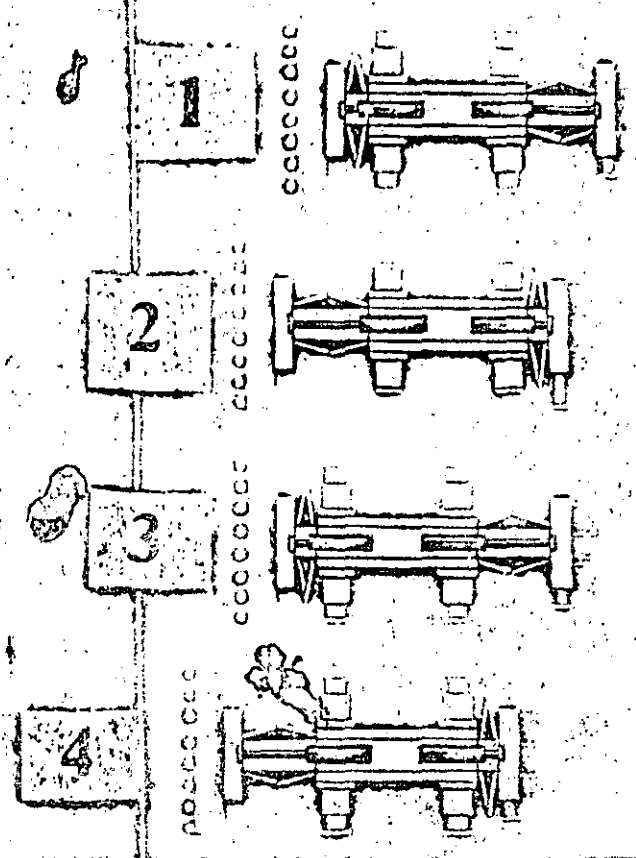
COMO AVANZA LA MAQUINA

- 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) salen para apoyar el cuerpo (a) contra la pared del túnel. Las patas de soporte (d) son retiradas y el cuerpo (a) avanza.
- 3.- El cuerpo (a) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son colocadas contra la pared del túnel. Las patas de soporte (d) son retiradas y el cuerpo (a) avanza.
- 4.- La cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 55 cms. De nuevo las patas de soporte (d) queda como en el paso 2.



MECANICO

posición de avanzar  
 haciendo el corte. Las pa-  
 apoyo.  
 ame a en posición de atra  
 r las patas (b) y sacar --



7

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO 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 resaca 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.

$\Delta L$  .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

$\Delta t$  .- Incremento de tiempo empleado en el avance  $\Delta L$

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$  .- 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, sendos inspectores determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades anexas.

W.D. quedará determinada por:

$$W.D. = H.P. - A$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{HD}{MP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se determinará:

$$HD' = MP - A$$

$$\alpha' = \frac{HD'}{MP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

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 planeación 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:

$$W.T. = W.D. - B$$

$$\beta = \frac{W.T.}{W.D.} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

El Topo ataca intermitentemente y las horas atacando MA serán determinadas directamente en las columnas 1 a 3 de la Forma No. 2 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

$$\gamma = \frac{W.A.}{W.T.} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice  $\gamma$  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  $\alpha, \beta, \gamma$  en periodos semanales y acumulados.

b).- Obtención de las velocidades instantáneas  $\frac{dL}{dt}$  y, principalmente, las velocidades medias en la semana, y correspondiente 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) combinandose entre si 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 en grado 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 vagonetes.

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 amperaje tomado por los motores y en la 6 el número de la muestra obtenida.

En el gabinete se hará la suma  $\Delta t$  (col. 2) y  $\Delta L$  (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decimales 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.- FE, FP, VT

GRUPO C.- AT, CD, I, VA,

Periodicamente se comparará el avance acumulado con el cadenciado 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 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, 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 sirve 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 cadenamientos 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 RECURSOS HIDRAULICOS

Form. No. 2

GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL No. 2

EST. INICIAL 0+260.31

EST. FINAL 0+267.30

FECHA JUN. 7 1974

TURNO 1<sup>ra</sup>

(1)	(2)	(3)	(4) COLOCACION DOVELAS			(7) MOVIMIENTO TRENES			(10) INSTALACIONES			(13) VARIOS			(16)
Hora	At	Evento	Hora	At	Al	Hora	At	No. Vag.	Hora	At	Evento	Hora	At	Evento	OBSERVACIONES
7.00															
8.30															
9.20	50	RB													
11.25															
12.50	85	CC													
13.45															
13.55	10	FM													
14.10															
14.20	10	FE													
14.25	15	RT													
15.00															

Σ (HP - HD)	2.50
ΣAc (HPa - HDa)	129.85
Σ (HP' - Hd')	1.67
ΣAc (HP'ac - Hd'ac)	122.82
Σ (HT - HT')	0.33
ΣAc (HTac - HT'ac)	15.60
Σ (HT - HA)	
ΣAc (HTac - HAac)	

HP = B  
 HPa = 516

INSPECTOR

*[Signature]*

S R H

46

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N° \_\_\_\_\_ PERIODO \_\_\_\_\_ AL \_\_\_\_\_ DE \_\_\_\_\_

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVENO	TIEMPO PERIODO	%	TIEMPO ACUMULADO	%	OBSERV. U.
A	M					
	RB					
	RV					
	RT					
	CC					
B	FE					
	FP					
	FM					
	VT					
C	AT					
	CD					
	FT					
	I					
	VA					
	A					
SUMAS						

47

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIJUANA

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/76

Est. Inicial 0+358.54

Turno 2A

Est. Final 0+402.96

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	At	Al 6° Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
3:00						
3:01	✓ 1	1	1000	75	2542	
3:03	2	CC ✓				REV. CONT
3:06	3	AT ✓				
3:52	✓ 53	54	1000	60 80	2570	
4:02	3	AT ✓				
4:27	✓ 25	28	1000	1100	70 80	255
4:56	29	FT ✓				
5:18	✓ 22	28	1000	1100	70 80	255
5:21	3	AT ✓				
5:59	✓ 38	56	1000-1300	65 95	255-30	
6:01	2	AT ✓				
6:40	✓ 39	56	1000-1300	65 95	255	
6:43	3	AT ✓				
6:55	✓ 12	16	1500	85	256	
7:00	5	F.T. ✓				
7:02	✓ 2	2	1000	60	256	
7:13	11	VAV →				SE ATORA BANDA DE TUBO DE RESACA EN EL CRESTOR DE RAVERENS
7:15	✓ 2	3	1300	85	256	SE ATORA BANDA DE TUBO DE RESACA EN EL CRESTOR
	57	VAV →				SE ATORA BANDA DE TUBO DE RESACA EN EL CRESTOR
8:17	✓ 5	4	1000	60	256	SE ATORA BANDA DE TUBO DE RESACA EN EL CRESTOR
8:20	3	F.T. ✓				SE DESCOMPUSO LA LOCOMOTORA
8:39	✓ 19	31	1300	90	256	
8:42	3	10				
9:16	✓ 24	56	1300	90	2563	
9:19	3	AT ✓				
9:53	✓ 34	49	1300	85	2563	
9:58	5	F.T. ✓				SE DESCOMPUSO LA LOCOMOTORA
10:00	2	AT ✓				
10:25	✓ 35	56	1300	85	257	
10:52	17	CC ✓				REV. CONT.
11:00	8	RV ✓	HP = 7			SOLUCIONANDO TUBO DEL TRINCO
	480	490	HP = 2139.5			REF. 4/42
	321					HABUNETA INICIAL = 5.24 $\frac{1}{2}$
(3)	2	5.35	4.42			FINAL = 5.29-3
(4)	Σ Acum.	575.09	395.46			AL = 0.82 M/H (TURNO)
						AL = 0.66 M/H (LCUM)

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Max} = .98$

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Min} = .61$

$I.T. = 0.68$  (TURNO)  
 $I.T. = 0.21$  (LCUM)

Muestra No. 256

Muestra No. 254

INSPECTOR

*[Signature]*

3 R.H

48

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N°      PERIODO DEL      AL      DE      19    

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION			
	PERIODO	ACUM.	OBSERV.
HP			
HD			
HD'			
HT			
HA			
$\alpha$			
$\alpha'$			
$\beta$			
$\gamma$			
IT			
$\frac{EAL}{Est}$			
$(\frac{DL}{Dt})_{max.}$			
$(\frac{DL}{Dt})_{min.}$			
$\Delta L$			

OBSERV.-



GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIJUANA

CONTROL OBRA

TUNEL 1132

PERIODO DEL 26 <sup>ABRIL</sup> al 1<sup>er</sup> MAYO 1976. SEMANA N<sup>o</sup>

DISTRIBUCION DE TIEMPOS

GRUPO	EVENTO	TIEMPO				OBSERVACIONES
		PERIODO	%	Acumulado	%	
A	M	-	-	34.59	0.68	
	RB	-	-	69.56	1.28	
	RV	0.08	0.06	141.43	2.80	
	RT	54.05	45.04	1202.98	23.83	Soldando sillates y varillas de la H.
	LC	33.97	28.31	1378.81	27.31	Cambio al nuevo tipo y primer cambio trabajando.
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	150.89	2.99	
	CD	-	-	-	-	
	FT	1.52	1.27	84.77	1.68	
	I	-	-	104.85	2.07	
	VA	1.83	1.53	137.12	2.72	DONADO INTERFERENCIA A LA OBRA
	HA	25.25	21.04	1108.47	21.95	
SUMOS		120.00	100.00	5047.00	100.00	

GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO TIJUANA

Control de OBLO

TUNEL N° 2

Periodo del 26 ABRIL al 1° MAYO 1976.

SEMBRO N° 40

CONCENTRACION DE DATOS

	PERIODO	Acumulado	OBSERVACIONES
HP	120.00	5049.00	NO SE TRABAJO EL SABADO 12 MAYO
HA	31.90	2226.63	REK sete
HA'	31.98	2467.21	
HT	31.37	1586.10	
HA	25.25	1108.47	
Q	0.27	0.44	
Q'	0.27	0.49	
B	0.98	0.71	
S	0.80	0.70	
IT	0.21	0.22	
Q <sub>OT</sub>	0.72	0.65	
DL ST	132; M-157 EST. 01724.78	179; M-179 EST. 01724.13	
DL ST	0.18; M-563 EST. 01744.37	0.06; M-107 EST. 0173.86	
DL	18.13	724.47	EST. 01731.97.

NOTAS. EL DIA 27 SE EMPESO A PERFORAR CON LOS NUEVOS COSTAGORES  
 PRED. A LAS 9.24 HORAS SE LES VOLTOARON LOS INSERTOS A DOS M. SE COMENZO  
 TRABAJAR CON LOS INSERTOS DE DOS M. CONTINUAN FILTRACIONES.

52

DISTRIBUCION DE TIEMPO

GRUPO	EVENTO	TIEMPO		ACUMULADO	%	OBSERVACIONES
		PERIODO	%			
A	M	1.30	0.90	35.89	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	1379.77	26.57	
B	FE	26.08	18.25	87.44	1.68	FALLA MECANICA PLANTA
	FP	1.72	1.20	99.96	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	113.22	2.18	TUBERIAS DESAGUE.
	V.A	44.48	30.89	181.60	3.50	PIEDRAS FRACURAS - BOMBEO
	H.A	26.58	18.46	1135.05	21.86	
SUMAS		144	100.00	5993	100.00	



PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976 SEMANA N° 41

CONCENTRACION DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5793.00	
H.D	115.12	2341.75	
H.S	117.05	2584.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
$\infty$	0.80	0.45	
$\infty'$	0.81	0.50	
B	0.75	0.71	
$\gamma$	0.31	0.68	
I.T	0.18	0.22	
$\frac{E}{E} \frac{AL}{AL}$	0.70	0.65	
MAX $\frac{AL}{AL}$	1.49; M-587 0+744.81	1.90; M-179 0+281.13	
$\frac{AL}{AL}$ MIN	0.24; M-592 0+749.88	0.06; M-109 0+173.86	
$\Delta L$	18.49	742.96	EST. 0+750.46.

OBSERVACIONES. NOTAS:

En Est. 0+743 se ampeló una falla, y continúan las filtraciones. Dificultades en el avance por el terreno y por la interposición del bambúo.

GERENCIA. GRAL. ACUEDUCTO. RIO COLORADO. TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 29 AL 29 DE MAYO 1976

SEMANA NO. 4

USUARIO	USUARIO	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 PUNTO BAUDA.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.63	
	R.T	17.30	12.01	1319.81	23.46	GAVILANES, RINPADORES 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	3.90	464.72	8.26	
	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	220.03	3.91	BOMBEO Y DIFICULTAD CON LA BAUDA POR MAL ALINE
	H.A	56.52	39.25	1286.91	22.98	
	SUMAS.	144.00	100.00	5625.00	100.00	

CONTROL DE OBRAS

TUNEL. N<sup>o</sup> 2

PERIODO DEL 29 AL 29 MAYO 1976

SEMANA N<sup>o</sup> 4

## CONCENTRACIÓN DE DATOS

	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5625.00	
H.D	88.00	2576.20	REAL
H.D'	107.97	2844.42	
H.T	78.90	1885.32	
H.A	56.52	1286.90	
$\alpha$	0.61	0.76	
$\alpha'$	0.75	0.51	
B	0.90	0.73	
Y	0.72	0.68	
I.T	0.39	0.23	
$\frac{E \Delta L}{E \Delta T}$	0.44	0.63	
$\frac{\Delta L}{\Delta T \text{ MAX}}$	0.63; M. 648 EST. 04803.56	1.90; M. 179 EST. 04201.13	
$\frac{\Delta L}{\Delta T \text{ MIN}}$	0.19; M. 641 EST. 04797.56	0.06; M. 109 EST. 04173.86	
$\Delta L$	25.13	811.17	EST. 04 818.67.

NOTAS:

TORRENO LIBRE AMBOTE FRACTURADO.  
FILTRACIONES ESCASAS.

GERENCIA GRAL ACUEDUCTO RIO COLORADO-TIQUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 31. DE MAYO AL 5. DE JUNIO 1976

SEMANA 45

CANTON	MUNICIPIO	TIEMPO				OBSERVACIONES.
		PERIODO	A %	ACUMULADO	%	
A	M	3.02	2.10	41.03	0.71	
	R.B	19.20	13.33	101.51	1.76	ROTURA BANDA Y CONTINUES DISPERFECTAS POR CURVAS.
	R.V	6.65	4.62	154.55	2.68	BOMBA AGUA TOPO - FALLO EN TABLERO CONTROL
	R.T	41.35	28.72	1361.19	23.60	CANJILONES - ESTUDIO SISTEMA HIDRAULICO.
	CC	12.20	8.47	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	8.52	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	BOMBEO FILTRACIONES EN CABEZA TOPO.
	H.A	46.55	32.33	1353.40	23.11	
SUMAS:		144	100.00	5769.00	100.00	

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 31 DE MAYO AL 5 DE JUNIO 1976

SEMANA 45

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	
$\alpha$	0.43	0.46	
$\alpha'$	0.63	0.51	
$\beta$	0.91	0.74	
$\gamma$	0.83	0.69	
I.T.	0.32	0.23	
$\frac{E \Delta L}{E \Delta C}$	0.38	0.62	CORTADORES DESGASTADOS. TORRENO CON LIG. FRACTUR. FALLA SIST. NIDE.
$\frac{\Delta C}{\Delta C \text{ MAX}}$	0.81; M-688 51.0+835.26	1.90; M-179 0+271.13	
$\frac{\Delta C}{\Delta C \text{ MIN}}$	0.24; M-677 0+827.17	0.06; M-109 0+173.86	
$\Delta L$	17.86	829.03	EST. 0+836.53.

NOTAS:

EL AVANCE FUE CORTO POR ESTAR YA DESGASTADOS LOS CORTADORES Y NO PODER LEVANTAR PRESION AL SISTEMA HIDRAULICO Y PRESENTARSE ALGUNAS FRACTURAS LIGERAS.

## PRUEBAS.

Los datos referentes a la localización y clasificación petrográfica de los materiales recibidos se presentan en la tabla 1.

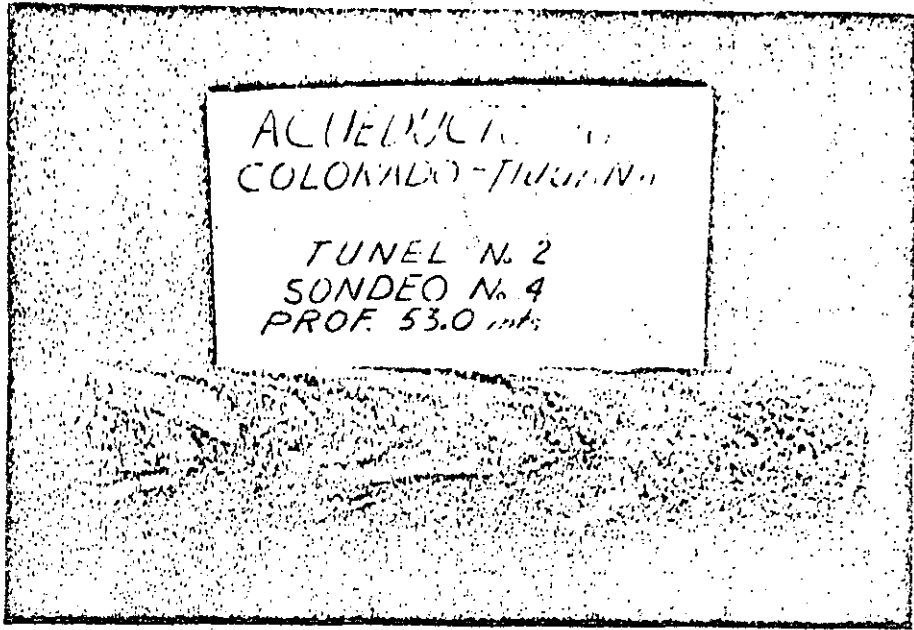
TUNEL	SONDEO	CADENAMIENTO	PROFUNDIDAD	IDENT. DE LAB.	CLASIFICACION
2	2	4 + 950	2.15 m	76/161	Gneis de micas
2	4	1 + 400	53.00 m	76/162	Gneis de micas
3	2	3 + 750	20.00 m	75/163	Diorita cuarcifera
3	3	0 + 300	20.00 m	75/164	Diorita cuarcifera

TABLA 1

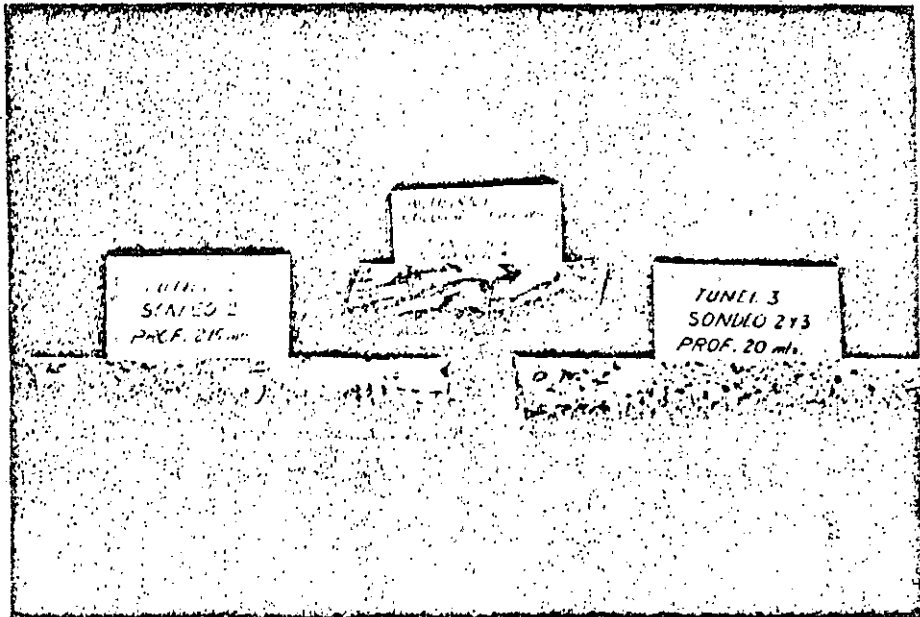
Las pruebas programadas en estos materiales, incluían la ejecución de ensayos triaxiales, de corte directo y de permeabilidad, pero debido a que el diámetro de las muestras obtenidas de los sondeos estaba entre los diámetros 2X (4.12 cm) y 1X (5.39 cm), no fue posible realizar esas pruebas, ya que las 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 porosidad.

Los resultados obtenidos en estos ensayos se presentan en la tabla 2.

4000 59



FOTOGRAFIA 1.- Material clasificado como gneis de micas, en el que se aprecia claramente las vetas de mica y su orientación.



FOTOGRAFIA 2.- Materiales recibidos de los sondeos. A la izquierda el gneis de micas masivo, a la derecha la diorita cuarcifera y al fondo el gneis de micas en el que se notan claramente la orientación de sus vetas.

C950 A

131

TUNEL	SERIE	MUESTRA	PESO VOLUME TIPO SECO T/m <sup>3</sup>	RESISTENCIA A LA TENSION Kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Kg/cm <sup>2</sup>	MODULO-DE ELASTICIDAD Kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION ROCA INTACTA
2	2	1	2.604	135.9			
2	2	2	2.782		2043.1	336428	CL
2	2	3	2.015		2490.1	257515	AL
2	2	4	2.018		1773.4	416375	BL
2	2	5	2.631		787.1	164145	CM-CL
2	2	6	2.655		651.3	137553	CM-CL
3	2	7	2.665		1514.4	236105	BL
3	2	8	2.552		1455.1	308357	BL
3	2	9	2.654		1542.2	250245	BL
3	2	10	2.654		1052.6	156758	CL
3	3	11	2.665		1353.8	157832	BL
3	3	12	2.674	75.4			
3	3	13	2.660		752.5	152755	CM-CL
3	3	14	2.670		1050.5	245739	CM

TABLA 2. PROPIEDADES DE LOS MUESTRAS.

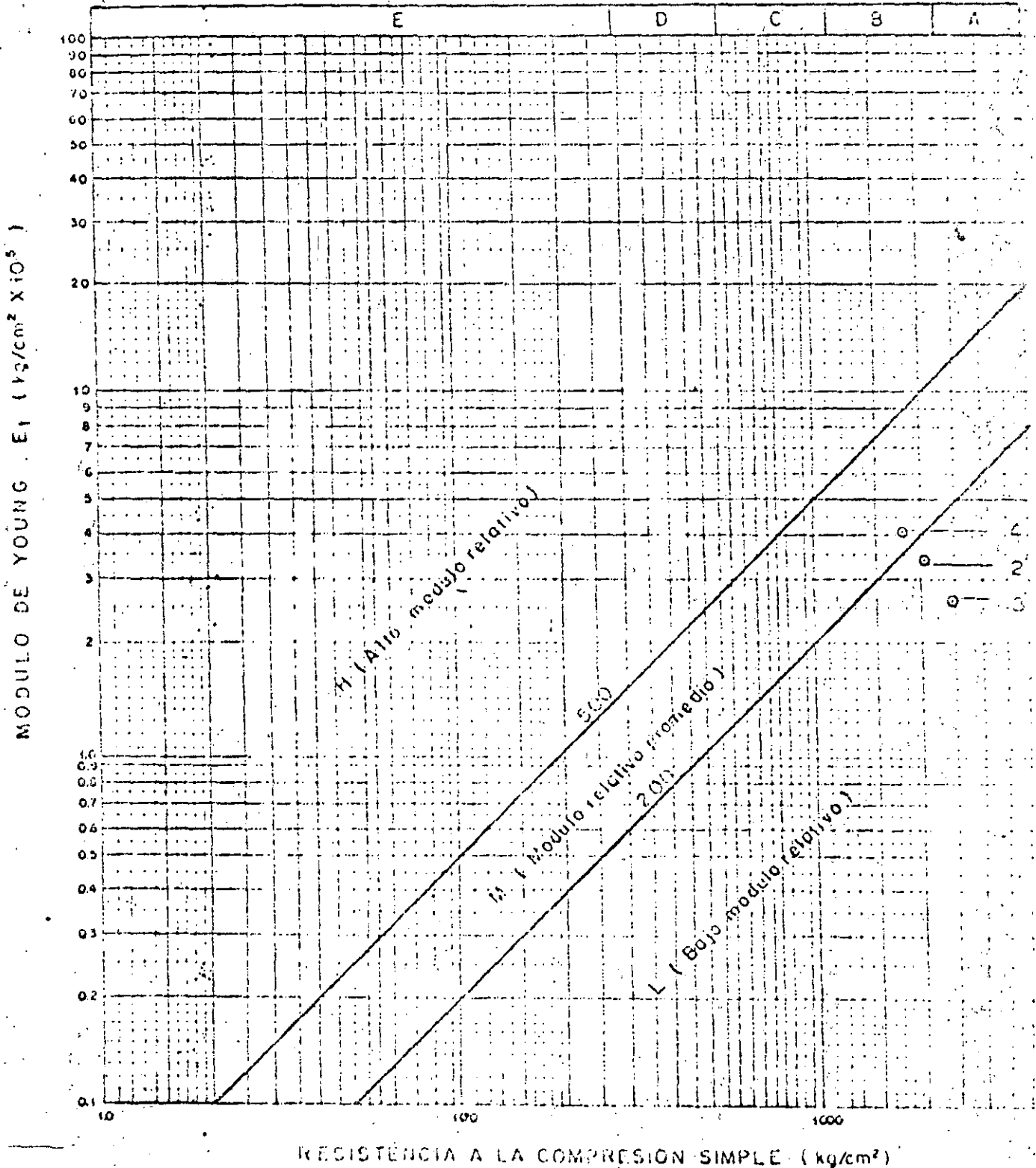


DIRECCION DE PROYECTOS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia: Acueducto Río Colorado, B.C. Identificación de Lab: 76/101  
 Banco: Túnel 2 Pozo: Sondos 2 Profundidad: 215 m  
 Muestra: 2, 3, 4 Est.: 4 + 950 Fecha: marzo 1975



RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE ( $\text{kg/cm}^2$ )

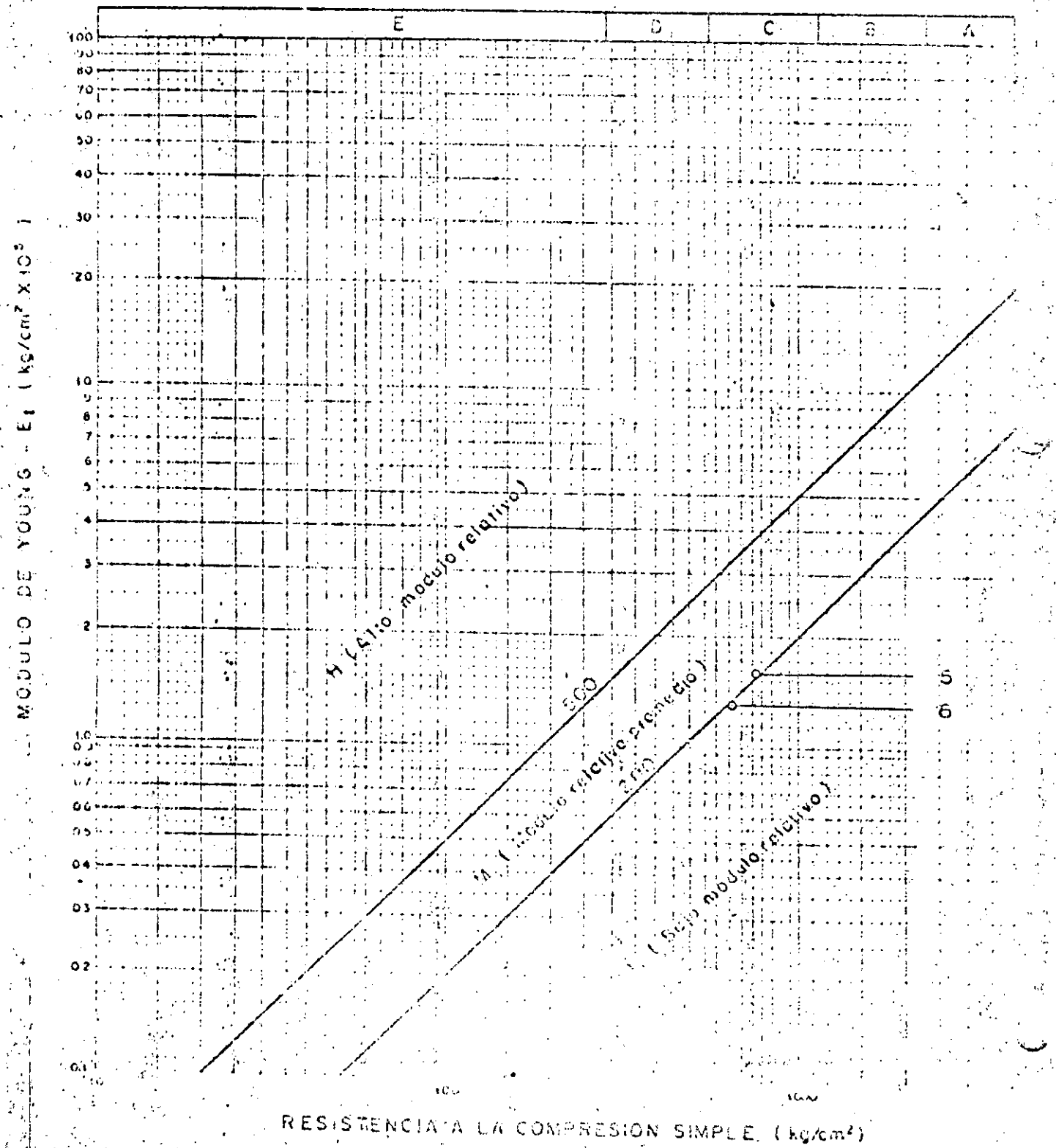
62

DIRECCION DE PROYECTOS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CASO A MECANICA DE ROCAS

CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia: Acueducto Rio Colorado, R.C. Identificación de Lab: 75/102  
 Tranco: Túnel 2 Pozo: Sondeo 4 Profundidad: 530 m  
 Muestra: 5, 6 Est.: 1, t. 400 Fecha: Marzo 1978

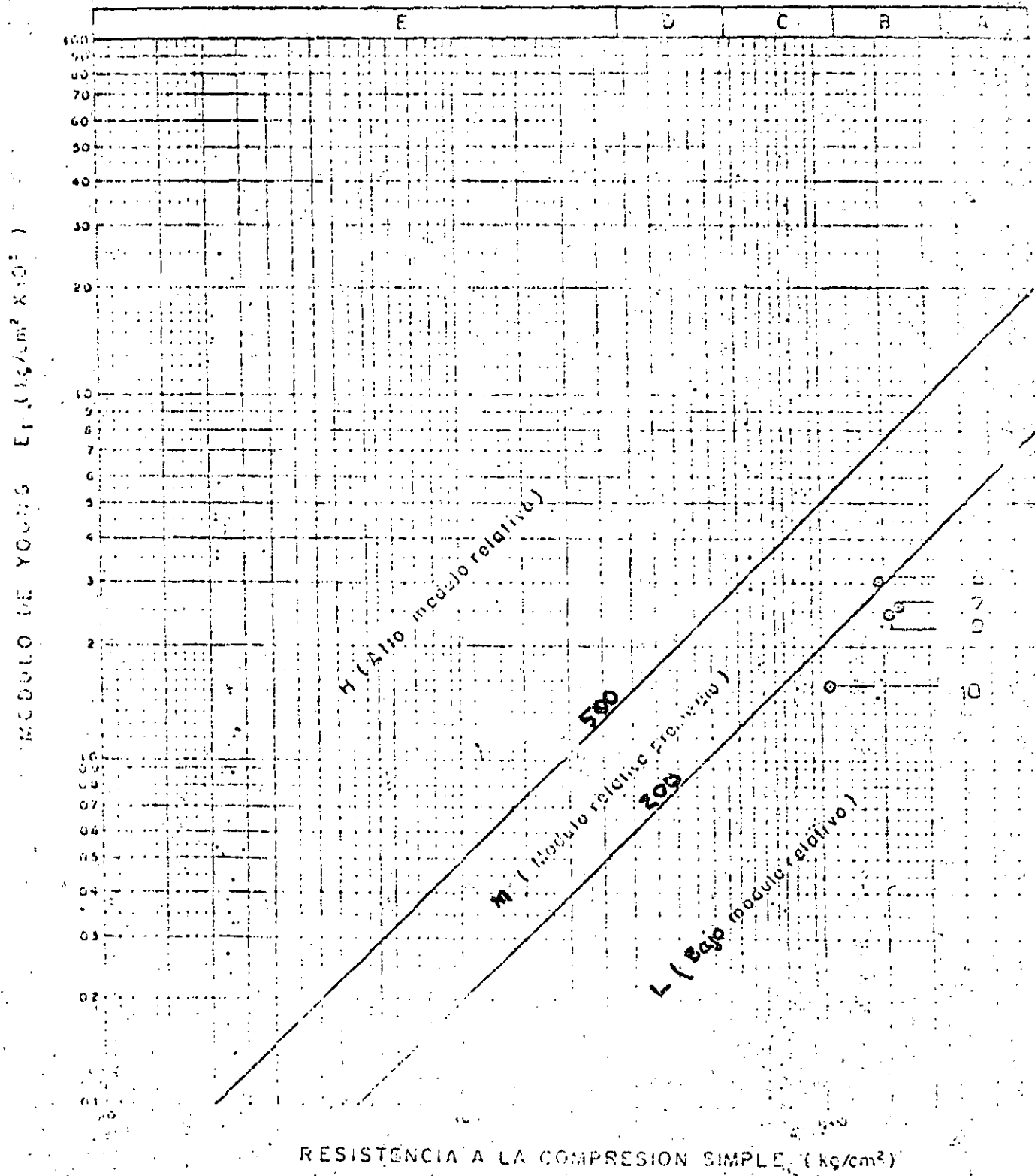


**DIRECCION DE PROYECTOS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL**

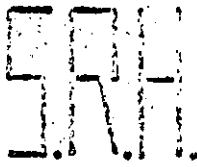
**CASO A MECANICA DE ROCAS**

**CLASIFICACION DE ROCA INTACTA**

Procedencia ... Acueducto Río Colorado, D.F. ... Identificación de Lab ... 75/103  
 Tranco ... Túnel 3 ... Pozo ... Sondaje 2 ... Profundidad ... 20.0 m  
 Muestra ... 7, 8, 9, 10 ... Est. ... 5 + 750 ... Fecha ... marzo 1975



RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm²)



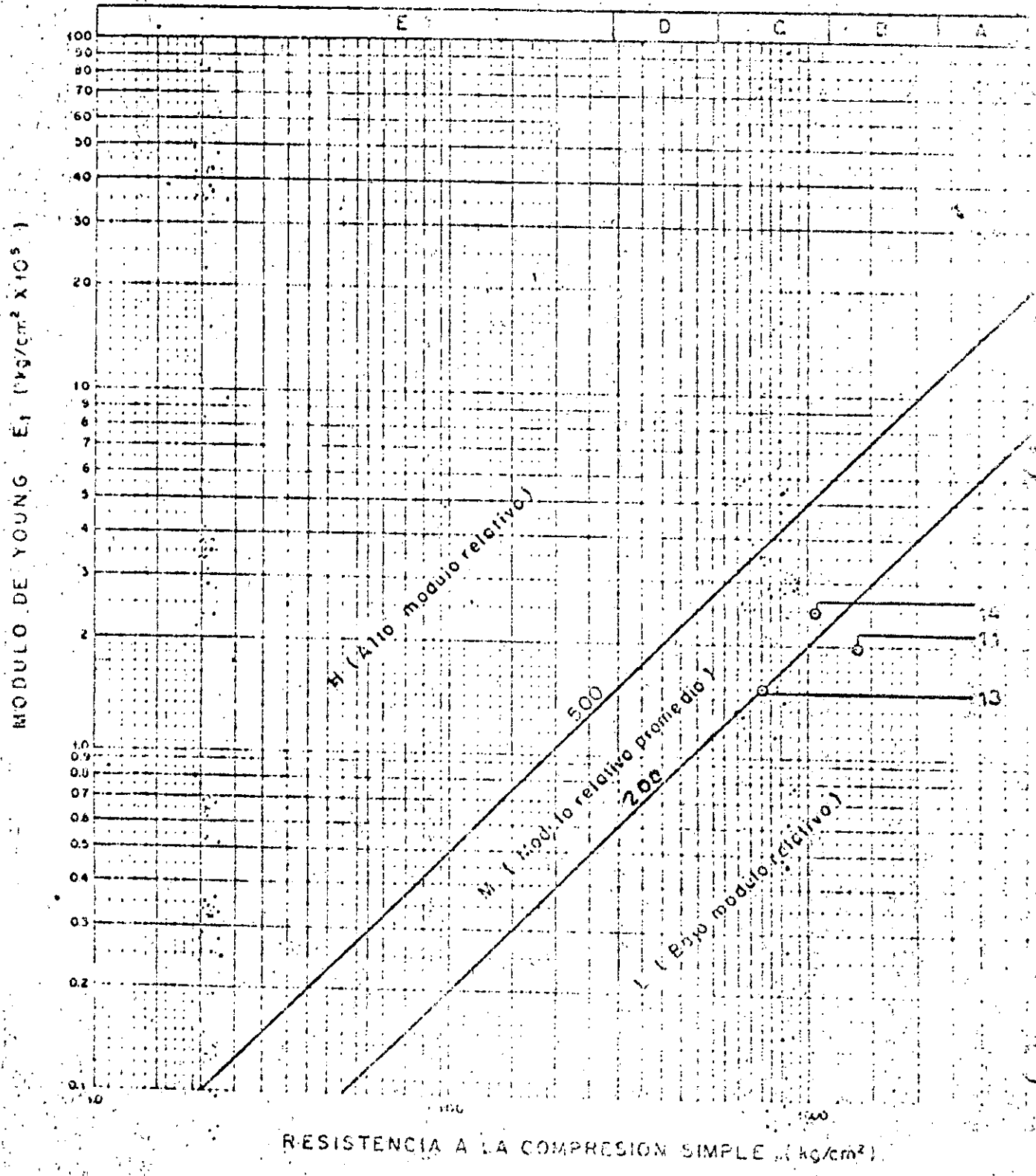
64

# DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

## CASO A MECANICA DE ROCAS

### CLASIFICACION DE ROCA INTACTA

Procedencia: Acueducto Río Colorado, D.C. Identificación de Lab: 76/164  
 Banco: Túnel 3 Pozo: Sondaje 3 Profundidad: 20.0 m  
 Muestra: 11, 13, 14 Est.: D + 300 Fecha: marzo 1976



GERENCIA GENERAL ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA B.C.  
LABORATORIO DE MATERIALES

LINDRO No.	Km.	EXTRACCION MIN.		PRUEBA DUREZA SHORE		COLOR
1	0+018.73	10		69,72,72,77,70,72,75,75 80,80,82,86,82,83,85,85,84 54,55	76	GRIS OSCURO GRIS CLARO NEGRO
2	0+018.13	10		85,83,78,72,70,80,82,84,84 55,54,53		GRIS (CLARO Y OSO) 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	30		99,98,98,102,95,96,95,97,105,102		CLARO
6	0+172.00	30		90,98,95,93 102,102,106,102,100,106		CLARO GRIS CLARO
7	0+172.00	33		102,101,99,102,102		CLARO
8	0+172.00	32		95,102,95,93,103,99,103,105		CLARO

CASO A

66 DETERMINACION DEL MODULO ELASTICO Y RESISTENCIA A COMPRESION UNIAxIAL EN NUCLEOS DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO DE MINERA AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

1. 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 Micromerasurements.

3. PRUEBAS EFECTUADAS

De los núcleos recibidos, se elaboraron ocho especímenes : dos de ellos se rompieron durante el proceso de recti

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/cm<sup>2</sup> con un valor máximo de 2717 kg/cm<sup>2</sup> y un valor mínimo de 1720 kg/cm<sup>2</sup>; el módulo elástico tangente inicial promedio fué de  $8.11 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>, con un valor máximo de  $9.39 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup> y un valor mínimo de  $6.65 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>.

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 COMPRESION UNIAXIAL Y MODULO TANGENTE INICIAL  
 DE ESPECIMENES DE ROCA PROCEDENTES DE LA UNIDAD MOLANGO DE MI-  
 NERA DE AUTLAN, ESTADO DE HIDALGO.

NO.	E S P E C I M E N		DURACION PRUEBA ( Seg )	$(\sigma_c)_{ult}$ ( kg/cm <sup>2</sup> )	$(E_t)_i$ ( kg/cm <sup>2</sup> )	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	$9.39 \times 10^5$	AM
3	63.6	26.9	1400	2717	-	-
4	58.2	26.7	760	2122	$8.52 \times 10^5$	BM
5	56.9	26.7	764	2179	$7.89 \times 10^5$	BM
6	53.5	27.0	620	1720	$6.65 \times 10^5$	BM

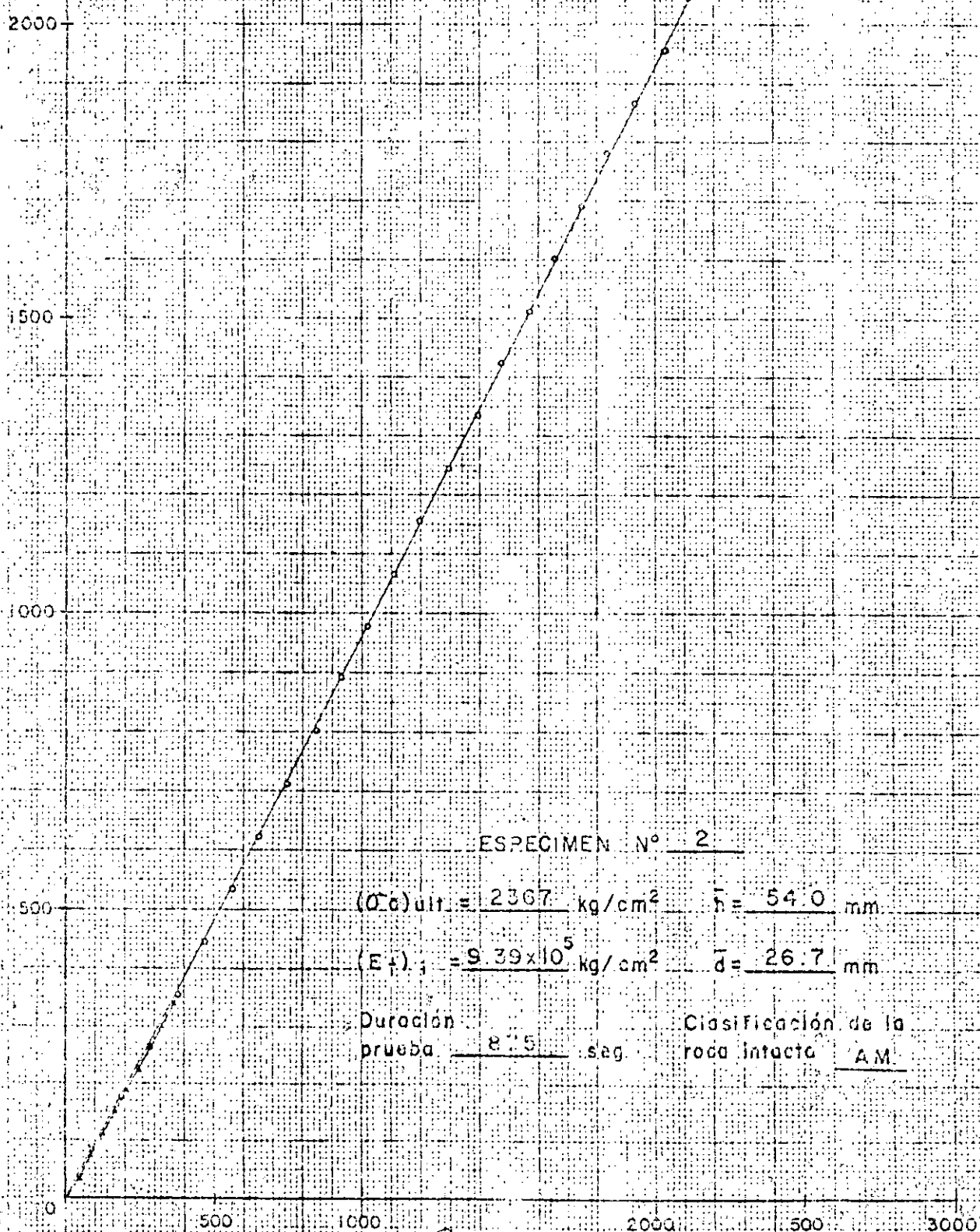
\* De acuerdo con la clasificación dada por Deere y Miller basada  
 en la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo relati-  
 vo  $(E_t)_i / (\sigma_c)_{ult}$

69

0.710  
0

70

CASO B



ESPECIMEN N° 2

$(\sigma_c)_{ult} = 2367 \text{ kg/cm}^2$      $\bar{h} = 54.0 \text{ mm}$

$(E+)_{i} = 9.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$      $\bar{d} = 26.7 \text{ mm}$

Duración prueba 8.5 seg.

Clasificación de la roca intacta AM

$(10^{-6})$

2000

1500

1000

500

0

500

1000

1500

2000

2500

3000

ESPECIMEN N° 4

 $(\sigma_c)_{ult} = 2122 \text{ kg/cm}^2$   $h = 58.2 \text{ mm}$  $(E_c) = 8.52 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{d} = 26.7 \text{ mm}$ Duración  
prueba 760 segClasificación de la  
roca íntacta BM

0

500

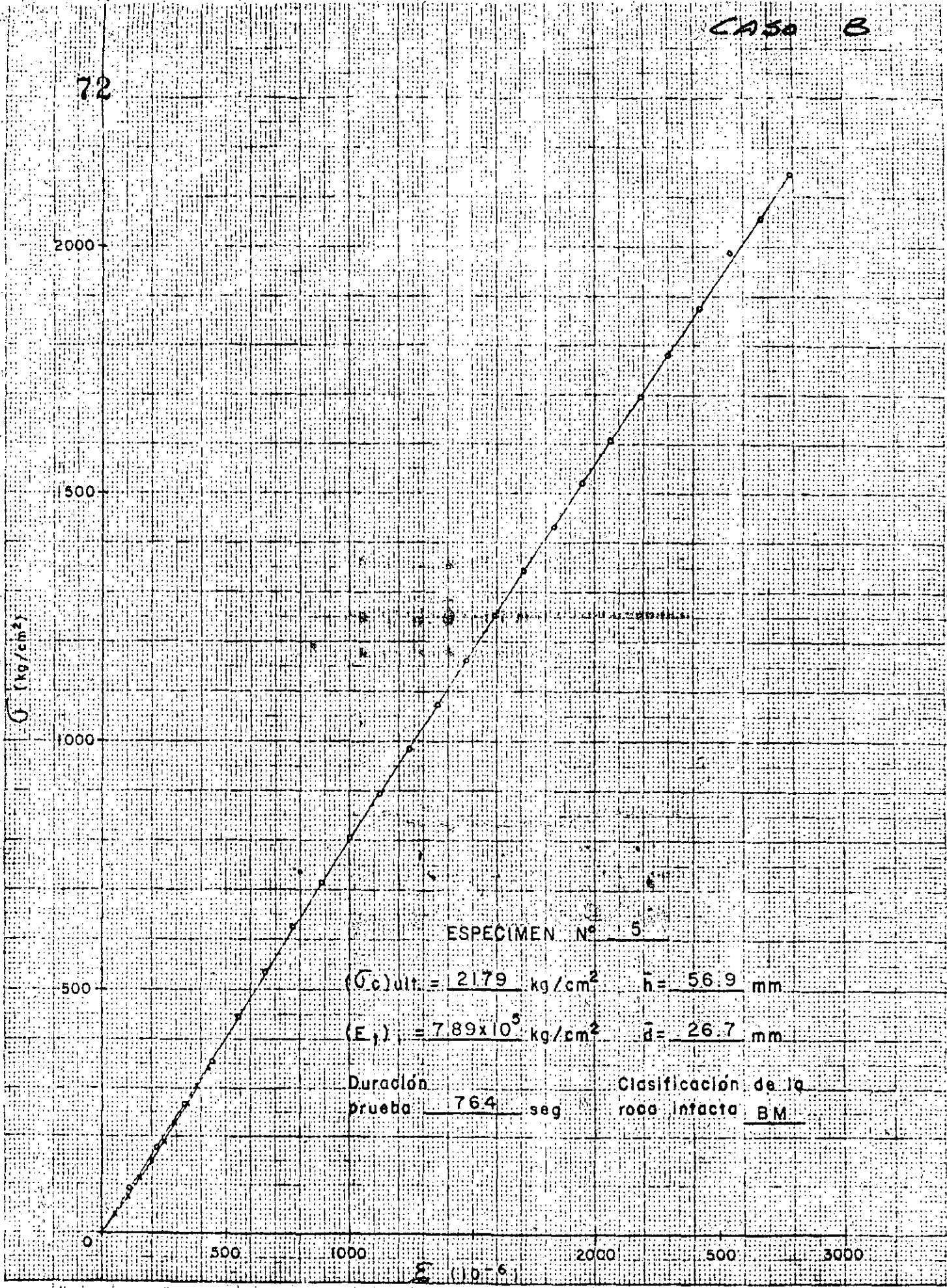
1000

1500

2000

2500

3000



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

500

Y (kg)

ESPECIMEN N° 6

$(\sigma_c)_{ult} = 1720 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{h} = 53.5 \text{ mm}$

$(E_f)_1 = 6.65 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{a} = 27.0 \text{ mm}$

Duración prueba 620 seg

Clasificación de la  
raza infecta BM

X (10<sup>-6</sup>)

500

1000

2000

3000

4000

X

Y

Z

# PROCEDURE FOR ASSEMBLY OF JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

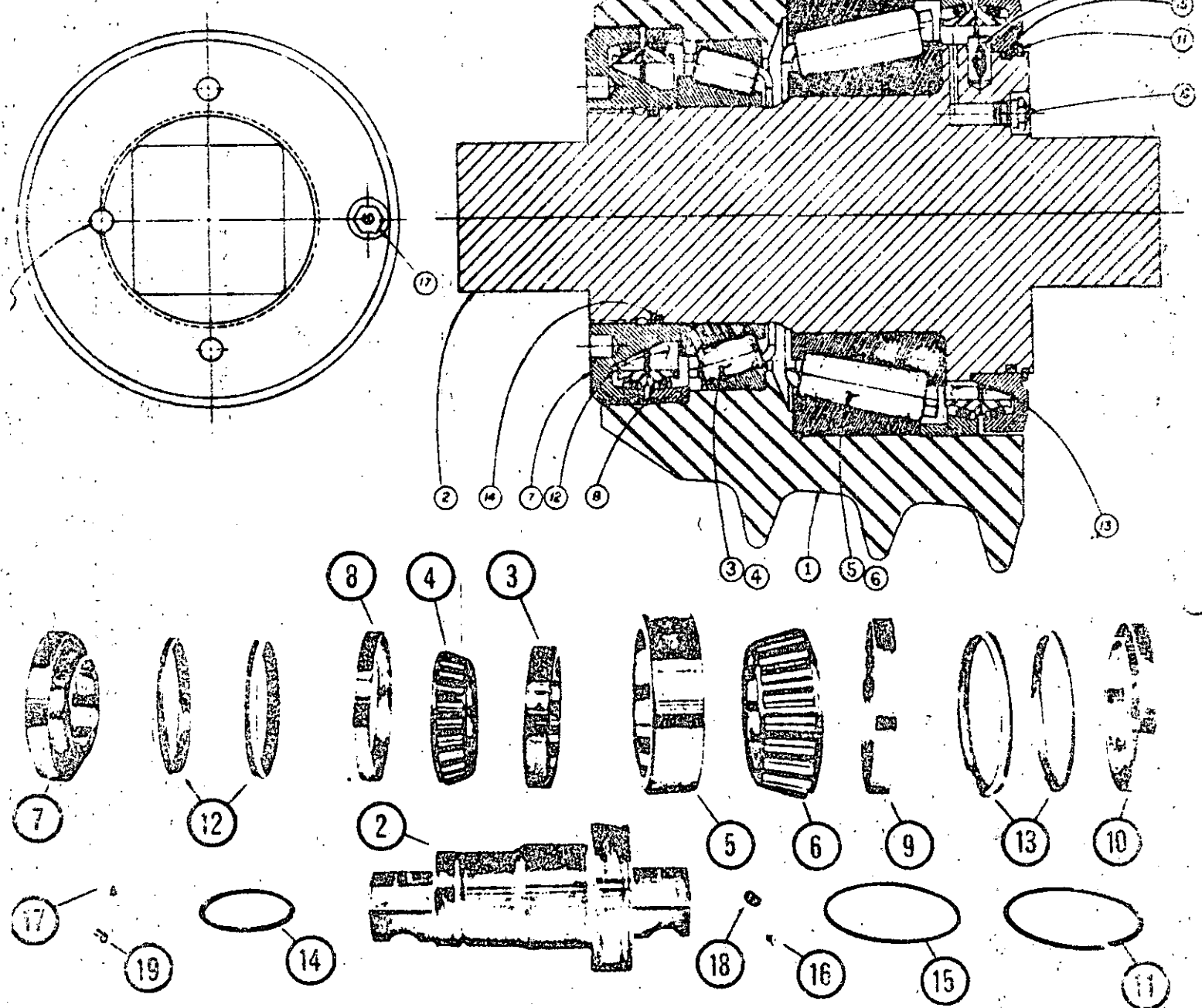
**JARVA** inc.

29125 Hall Street / Solon, Ohio 44139 USA

Telephone: (216) 248-6166 Telex No.: Jarva Solon 98 52 32

# JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

75



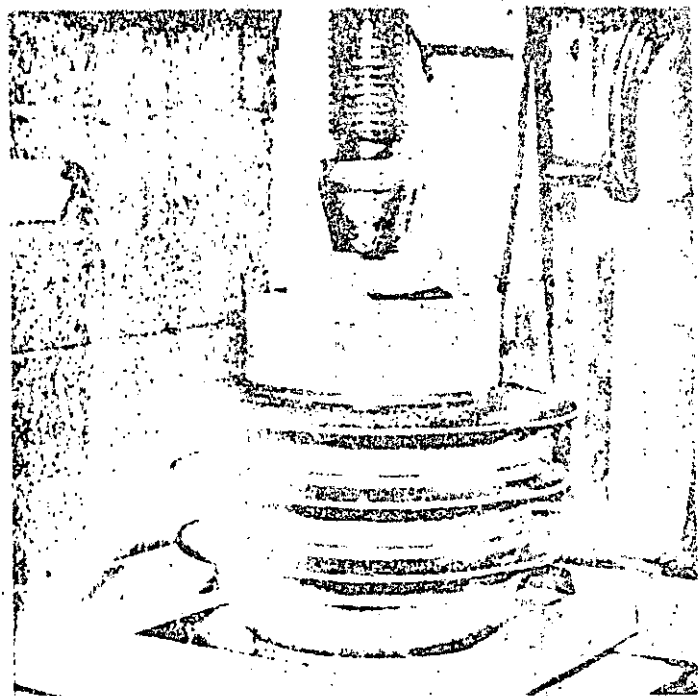
Item No.	Qty.	Description
1	1	Cutter Body
2	1	Journal
3	1	Small Bearing Cup
4	1	Small Bearing Cone
5	1	Large Bearing Cup
6	1	Large Bearing Cone
7	1	Nut
8	1	Seal Ret. Seat (small)
9	1	Seal Ret. Seat (large)
10	1	Seal Ret. Seat (large)

Item No.	Qty.	Description
11	1	Snap 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	Dowel Pin
19	1	Dowel Pin

\* Seal Assemblies consist of a set of two metal rings and two elastomeric rings.



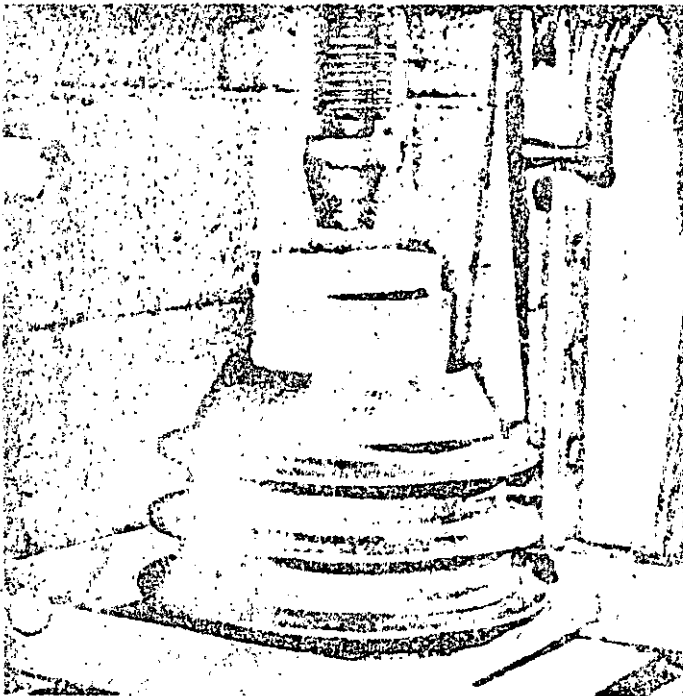
# PROCEDURE FOR ASSEMBLING JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER



## 1. PRESS LARGE BEARING CUP, ITEM #6, 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.

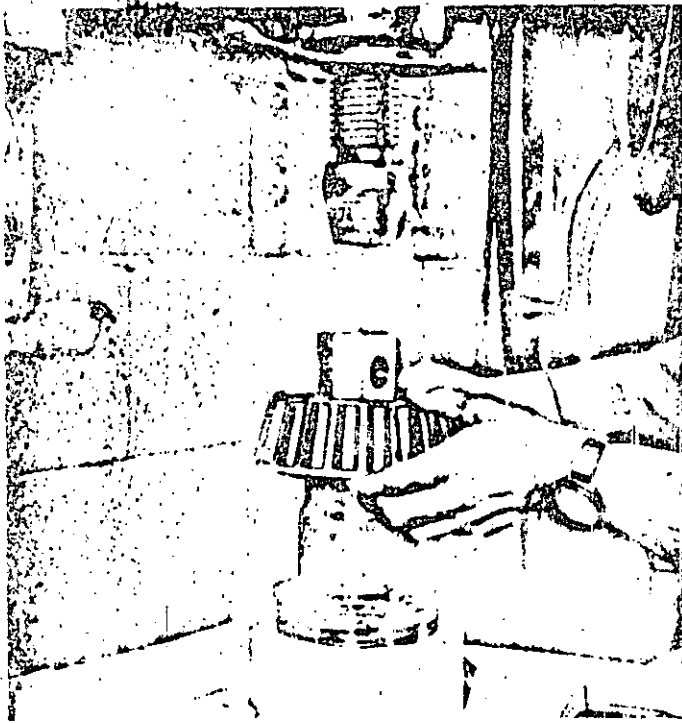
- E. Place bearing cup installation tool (AT-6) on bearing cup.
- F. Press bearing cup into cutter bore.
- G. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.



## 2. PRESS SMALL BEARING CUP, ITEM #3, INTO CUTTER BORE

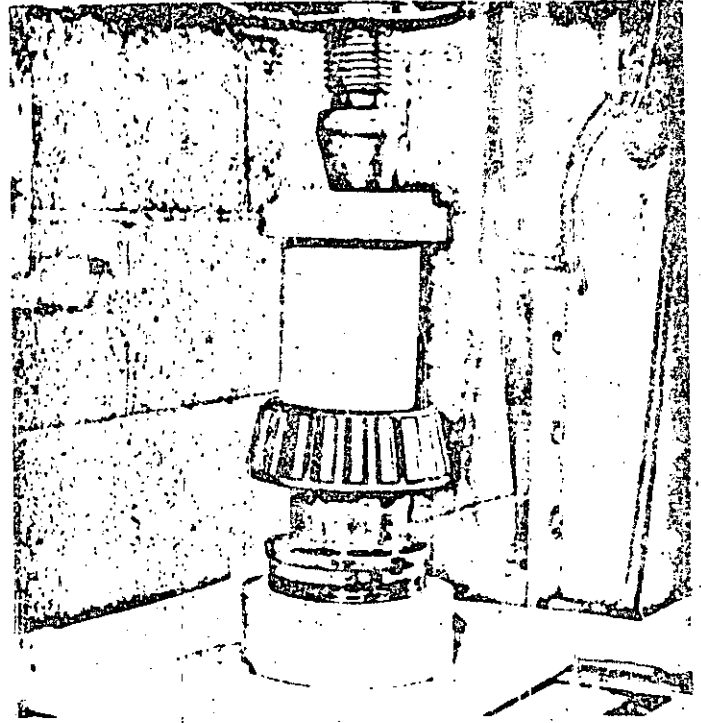
- A. Place cutter, large end down, on press table.
- B. Apply a coating of lubricant to O.D. of bearing cup.
- C. Place bearing cup into cutter bore.
- D. Place bearing cup installation tool (AT-7) on bearing cup.
- E. Press bearing cup into cutter bore.
- F. Inspect assembly to assure positive seating of bearing cup on the cutter bore shoulder. Use a .002" feeler gage.





### 3. PRESS LARGE BEARING CONE, ITEM #8, ON JOURNAL

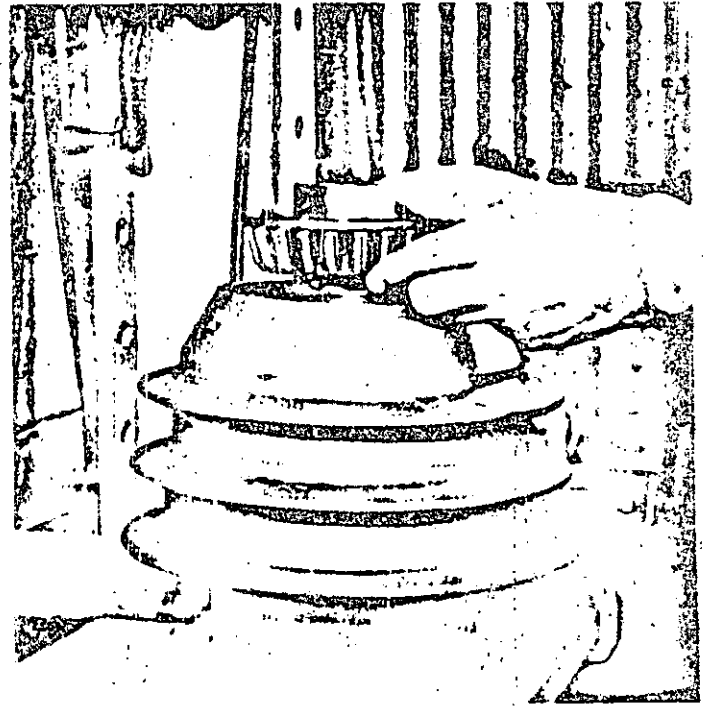
- A. Remove relief valve, Item #16, and plug, Item #17, and clean journal thoroughly, making sure grease holes are clean and free from foreign material. Reinstall plug.
- B. Place journal on top of journal holding tool (AT-8) on press.
- C. Clean inside of bearing cone assembly and apply a coat of lubricant to the I.D.



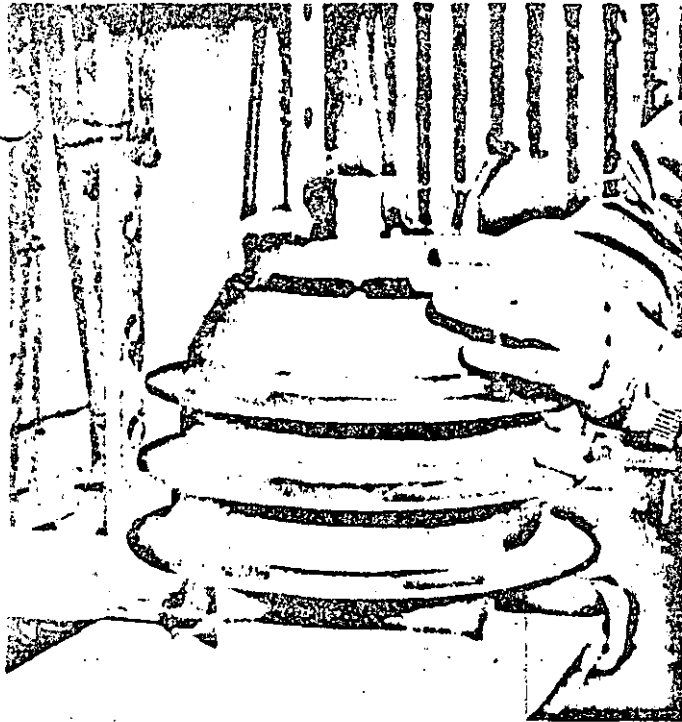
- D. Place bearing cone assembly on journal.
- E. Place bearing installation tool (AT-14) over journal and press bearing cone onto journal.
- F. Inspect to assure positive seating of the bearing cone assembly on the journal. Use .002" feeler gage.



### 4. PLACE CUTTER SHELL OVER JOURNAL



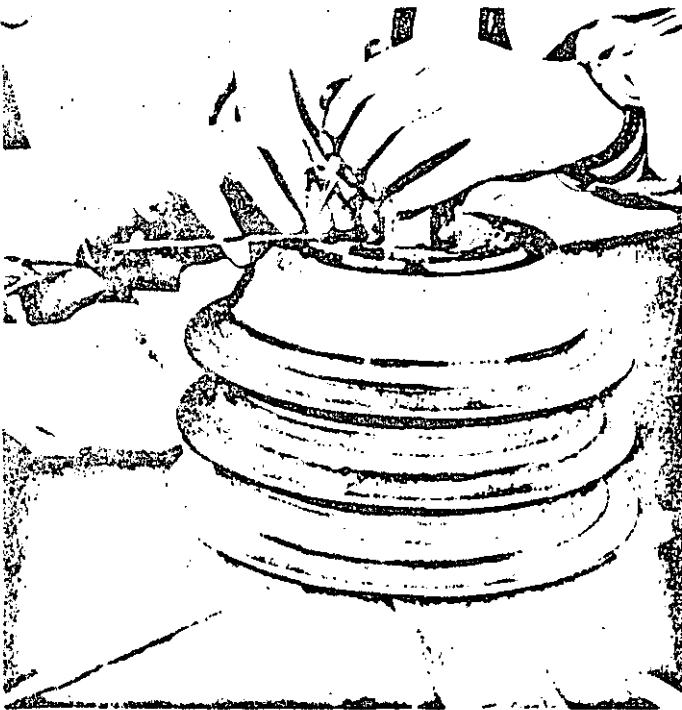
### 5. PLACE SMALL BEARING CONE, ITEM #4, OVER JOURNAL AND PUSH IT DOWN INTO THE CUP INSIDE THE SHELL.



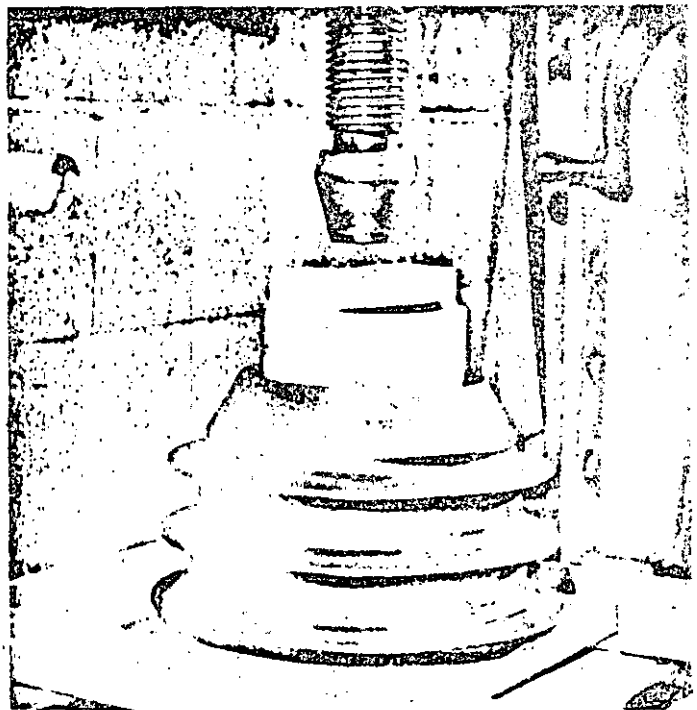
6. INSTALL NUT, ITEM #7, ON JOURNAL AND TURN ON HAND TIGHT.



7. CLAMP JOURNAL IN VISE WITH SMALL END OF CUTTER UP, USING SPANNER TOOL (AT-15) TORQUE NUT TO 125 - 150 FT/LBS.



8. SCRIBE A MARK ACROSS THREADED JOINT OF NUT AND JOURNAL, FOR FUTURE REFERENCE.  
REMOVE NUT.



9. INSTALL SMALL INSIDE SEAL RETAINER, ITEM #8.  
A. Place cutter small end up in press.  
B. Lubricate O.D. of small seal retainer and place into shell.  
C. Using small seal retainer installation tool (AT-10), press retainer into place.

783A

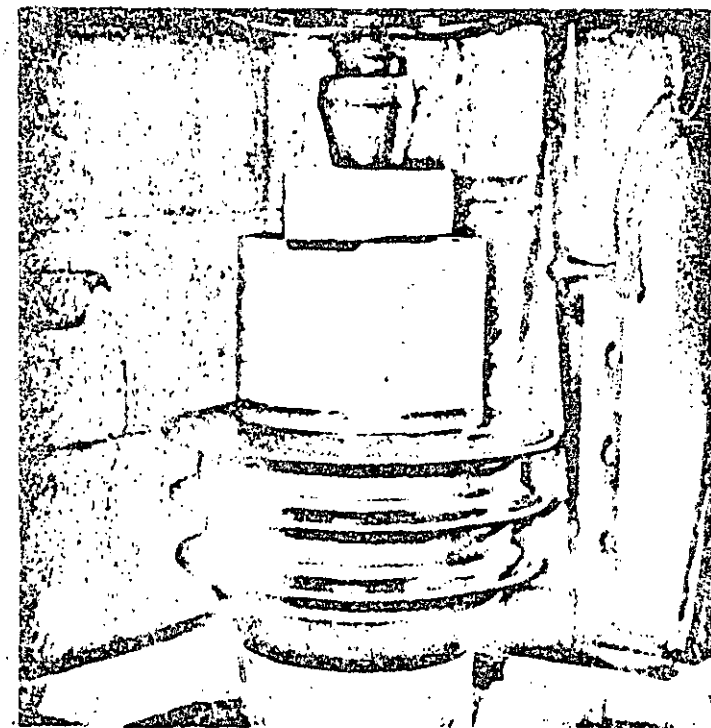
10. INSTALL SMALL SEALS, ITEM #12, IN NUT AND CUTTER. SEE CATERPILLAR "INSTALLATION INSTRUCTIONS" AND "INSTALLATION TOOLS" SHEETS ATTACHED.



A. Using caterpillar tool (7L4949) install 1/2 seal assembly in nut.

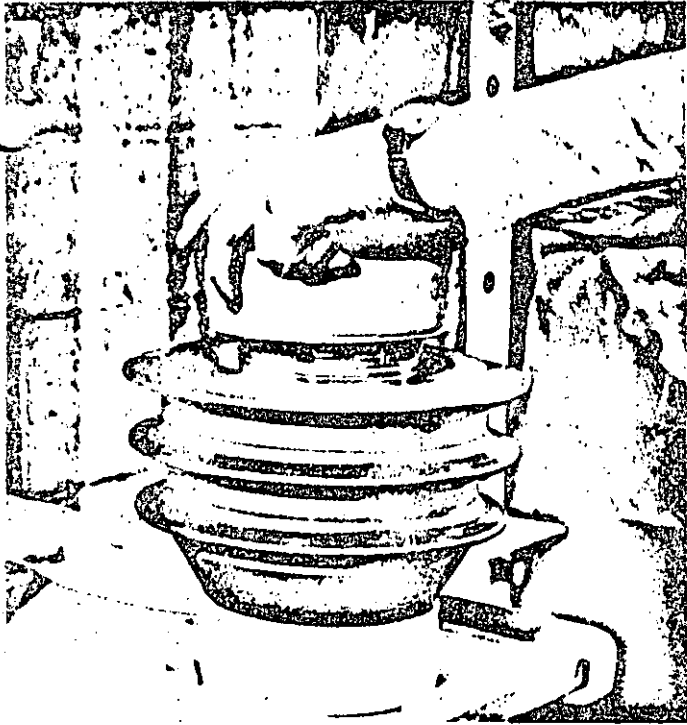
B. Install other 1/2 seal in nut.

11. INSTALL "O" RING, ITEM #14, ON JOURNAL AND REINSTALL THE NUT ON THE JOURNAL. TIGHTEN 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.

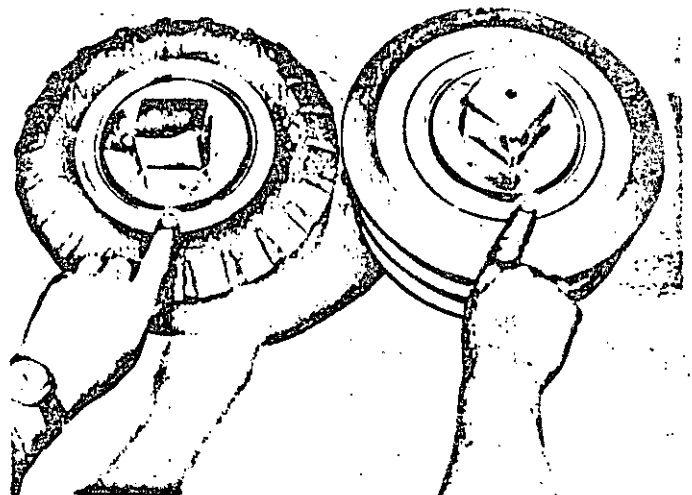
B. Install other 1/2 seal in outer seal retainer, Item #10.

**14. INSTALL LARGE OUTER SEAL RETAINER**

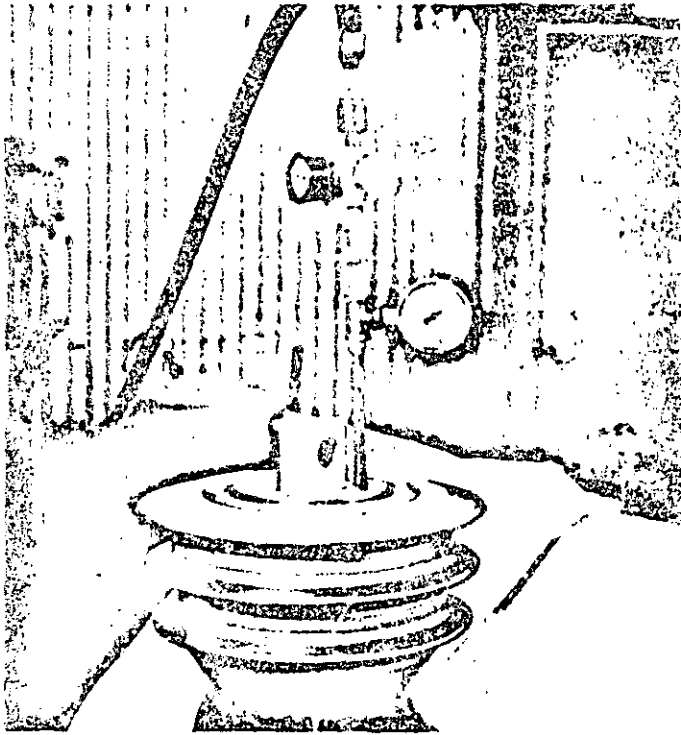


A. Install "O" ring, Item #15, in place of journal, and drop seal and retainer assembly into cutter. Make sure slot in retainer lines up with pin, Item #18, in journal.

B. Using installation tool (AT-12), push retainer down 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.



15. ATTACH AIR SUPPLY IN HOLE USED FOR PRESSURE RELIEF FITTING. PRESSURIZE TO 40 PSI, AND SEAL OFF CUTTER FROM SUPPLY. IF PRESSURE INSIDE THE SHELL DROPS, DISASSEMBLE THE CUTTER AND RESEAL SEALS. ALSO CHECK INSTALLATION OF "O" RINGS.

16. DRILL AND REAM 3/8" DIA. BY 9/16" DEEP DOWEL HOLE AND INSTALL DOWEL PIN, ITEM #19. STAKE TWO PLACES TO RETAIN PIN.

17. REMOVE PLUG, ITEM #17, AND FILL CUTTER WITH GREASE OF NLGI GRADE EP1, WITH MINIMUM TIMKEN LOAD TEST RATING OF 40 LBS. REINSTALL PLUG AND PRESSURE RELIEF FITTING.

## TUNELEADORAS DE PLUMA

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

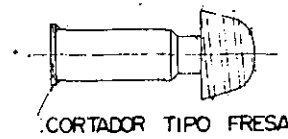
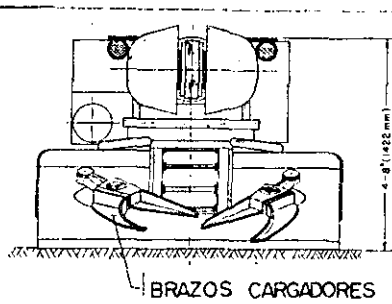
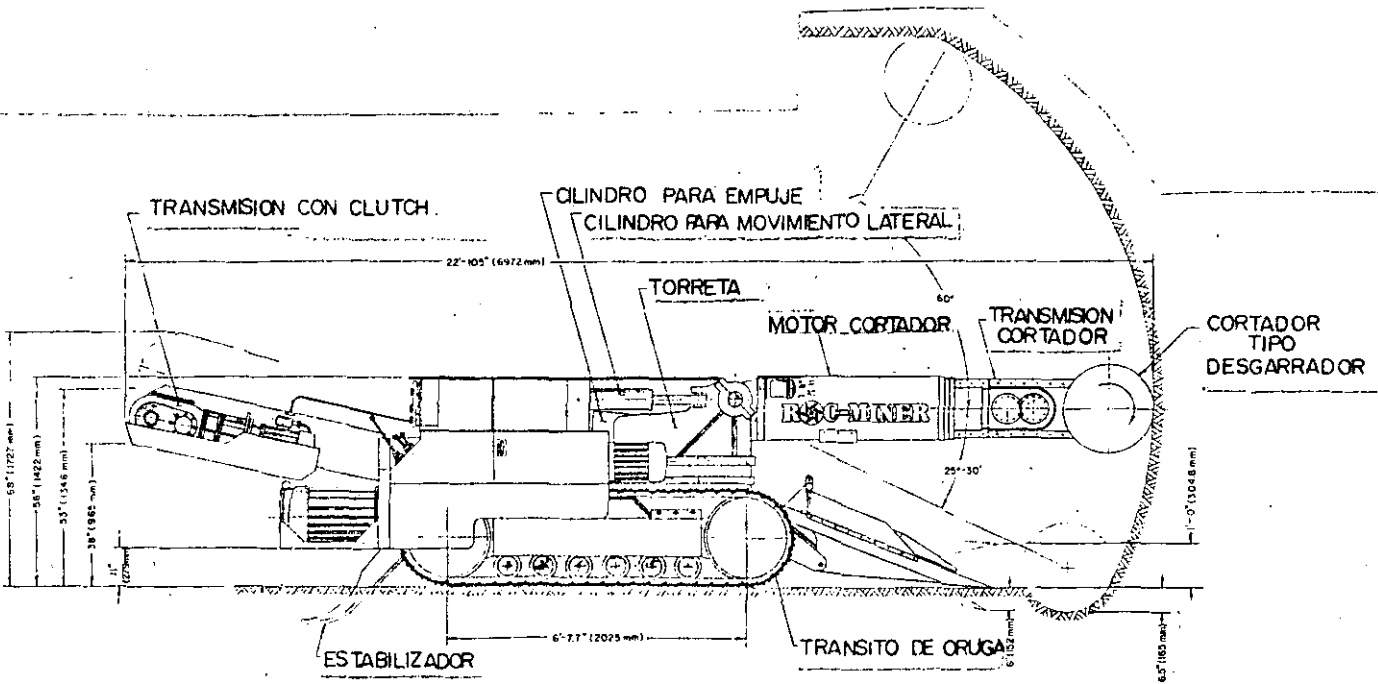
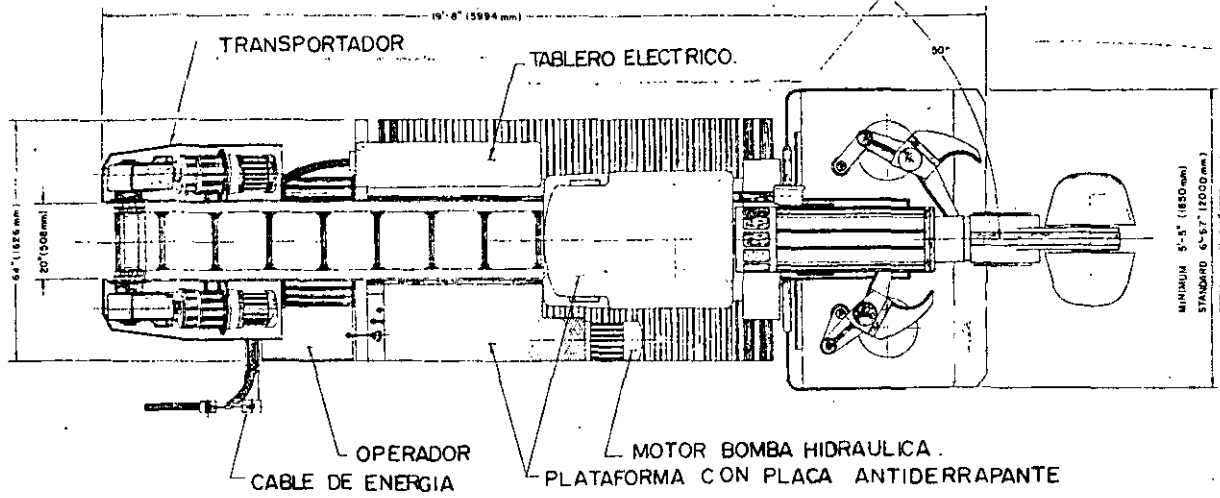
BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA EN DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA 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/CM<sup>2</sup>, 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/CM<sup>2</sup> - 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 V.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.



( FIG. 1 )

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 M OTORES DE 215 H.P. (160 KW) ACCIONANDO EL -  
CORTADOR, ENTRE ELLAS SE TIENEN LA SUPER ROC-MINER DE LA ALPINE CORPO-  
RACION, 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.



84

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.

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TA B. Nº 1

HOJ 19 5

85

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA 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			
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 US.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 GERMANY	DESGARRA D'OR	TRANSPOR- TADOR DE CADENA	45	60	52.5	70	6	6.6	LIGERA

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	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 GERM.	FRESA	CARGADOR CIRCULAR DE CANGILONES	55	74	85	141	21	23.1	MEDIA

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TABL. Nº 1

HOJ. Nº 7

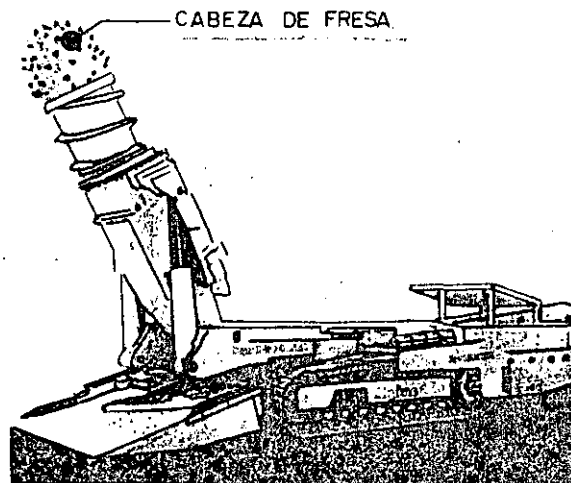
MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON TON		C L A S E
			KW	HP	KW	HP	METRICA	CORTA	
MOBILE EXCAVATOR MEMCO U.S.A.	DESGARRA DOR	CORTADOR CON EMPUJE CILINDRICO Y BRAZOS RE COGEDORES	60	75	120	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- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA- DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	225	300	450	600	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)



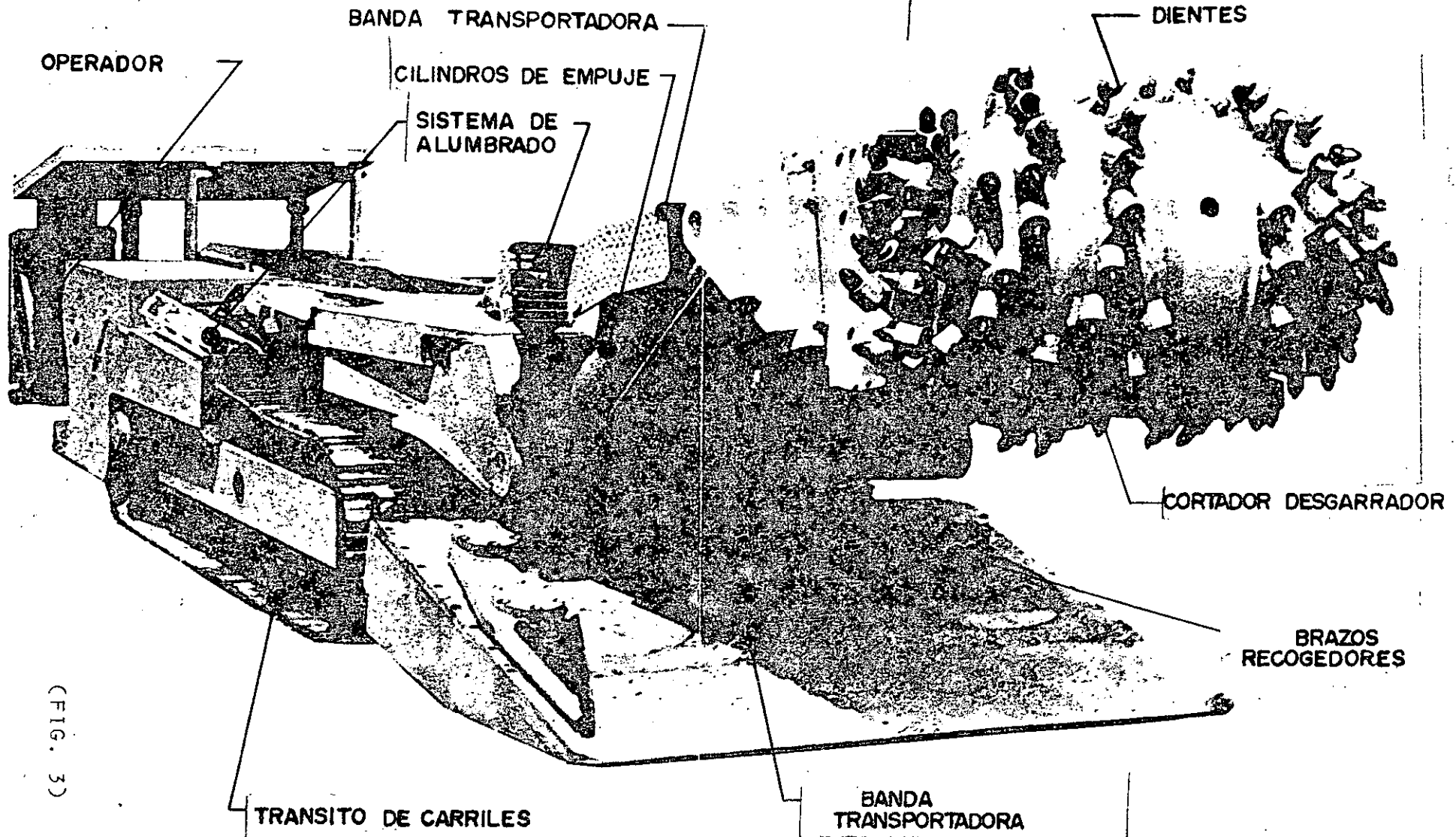
(FIG. 2)

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 DESCARRAMIENTO PRODUCE UN 30% MAS - DE MATERIAL QUE EL TIPO FRESA, POR LO QUE SE PREFIERE 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)



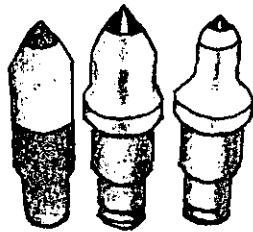
(FIG. 3)



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 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.

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 PENDE EN FORMA IMPORTANTISIMA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DE LA FORMA--- CION.

A CONTINUACION SE DAN CARACTERISTICAS DE UNA MAQUINA DE TIPO MEDIO:

TIPO CORTADOR	DESGARRADOR
POTENCIA MOTOR CORTADOR	160 K. W.
PESO DE LA MAQUINA	45 TONS
DIAMETRO DEL CORTADOR	940 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 HORNOS DE MEXICO, EMPLEA UN BUEN NUMERO DE ESTAS MAQUINAS EN SUS -- ES SUS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS EN COAHUILA.

94

EN BAJA CALIFORNIA SUR SE EMPLEA ACTUALMENTE UNA ALPINE F6-A EN UNA EX--  
PLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS.

ESTA MAQUINA HA INICIADO APENAS SUS OPERACIONES Y EN EL PRIMER MES SE OB  
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.

siv..

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
<b>TOTAL</b>	<b>4</b>		<b>72</b>

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 <sup>3</sup> /Min.	1

III.- PRODUCCION

Durante el mes se trabajó únicamente en la frente principal de extracción, en una sección promedio de 11.78 M<sup>2</sup>.

3.1 Producción / Mes

Avance	= 40.90 M.L. / Mes
Volúmen tumbado	= 481.85 M <sup>3</sup> / Mes
Toneladas tumbadas	= 1156.44 Tons. / Mes

3.2 Producción por turno

Avance	= 1.86 M.L. / Turno
Volúmen tumbado	= 21.90 M <sup>3</sup> / Turno
Toneladas tumbadas	= 52.57 Tons. / Turno

Se usó un peso unitario en banco para la fosforita de 2.4 Tons. / M<sup>3</sup>.

IV.- PRODUCTIVIDAD

<u>Tons. tumbada / Mes</u>	=	<u>1156.44</u>	=	16.06 Tons./Hombres turno
<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.

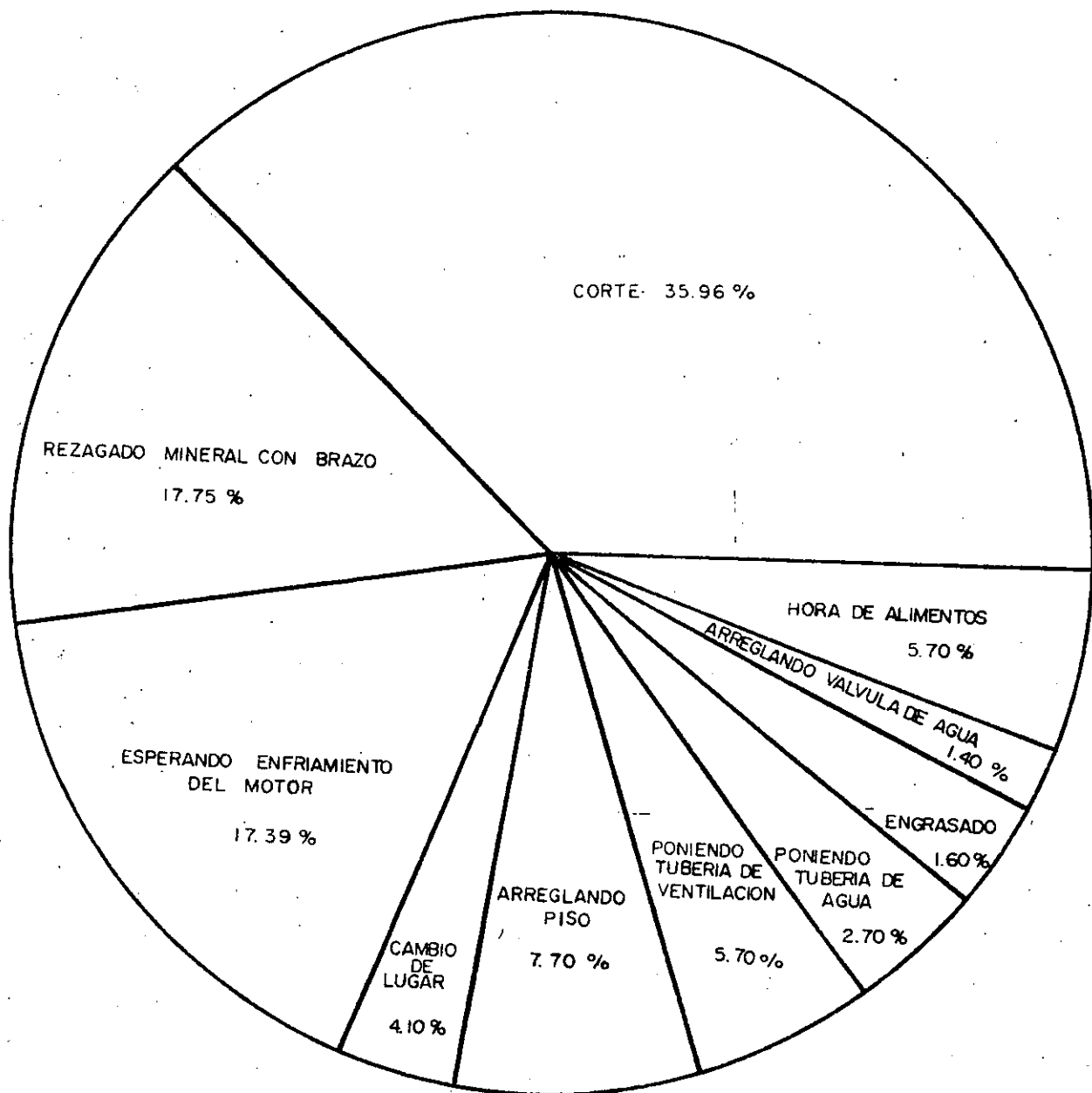
La ventilación que se usó fué succionando en el tope con tubería rígida.

RESUMEN DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS DEL MINERO CONTINUO

ALPINE F6-A

97

<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	

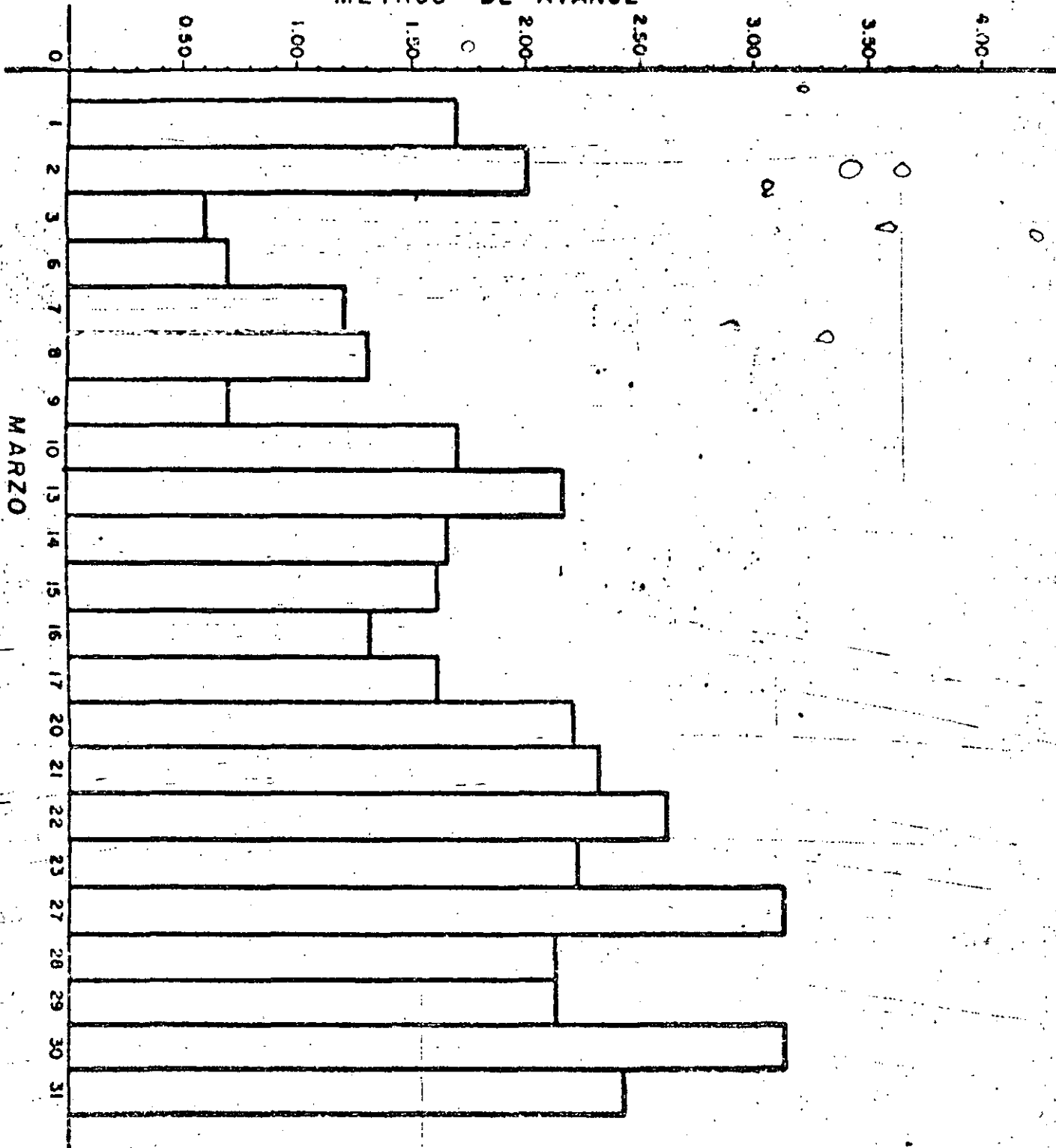


MINA PILOTO No 1

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 M<sup>2</sup>



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

OCTUBRE, 1985

PREGUNTA:

MENCIONE ALGUNAS CARACTERISITICAS MAS IMPORTANTES DE LAS DISCONTINUDADES GEOLOGICAS DE UN MACIZO RO COSO DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTECNICO. ASI MIS- MO QUE IMPORTANCIA TIENEN.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

SUGGESTED METHODS FOR THE QUANTITATIVE  
DESCRIPTION OF DISCONTINUITIES IN ROCK MASSES

SEPTIEMBRE, 1985

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS  
COMMISSION ON  
STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS

SUGGESTED METHODS  
FOR THE QUANTITATIVE DESCRIPTION OF  
DISCONTINUITIES IN ROCK MASSES

CONTENTS:

	<i>Page</i>
INTRODUCTION (Historical) . . . . .	320
ACKNOWLEDGEMENTS . . . . .	320
INTRODUCTION (TECHNICAL) . . . . .	321
GLOSSARY . . . . .	321
SAMPLING PHILOSOPHY . . . . .	322
Suggested methods for the quantitative description of the following:	
1. ORIENTATION . . . . .	322
(A) Compass and Clinometer Method . . . . .	322
(B) Photogrammetric Method . . . . .	330
2. SPACING . . . . .	333
3. PERSISTENCE . . . . .	335
4. ROUGHNESS . . . . .	338
5. WALL STRENGTH . . . . .	346
6. APERTURE . . . . .	351
7. FILLING . . . . .	353
8. SEEPAGE . . . . .	356
9. NUMBER OF SLITS . . . . .	359
10. BLOCK SIZE . . . . .	360
11. DRILL CORE . . . . .	363

The Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests on Rock was appointed in 1967. Subsequent to its first meeting in Madrid in October 1968, the Commission circulated a questionnaire to all members of the International Society for Rock Mechanics, the answers received clearly showing a general desire for standardized testing procedures. At a further meeting in Oslo in September 1969, tests were categorized in a priority for their standardization was agreed upon.

Subsequent meetings were held in Belgrade in September 1970, in Nancy in October 1971, in Lucerne in September 1972, in Katowice in October 1973, in Denver in September 1974, in Minneapolis in September 1975, in Salzburg in October 1976 and in Stockholm in September 1977. At the Lucerne meeting the Commission was subdivided into two committees, one on standardization of laboratory tests and the second on the standardization of field tests.

The present document, which covers category I(9) in Table I, has been produced through the efforts of an international Working Party consisting of a large number of individuals, including several members of the Commission on Field Tests. A list of contributors is given below. Most of the work has been through correspondence, coordinated by Tor Brekke (before 1974) and by Nick Barton (since 1974). Meetings of the Working Party were held in Denver in September 1974 and in Minneapolis in September 1975.

The purpose of these "Suggested Methods" is to achieve some degree of uniformity in the description of discontinuities in rock masses, as an aid to communication between the geologist and the engineer. However, the various suggested methods should not be treated as standard procedures, rather as a frame of reference. The description of rock masses and discontinuities is necessarily a subjective operation and it must not be expected that the same degree of standardisation can be achieved as in the testing of a rock specimen.

Any person interested in these recommendations and wishing to suggest additions or modifications should address his remarks to the Secretary General, International Society for Rock Mechanics, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil, Lisboa 5, Portugal.

**Acknowledgements** The following persons contributed in the drafting of these "Suggested Methods": W. F. Bamford, C. M. Barton, B. McMahon (Australia); M. A. Kani (Brazil); K. Bobcock, F. M. Boyd, D. Cruden, J. A. Franklin, G. Herget, G. Mackool and D. Pagan (Canada); D. Cawsey, W. Dearman, M. Delzenes, J. M. Edmond, P. G. Fookes and T. R. Harper (England); K. Saeki, M. Tamotohne (France); K. John (Germany); G. Manfredini (Italy); A. Bello (Mexico); N. Rengers (Netherlands); N. Barton (Coordinator); H. Barkey, R. Lien, F. Loken, E. Loset, and A. Palmstrom (Norway); N. F. Grossman and R. Oliveira (Portugal); J. H. DeBevoise, J. F. Jennings (South Africa); M. Bergman and I. Hansvåg (Sweden); D. C. Banks, T. L. Brekke, D. U. Deere, H. H. Finstem, C. D. Miller, H. J. Pincus, D. Ross-Brown and J. Warriner (United States of America); J. Obradovic (Yugoslavia), 44 individuals, 14 countries.

TABLE I TEST CATEGORIES FOR STANDARDIZATION

*Category I: Classification and Characterization**Rock material (laboratory tests)*

- (1) Density, water content, porosity, absorption.
- (2) Strength and deformability in uniaxial compression; point load strength.\*
- (3) Anisotropy indices
- (4) Hardness, abrasiveness.\*
- (5) Permeability.
- (6) Swelling and slake-durability.\*
- (7) Sound velocity.\*
- (8) Micro-petrographic descriptions.\*

*Rock mass (field observations)*

- (9) Joint systems: orientation, spacing, openness, roughness, geometry, filling and alteration.\*
- (10) Core recovery, rock quality designation and fracture spacing.
- (11) Seismic tests for mapping and as a rock quality index.
- (12) Geophysical logging of boreholes.\*

*Category II: Engineering Design Tests**Laboratory*

- (1) Determination of strength envelope (triaxial and uniaxial compression and tensile tests).\*
- (2) Direct shear tests.\*
- (3) Time-dependent and plastic properties.

*In situ*

- (4) Deformability tests.\*
- (5) Direct shear tests.\*
- (6) Field permeability, ground-water pressure and flow monitoring; water sampling.
- (7) Rock stress determination.\*
- (8) Monitoring of rock movements, support pressures, anchor loads, rock noise and vibrations.
- (9) Uniaxial, biaxial and triaxial compressive strength.
- (10) Rock anchor testing.\*

\* Asterisks indicate that final drafts on these tests have been prepared.

## INTRODUCTION (TECHNICAL)

The majority of rock masses, in particular those within a few hundred meters from the surface, behave as discontinua, with the discontinuities largely determining the mechanical behaviour. It is therefore essential that both the structure of a rock mass and the nature of its discontinuities are carefully described in addition to the lithological description of the rock type. Those parameters that can be used in some type of stability analysis should be quantified whenever possible.

For example, in the case of rock slope stability certain quantitative descriptions can be used directly in a preliminary limit equilibrium analysis. The orientation, location, persistence, joint water pressure and shear strength of critical discontinuities will be direct data for use in analysis. For purposes of preliminary investigation the last two parameters can probably be estimated with acceptable accuracy from a careful description of the nature of the discontinuities. Features such as roughness, wall strength, degree of weathering, type of infilling material, and signs of water seepage will therefore be important indirect data for this engineering problem.

For the case of tunnel stability and estimation of support requirements, all the descriptions will tend to be indirect data since a direct analysis of stability has yet to be developed. However, a careful description of the structure of a rock mass and the nature of its discontinuities can be of inestimable value for extrapolating experience of support performance to new rock mass environments. Descriptions should be sufficiently detailed that they can form the basis for a functional classification of the rock mass.

In time, as descriptions of rock masses and discontinuities become more complete and unified, it may be possible to design engineering structures in rock with a minimum of expensive *in situ* testing. In any case careful field description will enhance the value of *in situ* tests that are performed, since the interpretation and extrapolation of results will be made more reliable.

## GLOSSARY

A selection of terms commonly used in these "Recommended Methods" are defined here. Contributors to the Working Party were divided in their recommendations for the best general term to represent all "breaks" in rock masses. However, a clear majority preferred *discontinuity* rather than *fracture*, as the collective term for all joints, bedding planes, contacts and faults.

*Joint*

A break of geological origin in the continuity of a body of rock along which there has been no visible displacement. A group of parallel joints is called a set and joint sets intersect to form a joint system. Joints can be open, filled or healed. Joints frequently form parallel to bedding planes, foliation and cleavage and may be termed bedding joints, foliation joints and cleavage joints accordingly.

*Fault*

A fracture or fracture zone along which there has been recognisable displacement, from a few centimeters to a few kilometres in scale. The walls are often striated and polished (slickensided) resulting from the shear displacement. Frequently rock on both sides of a fault is shattered and altered or weathered, resulting in fillings such as breccia and gouge. Fault widths may vary from millimetres to hundreds of metres.

*Discontinuity*

The general term for any mechanical discontinuity in a rock mass having zero or low tensile strength. It is the collective term for most types of joints, weak bedding planes, weak schistosity planes, weakness zones and faults. The ten parameters selected to describe discontinuities and rock masses are defined below:

1. *Orientation* - Attitude of discontinuity in space. Described by the *dip direction* ( $\alpha$ /azimuth) and *dip* of the line of steepest declination in the plane of the discontinuity. Example: *dip direction/dip* (015 /35).
2. *Spacing* - Perpendicular distance between adjacent discontinuities. Normally refers to the mean or modal spacing of a set of joints.
3. *Persistence* - Discontinuity trace length as observed in an exposure. May give a crude measure of the real extent or penetration length of a discontinuity. Termination in solid rock or against other discontinuities reduces the persistence.
4. *Roughness* - Inherent surface roughness and waviness relative to the mean plane of a discontinuity. Both roughness and waviness contribute to the shear strength. Large scale waviness may also alter the dip locally.
5. *Wall Strength* - Equivalent compression strength of the adjacent rock walls of a discontinuity. May be lower than rock block strength due to weathering or alteration of the walls. An important component of shear strength if rock walls are in contact.

6. *Aperture*--Perpendicular distance between adjacent rock walls of a discontinuity, in which the space is air or water filled.
7. *Filling*--Material that separates the adjacent rock walls of a discontinuity and that is usually weaker than the parent rock. Typical filling materials are sand, silt, clay, breccia, gouge, mylonite. Also includes thin mineral coatings and healed discontinuities, e.g. quartz, and calcite veins.
8. *Seepage*--Water flow and free moisture visible in individual discontinuities or in the rock mass as a whole.
9. *Number of Sets*--The number of joint sets comprising the intersecting joint system. The rock mass may be further divided by individual discontinuities.
10. *Block Size*--Rock block dimensions resulting from the mutual orientation of intersecting joint sets and resulting from the spacing of the individual sets. Individual discontinuities may further influence the block size and shape.

### SAMPLING PHILOSOPHY

Geological engineering investigations are generally carried out in several stages, to provide information appropriate detail to the current state of the project:

- (i) feasibility
- (ii) detailed planning
- (iii) construction/operation

The degree of detail required for each stage will vary considerably from project to project.

There are two basic levels at which a rock mass survey may be carried out depending upon the amount of detail that is required. In a *subjective* (biased) survey only those discontinuities which appear to be important are described. In an *objective* (random) survey all discontinuities intersecting a fixed line or area of rock exposure are described.

A prerequisite for both types of survey is the study of any available geological maps followed by a geological reconnaissance of rock types, major geological structures, faults, dykes and lithological contacts. A study of air photographs will often be invaluable for planning this reconnaissance. At this preliminary stage efforts should be made to recognise *domains* where systematic features such as joints possess similar orientation or spacing. The fabric of the rock mass is statistically homogeneous in a domain.

The objective approach to sampling suffers from the major disadvantage that it is time consuming. Some form of automatic data processing may be required to analyse all the data. However, if structural domains cannot readily be delineated there may be no alternative. The subjective approach is best applied where structural domains are clearly recognised. This will save time and effort and will usually reveal all the discontinuity systems found in any subsequent line or area survey.

Rock masses and their component discontinuities can be described by the principal methods:

- (a) outcrop description
- (b) drillecore and drillhole description
- (c) terrestrial photogrammetry

### 1. ORIENTATION

#### (1) *Compass and Clinometer Method*

##### *Scope*

(a) The orientation of a discontinuity in space is described by the *dip* of the line of steepest declination measured from horizontal, and by the *dip direction* measured clockwise from true north. Example: *dip direction/dip* (025°/45°).

(b) The orientation of discontinuities relative to an engineering structure largely controls the possibility of unstable conditions or excessive deformations developing. The importance of orientation increases when other conditions for deformation are present, such as low shear strength and a sufficient number of discontinuities or joint sets for slip to occur.

(c) The mutual orientation of discontinuities will determine the shape of the individual blocks, beds or mosaics comprising the rock mass.

##### *Equipment*

(a) Compass and clinometer. Compasses which need to be levelled by means of a spherical bubble, before taking a dip reading with the lid parallel to the dip, have the advantage that the maximum declination (dip) is measured directly. Other types of clinometer need to be moved across the discontinuity wall until the maximum value is registered.

(b) When the rock is strongly magnetic a clino-rule and 50 m tape, or a direct reading azimuth protractor can be used.

(c) When estimating the dip of inaccessible joints it

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

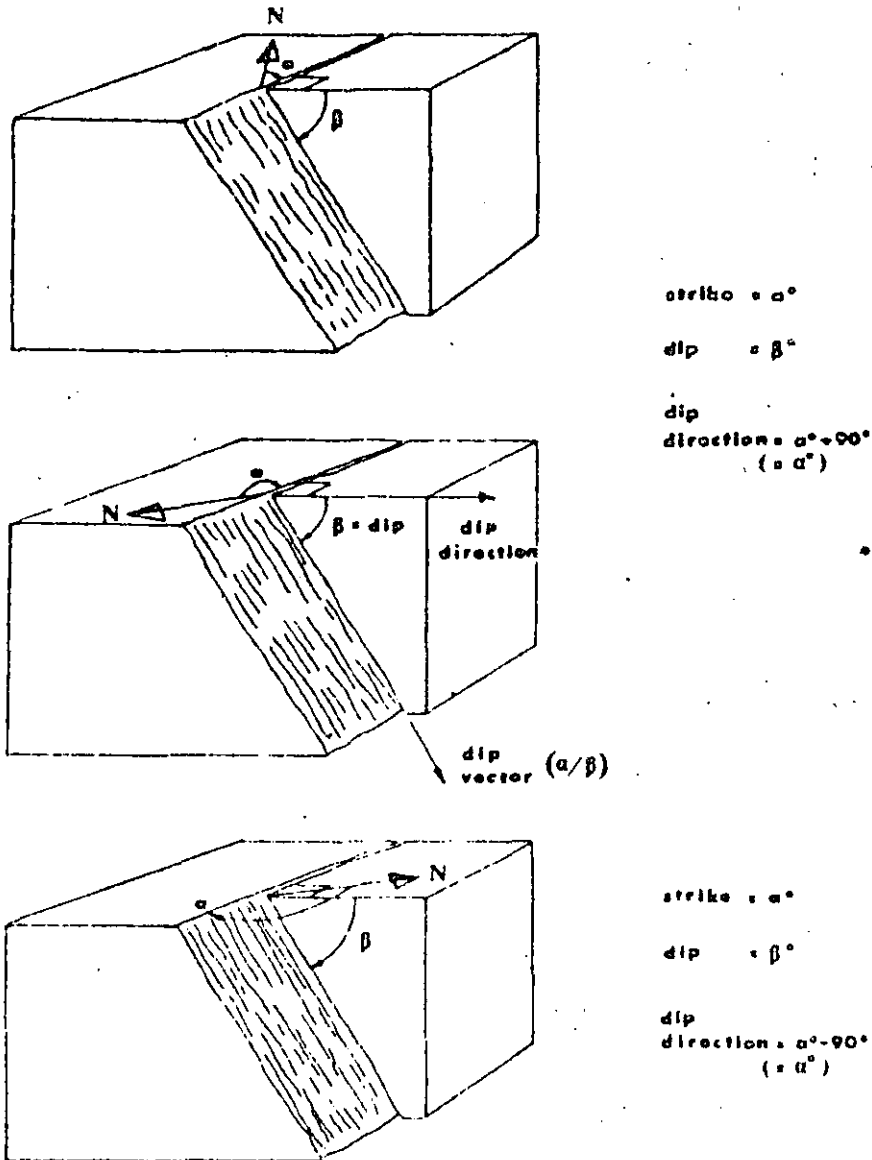


Fig. 1. Diagrams indicating the strike, dip and dip direction of three differently orientated planes

is convenient to use a clinometer with an inclinable lighting device, and incorporating a reflected image of a horizontal bubble.

#### Procedure

(a) The maximum declination (dip) of the mean plane of the discontinuity is measured with the clinometer, and should be expressed in degrees as a two digit number, e.g. 05° or 55 (00-90°).

(b) The azimuth of the dip (dip direction) is measured in degrees counted clockwise from true north, and expressed as a three digit number, e.g. 010° or 105° (00-360°).

(c) The dip direction and dip should be recorded in that order, with the three digit and two digit numbers separated by a line, e.g. 010/05°. The pair of numbers represents the dip vector. See Fig. 1.

#### Notes

(a) Magnetic deflections caused by iron pipes or rails, or anomalies due to ore bodies will sometimes cause compass readings to be unreliable. In such cases a 50 m. long tape should be stretched parallel to the rock face or tunnel wall and orientated by means of plans and ground surveys. Dip direction can then be measured relative to this tape using a clino-rule, placing one leg parallel to the tape. The data should be corrected to true north before analysis of the field measurements is undertaken. Alternatively a direct reading azimuth protractor can be employed in place of the clino-rule and tape.

(b) The dip of discontinuities considered critical for stability should be measured using a down-dip base length exceeding the wave length of surface undulations. The local inclination of non-planar features rela-

tive to *mean dip* will be an important component in the shear strength of the surface in question. The estimated direction of potential movement may not coincide with the down-dip direction.

(c) It is desirable to measure a sufficient number of orientations to define the various joint sets of given domains. Opinions concerning the required number vary from about 80 to 300. A reasonable compromise would seem to be 150. It is clear that the number to be recommended will vary with the area to be mapped, with the randomness of the orientations, and with the detail required in subsequent analyses. If orientations are consistent, careful sampling will reduce the amount of orientation data considerably.

(d) Several countries on the European continent have for many years utilized survey equipment and compasses with horizontal scales divided into 400 parts (e.g. 0-400°). This has obvious advantages when measuring to decimal point accuracy.

The vertical circle of many clinometers is also expressed in quadrants of 100° instead of 90°. The particular system utilized should be clearly stated when orientation data is reported. For the purpose of soil and rock mechanics stability analyses it is most convenient to have dip measurements measured in, or converted to, the older 0-90° system. (Conversion factor, 9/10).

(e) The accuracy of compass and clinometer orientation measurements will depend on several factors of which the following are probably most important: accessibility of the plane of interest, areal extent of the exposed plane, degree of planarity and smoothness, occasional magnetic anomalies, human errors. Human errors can be reduced by using a clinometer to locate the direction of maximum dip, before taking the compass reading. It is probably sufficient for rock mechanics purposes to read *dip direction* to the nearest 5°, and *dip* to the nearest even number of degrees. However, if poles are to be plotted it may in the end be more convenient to read to the nearest degree to reduce the occurrence of coincidental plotted points.

(f) The mean orientation of major discontinuities can be obtained by the *three point method*. The coordinates of three points lying in the plane of the discontinuity are all that is required. In the case of surface outcrops the coordinates may be determined by accurate location on a contoured relief map. The orientation of major features may also be estimated from three boreholes that intersect the plane. However less persistent features may not be intersected by all the holes.




(g) The orientation of minor discontinuities can be estimated from a single borehole, provided that the core can be orientated or that the borehole walls can be viewed. Core can sometimes be orientated using structural features such as bedding or foliation if these natural markers have consistent orientation. Several artificial orientation devices operated from the core barrel are also available, e.g. the Craelius core orientator. Alternatively, the orientation of minor discontinuities

can be estimated by down-the-hole viewing techniques such as borehole television cameras, photographic cameras and borehole periscopes. In this orientation these methods also provide invaluable information concerning spacing, the thickness of the discontinuity fillings and the level of seepage paths (see 11. Drill Core for details).

(h) A special core recovery method known as the integral sampling method [1] is recommended for obtaining orientation data in heavily fractured rock masses. The method essentially consists of recovering a core sample which has previously been reinforced with a grouted bar whose azimuth is known from position rods. The reinforced bar is coaxially overcored with a larger diameter coring crown.




#### Presentation of results

(a) *Strike and dip symbols*. The simplest methods of data presentation are the strike and dip symbols drawn in the correct location on the geological map of the area. For example:

-  45 represents a discontinuity with a dip of 45° and strike as shown by the orientation of the line. The dip direction is indicated by the down-dip symbol.
-  represents a horizontal discontinuity.
-  represents a vertical discontinuity with strike as shown by the orientation of the line.

Space limitations on the geological map obviously limit the number of planes which can be represented in the above manner. Nevertheless, for giving a general impression of the principal discontinuity orientations they can be quite useful.

Further detail can be obtained by using different symbols to represent the various types of discontinuities. For example, the following symbols are often used to represent joints, bedding and foliation:

-  joints
-  bedding
-  foliation

A clear key to symbol terminology should always be given.

The outcrop of major discontinuities should be drawn directly on geological maps. For example thick continuous lines (—) can be used for major, persistent discontinuities that are visible, and thick broken lines (---) for major discontinuities whose persistence is implied, but which are locally covered.

(b) *Block diagrams*. At an early stage in the assessment and communication of raw field data it is helpful to present orientation measurements qualitatively using some visual technique. Perspective drawings such as that shown in Fig. 2(a) help to give an overall view of the relationship between the engineering structure and the rock mass structure (if available, a stress ellipsoid giving the measured principal stress vectors might also be presented on such a diagram, to aid in the evaluation of the optimum orientation of the structure).



## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

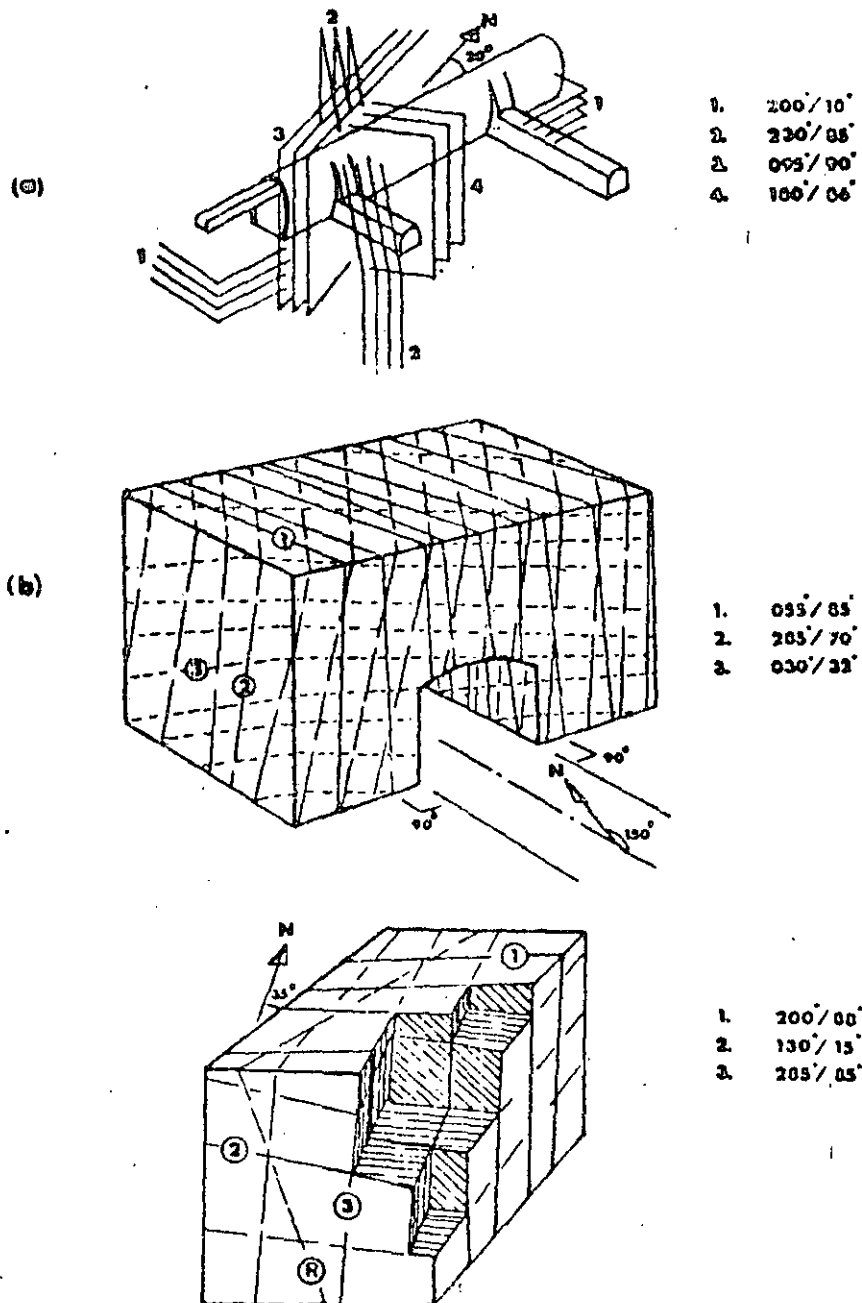


Fig. 2. Perspective views and block diagrams provide a qualitative picture of jointing and its relationship to engineering structures.

On a more detailed scale *block diagrams* can be used, such as that illustrated in Fig. 2(b). Many types of structure can be represented in this idealized manner, for example tunnel portals, cross-sections through tunnels or large rock caverns, rock slopes, dam abutments etc. (Depending upon the scale the discontinuity spacing and persistence may be represented in addition to the orientation.)

(Block diagrams showing "excavated" corners as in Fig. 2(c), give a visual impression of the rock structure. They are also a useful substitute for photographs where foliage or soil cover partly obscure the exposure.

In the examples shown in Fig. 2 it is helpful to

number the joint sets, show the orientation relative to true N, and list the dip direction and dip at the side of the diagram. (This is also helpful when presenting photographs of rock mass structures.)

(c) *Joint rosettes*. A common method of plotting and presenting a large number of orientation measurements in a more quantitative manner than the above is by means of joint rosettes.

In this instance measurements are represented on a simplified compass rose, marked from 0-360° (or 0-400°) with radial lines at 10° (or 10°) intervals. Observations are grouped in the nearest 10° sectors.

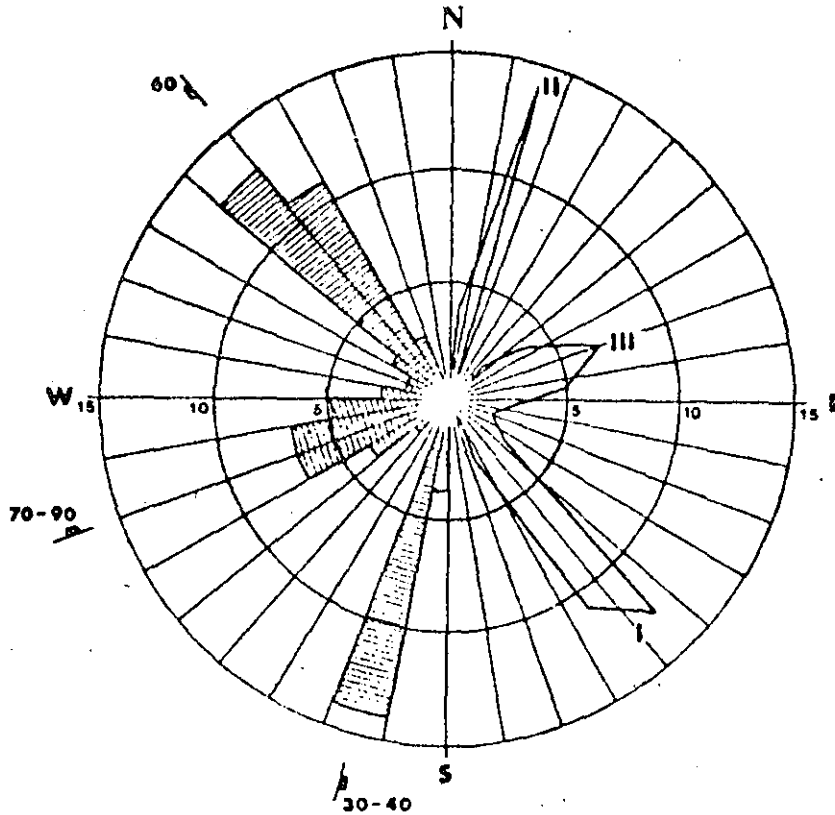


Fig. 3 Two methods of representing orientation data on a joint rosette.

The number of observations are represented along the radial axes, using numbered concentric circles representing 5, 10 and 15 observations, or as convenient. The resulting strike "petals" have mirror images about the centre of the rosette. The range of dip observations for each discontinuity set cannot be represented within the rosette and must therefore be shown outside the circumference.

Note that measurements of strike or dip direction of sub-horizontal discontinuities are inherently unreliable. Therefore in general, such features cannot be represented satisfactorily using joint rosettes.

It should be noted that although the joint rosette is a widely used polar diagram it misrepresents the data to some extent. Large concentrations are exaggerated and small concentrations are suppressed. This bias results from the fact that areas in each angle sector vary with the square of the radial coordinate, whereas in a true histogram the area of each bar or sector should vary with the frequency, not with the square of the frequency. (Accordingly the polar diagrams should ideally have a square-root radial scale, Pincus [2]).

Figure 3 shows two methods of representing orientation data on a joint rosette. The observations grouped in the nearest 10° (or 10°) sectors can be represented either as solid radial sectors (left hand side), or their strike values averaged resulting in sharp "petals" (right hand side). The latter method reduces the bias referred to above, but may not be satisfactory if there is little dispersion of the data.

(The radius of the polar diagram can be used to good effect in plotting other parameters than the frequency of observation. A particularly useful parameter is the total observed length of discontinuities of given orientation.)

(d) *Spherical projection.* Several projection methods are used to represent the orientation of geological planes. The geological text books listed in the reference give comprehensive discussions of the various techniques available. In this short summary only one projection will be mentioned, the *equal area projection* (In this method the spatial distribution of data is accurately represented on a Schmidt, or Lambert net. In the case of *equal angle projection* the angular relationships between features are accurately represented by plotting data on a Wulff net.)

A discontinuity plane ( $\alpha/\beta$ ) can be uniquely represented as a great circle or as a pole on a reference hemisphere, when the centre of the sphere lies in the plane of the discontinuity. (See Fig. 4a.) For engineering purposes the lower reference hemisphere is used. A two dimensional representation is obtained by projecting this information onto an equal area net.

In Fig. 4(a) the pole P of the discontinuity K is the point of intersection of the normal to the plane with the lower hemisphere. To plot the pole on a polar equal area net (Fig. 4b), the dip  $\beta$  is counted from the centre of the net at right angles to the strike towards the periphery.

To plot the plane as a great circle on an equatorial equal area net (Fig. 4c), the strike ( $\alpha + 90^\circ$ ) is counted

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

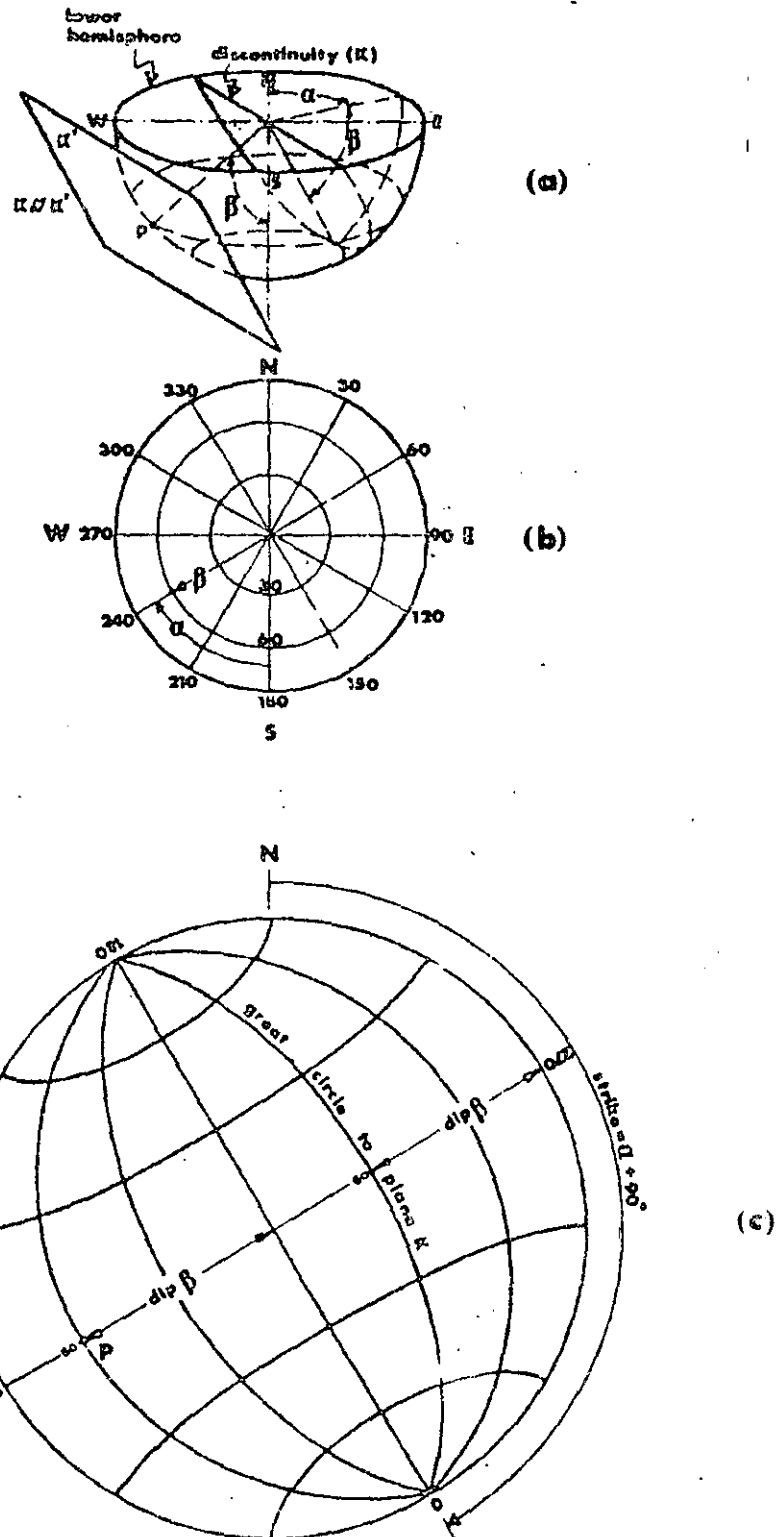


Fig. 4. Method of representing a discontinuity  $K$  as a pole  $P$  and as a great circle on a polar equal-area net (b) and on an equatorial equal-area net (c), using the lower reference hemisphere. A rotatable transparent overlay is used with the equatorial equal-area net.

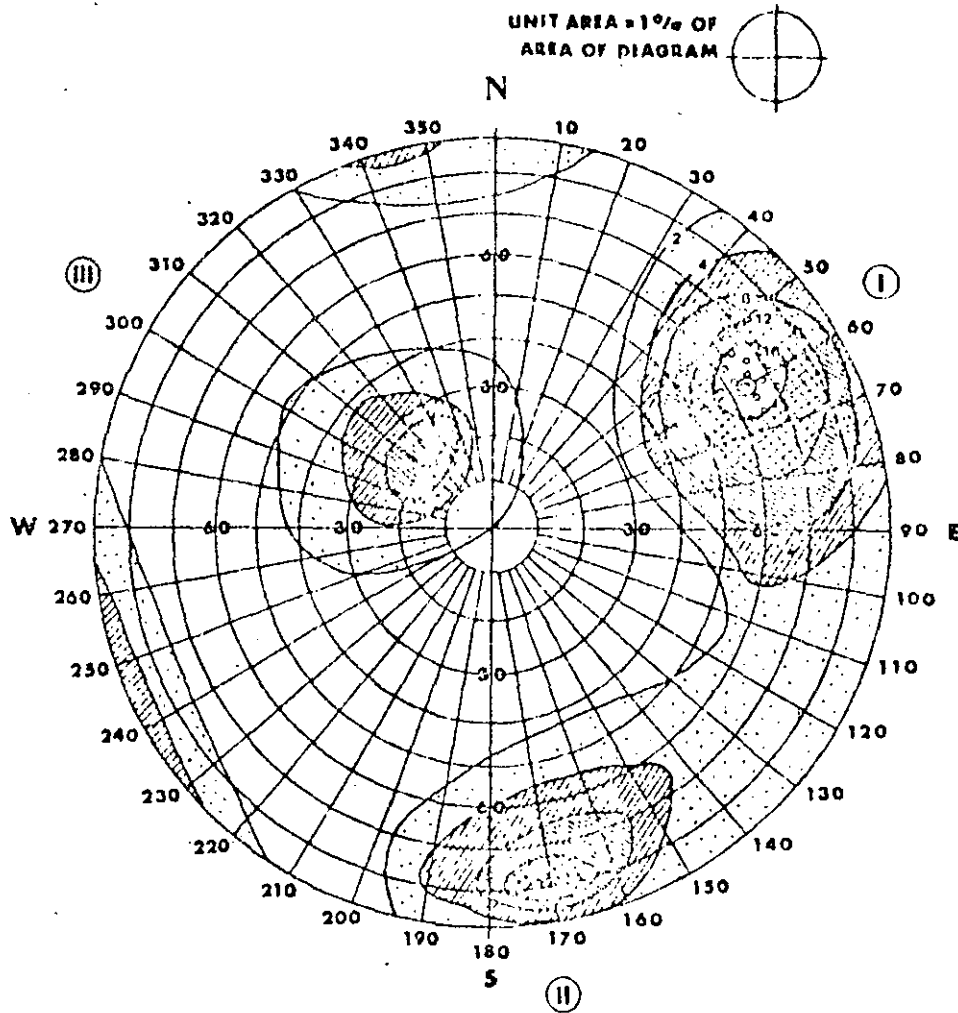


Fig. 5. Schmidt contour diagram representing the orientation of three sets of joints plotted on a polar equal area net. The main sets I and II are approximately normal to each other, and the minor set III is nearly horizontal.

from north clockwise on the periphery, using a rotatable tracing or plastic overlay on which N has been marked. The dip is plotted at right angles to the strike, measured from the periphery towards the centre. The pole P can also be represented on the equatorial equal area net, both nets yielding the same geometrical distribution of poles.

The polar equal area net is the most convenient for plotting poles as no rotation of overlay is necessary. The first step in obtaining mean orientation data for the different discontinuity sets requires that clusters of poles can be visually recognised. The Schmidt contouring method is used to determine the pole densities, an example of which is shown in Fig. 5.

The contouring involves superimposing a square grid on the equal area net. A circle, shown in Fig. 5, which represents 1% of the total area of the equal area net, is placed with its centre at the grid intersections. The number of poles within the circle is counted and noted

on each grid intersection. Pole densities can then be contoured, using up to six contour intervals.

The central value of highest concentration of poles can be taken as representing the mean orientation of the given set of discontinuities. However, since there are variations from the mean, orientation is strictly a random variable with a certain dispersion associated with each mean value. Probability techniques are recommended for a more precise analysis. (It should be noted that density contours obtained by the Schmidt method violate probability theory since poles are counted more than once.)

Figure 6 illustrates the use of equatorial equal area nets for plotting both poles and great circles to represent typical rock mechanics problems, such as slope stability. Spherical projection methods are of greater value where stability depends on the relative three-dimensional orientation of discontinuities and free surfaces.

Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

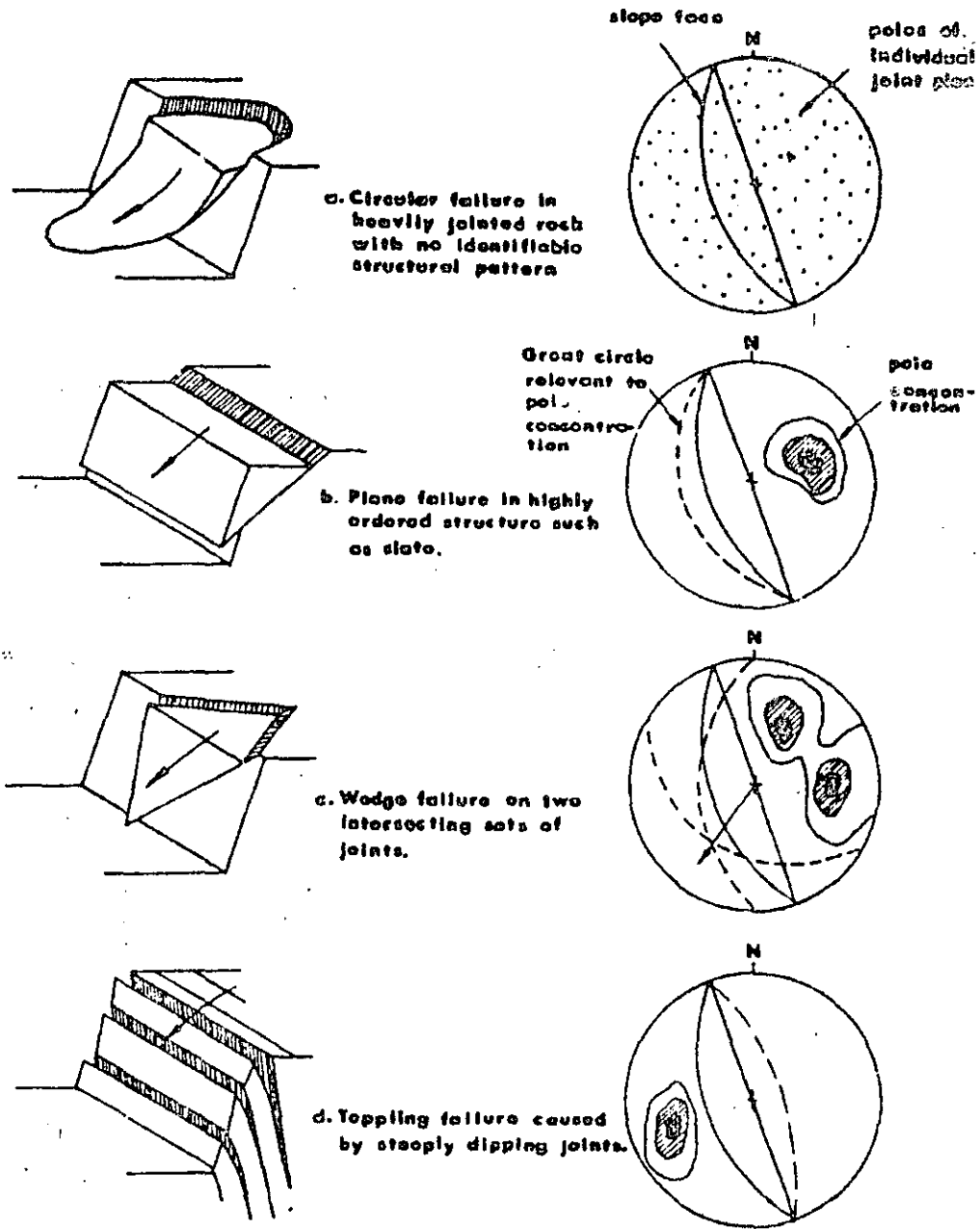


Fig. 6 Representation of structural data concerning four possible slope failure modes, plotted on equatorial equal-area nets as poles and great circles. [3].

REFERENCES

Roche M. & Barros M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. *Symposium of ISRM on Rock Fracture*, Nancy, Paper 1 21, 12 p (1971).

Pincus H. J. The analysis of aggregates of orientation data in the earth sciences. *J. Geol.* 61, 482-509 (1953).

Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 209 p. (1974).

Wiggley P. C. *Structural Methods for Exploration Geologists*, Harper Brothers, New York, 280 p. (1959).

Hodgson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge-Savajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol Geol.* 45, 1-38 (1961).

John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* SM4, pp. 1-30 (1962).

Muller L. *Der Felsbau*. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 624 p (1963).

Turne, F. J. & Weiss L. E. *Structural Analysis of Metamorphic Tectonites*. McGraw-Hill, New York, 545 p (1963).

Pincus H. J. A procedure for rapid plotting of point diagrams. *J. Geol. Educ.* Vol. 13, 7-8 (1965).

Terzaghi R. D. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).

Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967).

John K. W. Graphical stability of slopes in jointed rock. *J. Soil Mech. Fdn Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 94, No SM2, 497-526, with discussion and closure in 95, SM6, 1969, 1541-1545 (1968).

Broadbent C. D. & Rippere K. H. Fracture studies at the Kimberley Pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 171-179 (1971).

14. Patton F. D. & Deere D. U. Significant geological factors in rock slope stability. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 143-151 (1971).
15. Phillips F. C. *The Use of Stereographic Projections in Structural Geology*. Edwards Arnold, London, 3rd edn, 96 p (1971).
16. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53 (1971).
17. Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
18. Kniff J. L. The engineering geology of the Crnacban underground power station. *Engng Geol.* 6, 289-312 (1972).
19. Babcock F. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
20. Pincus H. J. Note: A modified transit for measuring strike on the underside of surfaces. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 10, 83-84 (1973).
21. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), Suppl. 2, 5-31 (1973).
22. Bolstead D. D. & Mahlab M. A. A Bureau of Mines direct reading azimuth protractor. USNM, Information Circular 8617, 7 p (1974).
23. Cording E. J. & Mahar J. W. The effect of natural geologic discontinuities on behaviour of rock in tunnels. *Proc. 2nd North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Vol. I, Chap. 12, pp. 107-138 (1974).
24. Posch R. *Bermeknik* (Geoteknik). Ed. S. Hansbo. Almqvist & Wiksell, Stockholm, 236 p (1974).
25. Cruden D. M. A composite net for rock slope stability. *Q. Jl. Engng. Geol.* 9, 119-124 (1976).
26. Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing N.Y. 472 p (1976).

### (B) Photogrammetric Method

#### Scope

(a) This discontinuity mapping technique utilizes photogrammetry to determine the coordinates of at least four points on each visible discontinuity plane, thereby defining the orientation of the given planes. Large planes may often be mapped quite precisely by the photogrammetric technique, but the accuracy decreases rapidly as the area of the plane decreases.

(b) The method is usually only economic if the orientation of a large number of discontinuities is required. However, there are occasions when photogrammetry is the only practical alternative, for example if the relevant rock face is in the vicinity of magnetic anomalies, or if the rock face is unstable and/or inaccessible.

(c) The following summary of equipment and procedures is designed as an introduction to the technique. Potential users should consult the detailed papers listed in the references.

#### Equipment

(a) Reconnaissance survey equipment: a plane table, square, Abney level, alidade and reconnaissance camera mounted on a plane table.

(b) Phototheodolite and tripod. A phototheodolite is a theodolite with a survey camera located between the upper and lower circles. The survey camera includes fiducial marks and has a lense of negligible distortion characteristics. Six control targets are required. The location on the rock face to be photographed. In order to be seen clearly in the stereoscopic model their minimum dimensions should be  $\frac{1}{200}$  of the distance to the rock face. Their colour should be chosen for maximum contrast with the rock when viewed in black and white photography. Photographic plates, photographic development facilities (on site if possible, to check for proper exposures) and light meter are also required.

(c) Control survey equipment: tripods, tribrachs, tripod targets, plumbing devices, subtense bar.

(d) Stereoscopic plotting instrument or stereocomparator, with automatic recording equipment (on punched tape). This equipment will normally be operated by a trained photogrammetrist.

#### Procedure

(a) *Reconnaissance survey.* The purpose of a reconnaissance survey is to determine suitable positions for both the camera stations overlooking the face, and for control targets on the face. (See Figs 7 and 8). If the height of the face being photographed, the accuracy required, the vertical and horizontal field angles of the camera and the available camera tilt must be considered prior to photography. In many cases there will be physical limitations imposed by the site itself, as illustrated in Fig. 9. Much better use of the available area is possible if the camera axes can be approximately normal to the face.

(b) *Photography.* The phototheodolite is set up on one of the base line tripods, with an interchangeable target on the other. The instrument is then levelled, the camera tilt, exposure time and counter are set, and the photographic plate is loaded. The camera is orientated at right angles to the theodolite, and the telescope is sighted on the other station. With the camera axis thus normal to the base, the photograph is taken. The phototheodolite and target are then interchanged at the

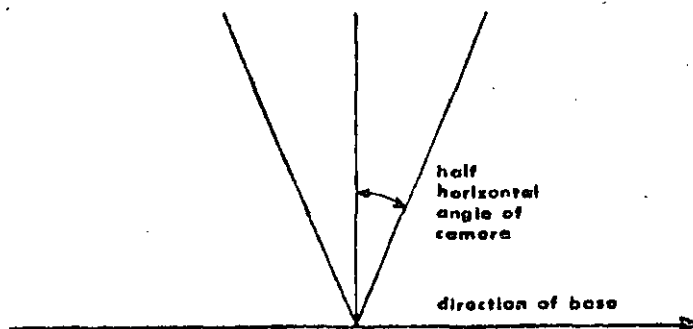


Fig. 7. Reconnaissance diagram mounted on plane table.

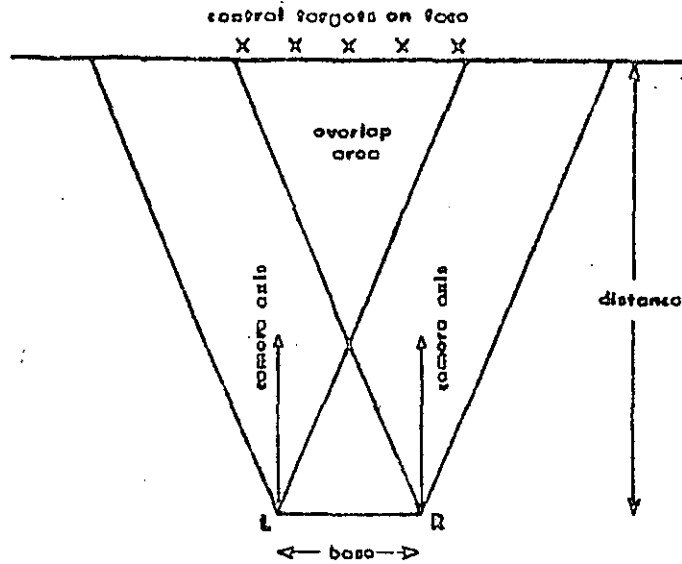


Fig. 8. Field set-up to obtain overlapping stereopair.

base-line stations and the procedure is repeated. It is recommended that the photographic plates are developed in a suitable site office dark room so that, if the plates are not up to the high standard required for photogrammetric analysis, the photography may be retaken before the camera station tripods and control targets are removed. It is desirable to complete all the photography as soon as possible in order to avoid differences caused by shadow on corresponding photographs of a stereopair.

(c) *Control survey.* After completion of the photography a control survey has to be performed in order to determine the coordinates of at least four targets within the overlap area. The camera can be removed from the theodolite and the necessary angle measurements recorded from each end of the baseline. Generally two rounds of horizontal and vertical angles are made to the control targets and at least three other stations whose coordinates are known. From these latter observations the camera coordinates may be determined by resection.

The baseline is measured by setting an interchangeable subtense bar on one station tribrach, and observing it from the other. The distance is calculated from the mean subtended angle. This procedure is performed from both ends of the baseline as a check.

A minimum of one day should normally be allowed for the field work associated with each stereopair. The baseline may subsequently be extended to a series of consecutive camera stations if the overlap area obtained with one stereopair is insufficient to cover the whole rock face.

(d) *Survey information.* The exact form of the survey information required depends on the program being used to analyse the results. Generally, if the theodolite observations have been made from the same tribrach positions as used for the photography, the survey information required consists of the theodolite coordinates in the ground system, and the vertical and horizontal theodolite observations to the targets, reduced and meaned as appropriate.

(e) *Instructions to photogrammetrist.* It is convenient

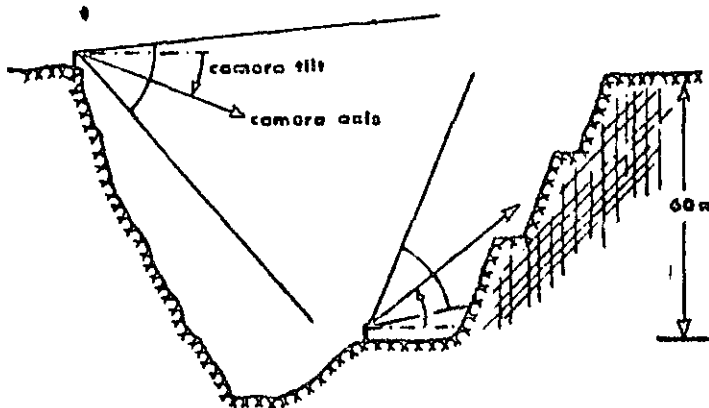


Fig. 9. Two alternative base line locations at a difficult site.

to work in a routine manner in order that the information may subsequently be handled by a computer. The work is best specified by making detailed notes for the photogrammetrist and by making an enlarged photograph of the overlap area. The following information may be requested:

Joint areas - areas indicated on the enlarged photograph from which a specified number of orientations are required for statistical analysis e.g. plotting on an equal area net.

Special discontinuities - particular planes, individually identified on the enlarged photograph, for which the location, orientation and extent are required more precisely, as for example for use in a stability analysis. Generally up to ten pointings per plane are sufficient for defining these features.

(1) *Observational procedure.* Usually the negative plates are observed directly but if preferred by the operator diapositives can be made. An operator unaccustomed with the technique of observing discontinuities usually requires a few hours observing practice. The coordinates of at least four points are required for each visible plane. Each pointing is punched onto tape in an identical format and consists of an identifier followed by X, Y and Z coordinates of the pointing. Normally all the pointings referring to a particular discontinuity have the same identifier. The operator thus proceeds from pointing to pointing, discontinuity to discontinuity and area to area. About 10% of the larger discontinuities are identified on the large photographic print for the convenience of the engineering geologist doing the interpretation. It is important that the operator makes a number of independent checks on the accuracy of his observations at field scale. This will give all concerned a feel for the likely errors.

(a) *Computations.* The basic information required consists of the control survey data (c) and the photogrammetric punched tape (f). In summary, computer calculations comprise transformation of the target coordinates to the ground system and setting up the transformation matrix.

Planes are fitted to the sets of pointings by the method of least squares, and direction cosines are determined from a symmetric coefficient matrix and subsequently transformed by the transformation matrix. The planes may then be described in terms of *dip direction* and *dip*. The last part of the computational phase involves the calculation of probable errors. Special techniques are used to estimate the maximum probable errors in dip and dip direction for each joint [1].

#### Notes

(a) In any photogrammetric system the following sources of error have to be considered: film, camera, plotting instrument, recording method, control survey, earths curvature, atmospheric refraction, instrument operator. Compared to the other sources of error, the operating errors caused by the instrument operator are

very significant. These are mainly due to the error in the operator's stereoscopic perception and to misinterpretation. The operator must make decisions as to the positioning of the floating image of the instrument if discontinuity images are defined. These operating errors can usually be kept to tolerable levels by using large base distance ratio.

(b) In highly altered or weathered rocks it is difficult to distinguish discontinuities and map features even by close inspection. In such cases photogrammetry is clearly of little help. Sometimes rough or very curved discontinuities are encountered and the validity of fitting a plane to such surfaces may be questioned. The error in plane fitting may be negligible for discontinuities defining near-perfect planes with any orientation, and for planes normal to the camera axis of any roughness. However, the error may be significant for very rough planes approaching an edge-on position when viewed on the photographic plates. This is especially true of discontinuities of low strike within 5° of the direction of the camera axis. If photogrammetry is the main mapping technique being used, then more than one stereo-pair taken from different directions may be required to pick up all discontinuities exposed on a face. Alternatively edge-on discontinuities may be mapped conventionally in order to make the equal area net complete.

(c) There is a great deal of useful information that can be obtained from the photogrammetric mapping technique in addition to orientation data. For example, rock surface profiles can be plotted for use in estimating overall volumes involved in the stability analysis. If the camera to object distance is reasonable, roughness profiles of individual joints may be obtained. This may be used to estimate shear strength. The overall distribution of joint spacing can be measured and joint persistence may also be assessed. In addition, stereo-pairs exposed at different stages during the life of a project (e.g. an open pit), provide a permanent visual record, which can be especially useful when extrapolating major features.

#### Presentation of results

Suggested methods for presenting orientation data will be found under (A) *Compass and Clinometer Method*.

The large amount of orientation data likely to be produced by systematic photogrammetric work calls for statistical treatment. A first step in the presentation of results will be the plotting of poles on equal-area nets.

#### REFERENCES

1. Ross-Brown D. M., Wickens E. H. & Markland J. T. Terrestrial photogrammetry in open pits: 2 - an aid to geological mapping. *Trans. Inst. Min. Metall. (Section A, Min. Industry)*, **82**, Pt. A115-A130 (1973).
2. Imkwitz K. *Terrestrisch-photogrammetrische Klüftungsmessung*. *Rock Mech. Engng Geol.* **1**, 152-159 (1963).
3. Terraghi R. D. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, **15**, 287-304 (1965).



4. Savage J. F. Terrestrial Photogrammetry for Geological Purposes. International Training Centre for Aerial Survey publication, Series B, No. 33, pp. 41-53 (1965).
5. Thompson M. M. (Ed.). *Manual of Photogrammetry* 3rd edn, American Soc. of Photogrammetry Falls Church, Virginia (1966).
6. Rengers N. Terrestrial photogrammetry: a valuable tool for engineering geological purposes. *Rock Mech Engng Geol.* 5, 150-154 (1967).
7. Calder P. N., Bauer A. & Macdougall A. R. Stereophotography and open pit mine design. *72nd Annual Meeting Can. Inst. Min. Metall.* April 1970. Preprint (1970).
8. Wickens E. H. & Barton N. R. The application of photogrammetry to the stability of excavated rock slopes. *Photogram. Rec.* 7(37), April, 46-54 (1971).
9. Ross-Brown D. M. & Atkinson K. B. Terrestrial photogrammetry in open pits: 1 - description and use of the phototheodolite in mine surveying. *Trans. Inst. Min. Metall. (Sect. A: Min. Industry)*, 81, pp. A205-A213 (1972).
10. Ross-Brown D. M. Aspects of slope design in open pit mining. Ph.D. Thesis, University of London (1973).

## 2. SPACING

### Scope

(a) The spacing of adjacent discontinuities largely controls the size of individual blocks of intact rock. Several closely spaced sets tend to give conditions of low mass cohesion whereas those that are widely spaced are much more likely to yield interlocking conditions. These effects depend upon the persistence of the individual discontinuities:

(b) In exceptional cases a close spacing may change the mode of failure of a rock mass from translational to circular or even to flow (e.g. a "sugar cube" shear zone in quartzite). With exceptionally close spacing the orientation is of little consequence as failure may occur through rotation or rolling of the small rock pieces.

(c) As in the case of orientation, the importance of spacing increases when other conditions for deforma-

tion are present, i.e. low shear strength and a sufficient number of discontinuities or joint sets for slip to occur.

(d) The spacing of individual discontinuities and associated sets has a strong influence on the mass permeability and seepage characteristics. In general the hydraulic conductivity of any given set will be inversely proportional to the spacing, if individual joint apertures are comparable.

### Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions.

(b) Compass and clinometer.

### Procedure

(a) Whenever possible, the measuring tape should be held along the exposure such that the surface trace of the discontinuity set being measured is approximately perpendicular to the tape. If the tape is not perpendicular, directional bias corrections are required to obtain the true spacing.

(b) All distances ( $d$ ) between adjacent discontinuities are measured and recorded over a sampling length not less than 3 m (or the thickness of the rock unit being observed if this is less than 3 m). The sampling length should preferably be greater than ten times the estimated spacing. The distances ( $d$ ) should be measured to within 5% of their absolute values.

(c) The smallest angle ( $\alpha$ ) between the measuring tape and the observed joint set is measured with a compass to the nearest 5°.

(d) The most common (modal) spacing is calculated from the equation:

$$S = d_m \sin \alpha$$

where  $d_m$  is the most common (modal) distance

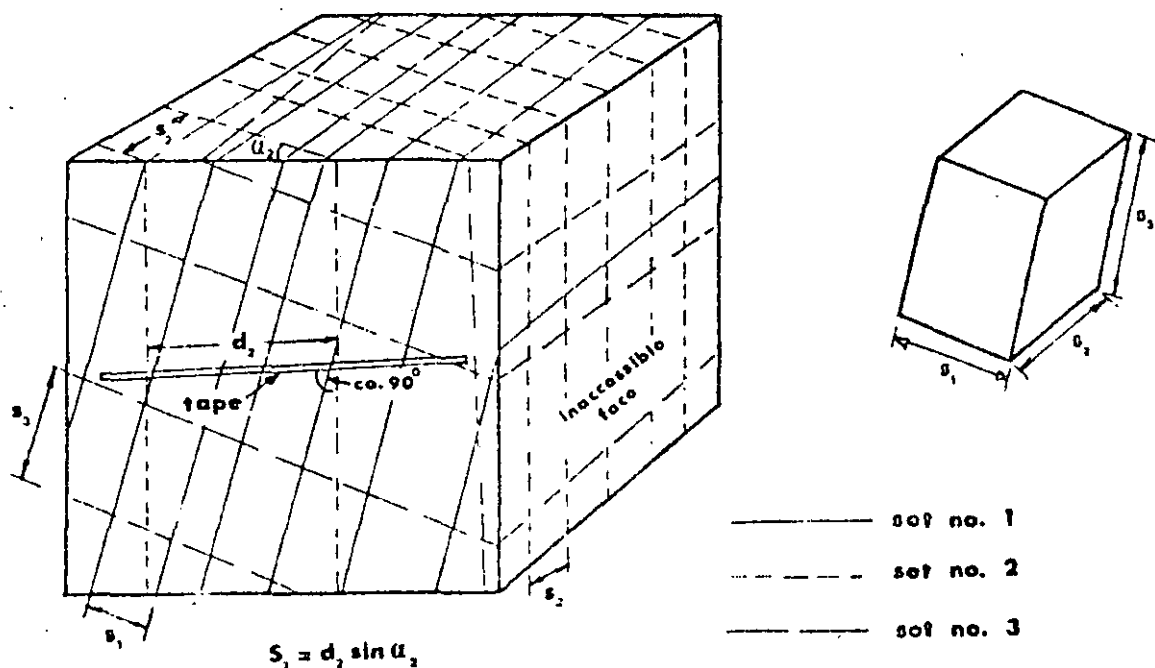


Fig. 10. Measurement of joint spacing from observation of a rock exposure.

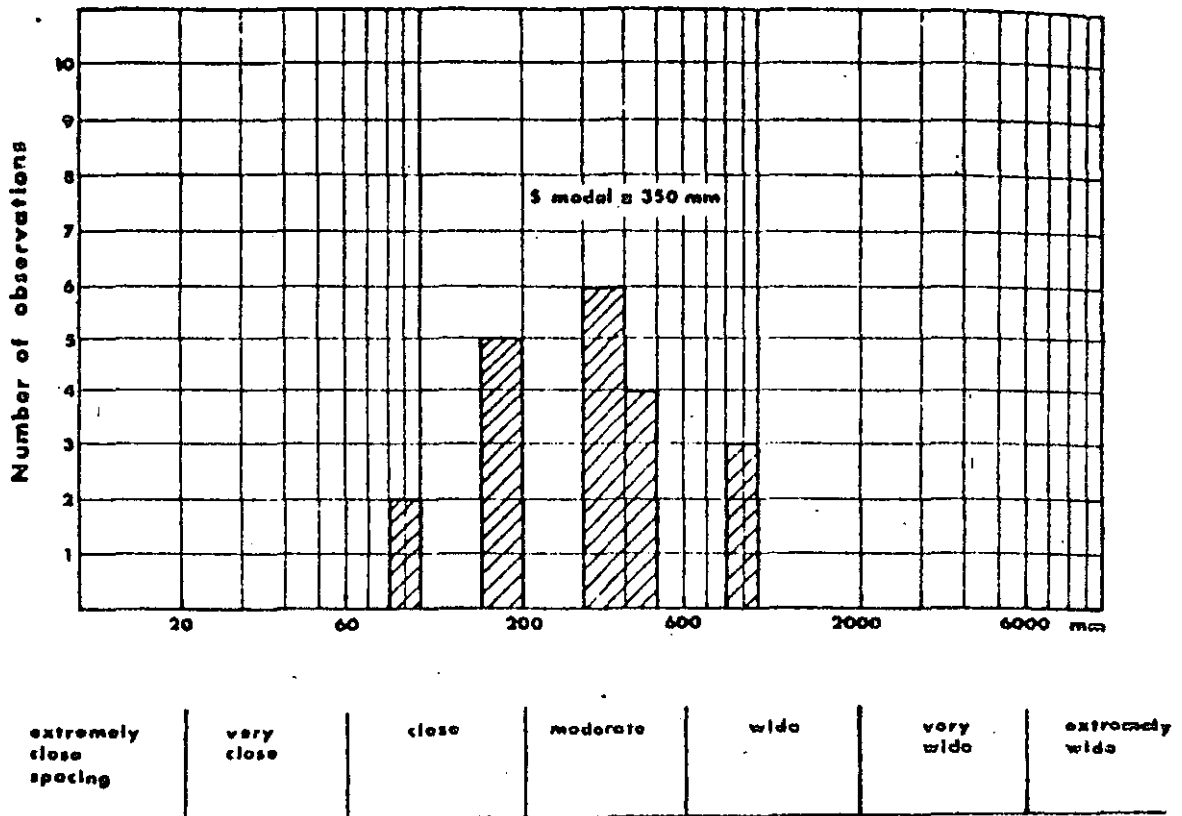


Fig. 11. Histogram showing modal, minimum and maximum spacings obtained from observations of the spacing of one set. Suggested descriptions given at base of histogram.

measured. It is helpful to present the variation in spacing by means of a histogram, as illustrated in Fig. 11.

#### Notes

(a) The use of a measuring tape and compass is strongly recommended, but it is not essential if the engineering geologist is experienced in taking these measurements using visual judgement. This will depend on the degree of precision required. It should be borne in mind that discontinuities such as joints may not be sufficiently parallel in a given set to justify great precision.

(b) The average value of individual modal spacings ( $S_1, S_2$  etc.) represents the average dimension of typical rock blocks if persistence is assumed. Other methods of representing block size from observations of spacing are given under parameter 10. Block Size.

(c) In any given discontinuity set, domains with recognizably similar spacing may be separated by more massive rock containing a few widely spaced discontinuities. Block diagrams (Fig. 2b) or histograms (Fig. 11) can be used to indicate this type of variability.

(d) In general, fractures caused by blast damage should be excluded from consideration when measuring the spacing of discontinuities.

(e) In cases where rock exposures are of limited extent, or absent, seismic refraction techniques can be used to estimate spacing in the upper 20–30 m. Several investigators have found a fairly reliable relationship

between frequency, i.e. number of discontinuities per metre, and the longitudinal or compression (P) wave velocity  $V_p$ .

(f) The spacing or frequency of discontinuities can also be determined from analysis of drill core and from borehole viewing techniques such as borehole television cameras, photographic cameras and borehole periscopes (see 11. Drill Core for details).

#### Presentation of results

(a) The minimum, modal and maximum spacing,  $S$  (min)  $S$ ,  $S$  (max) should be recorded for each discontinuity set. The distributions can conveniently be presented as histograms, one for each set (Fig. 11). The following terminology can be used:

Description	Spacing
Extremely close spacing	< 20 mm
Very close spacing	20–60 mm
Close spacing	60–200 mm
Moderate spacing	200–600 mm
Wide spacing	600–2000 mm
Very wide spacing	2000–6000 mm
Extremely wide spacing	> 6000 mm

(b) A convenient method of presenting large numbers of spacing measurements for which statistical treatment may be required is the use of histograms, one for each set of discontinuities. Frequency curves for each set can be drawn on the same diagram, giving an immediate

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

impression of the respective modal values and dispersions. (Note: using mean in place of modal spacings may help to eliminate difficulties with samples having multiple, poorly-defined modes, and with samples with modes at very small spacings, i.e. from negative exponential distributions.)

(c) Spacing may also be expressed as the inverse i.e. number of discontinuities per metre. This is termed frequency.

## REFERENCES

1. Terzaghi R. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
2. Weaver R. & Call R. D. Computer estimation of oriented fracture set intensity. Reprint *Symp. on Computers in Mining and Exploration*, Tuscon, Arizona, 17 p. (1965).
3. Da Silveria A. F., Rodrigues F. P., Grossman N. F. & Mendes F. Qualitative characterization of the geometric parameters of jointing in rock masses *Proc. 1st. Congress of the Int. Soc. Rock Mech.* Lisbon, Vol. I, pp 225-233 (1966).
4. Halstead P. N., Call R. D. & Ripperke K. H. Geological structural analysis for open pit slope design, Kimberley pit, Ely, Nevada. Reprint, Annual AIME meeting, New York, 25 p (1968).
5. Ward W. H., Burland J. B. & Gallois R. W. Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large proton accelerator. *Geotechnique*, 18, 399-431 (1968).
6. Broadbent C. D. & Ripperke K. H. Fracture studies at the Kimberley pit. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 171-179 (1971).
7. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 33-53 (1971).
8. Roberston A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 55-71 (1971).
9. Grainger P., McCann D. M. & Gallois R. W. The application of the seismic refraction technique to the study of fracturing of the Middle Chalk at Mundford, Norfolk. *Geotechnique*, 23, 219-232 (1973).
10. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag). Suppl. 2, pp. 5-31 (1973).
11. Priest S. D. & Hudson J. A. Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 13, 135-148 (1976).

## 3. PERSISTENCE

## Scope

(a) Persistence implies the areal extent or size of a discontinuity within a plane. It can be crudely quantified by observing the discontinuity trace lengths on the surface of exposures. It is one of the most important rock mass parameters, but one of the most difficult to quantify in anything but crude terms.

(b) The discontinuities of one particular set will often be more continuous than those of the other sets. The minor sets will therefore tend to terminate against the primary features, or they may terminate in solid rock.

(c) In the case of rock slopes and dam foundations it is of the greatest importance to attempt to assess the degree of persistence of those discontinuities that are unfavourably orientated for stability. The degree to which discontinuities persist beneath adjacent rock blocks without terminating in solid rock or terminating

against other discontinuities determines the degree to which failure of intact rock would be involved in eventual failure. Perhaps more likely, it determines the degree to which "down-stepping" would have to occur between adjacent discontinuities for a failure surface to develop. Persistence is also of the greatest importance to tension crack development behind the crest of a slope.

(d) In the case of tunneling, failure in the first instance may be a rather local affair, and persistence across a limited number of blocks may be all that is required provided that other conditions are compatible with failure, i.e. the existence of smooth or clay filled discontinuities or at least three sets. Planar discontinuities that can be traced without offset for 5-10 m in a tunnel construction may be of major significance to stability, while being of minor importance in the case of a 100 m high rock slope or large dam abutment.

(e) Frequently, rock exposures are small compared to the area or length of persistent discontinuities, and the real persistence can only be guessed. Less frequently it may be possible to record the dip length and the strike length of exposed discontinuities and thereby estimate their persistence along a given plane through the rock mass using probability theory. However, the difficulties and uncertainties involved in the field measurements will be considerable for most rock exposures encountered.

## Equipment

(a) Measuring tape of at least 10 m length.

## Procedure

(a) Individual rock exposures, or recognised domains, should first be described according to the relative persistence of the different discontinuity sets present. The sets of discontinuities can be distinguished by the terms *persistent*, *sub-persistent* and *non-persistent* respectively. Simple labelled field sketches such as those illustrated in Fig. 12, can be useful aids in subsequent interpretation.

(b) Efforts should then be made to measure the discontinuity lengths in the direction of dip and in the direction of strike. This may be impossible in the case of limited planar exposures. However, in the case of large three-dimensional exposures such as curved open pits with benches, or underground openings with intersecting tunnels, it may be possible to obtain useful size-frequency histograms for each of the discontinuity sets.

The modal trace lengths measured for each set can be described according to the following scheme:

Very low persistence	< 1 m
Low persistence	1-3 m
Medium persistence	3-10 m
High persistence	10-20 m
Very high persistence	> 20 m

(c) A useful procedure during the mapping of discontinuity lengths is to record the type of termination according to the following scheme. Discontinuities

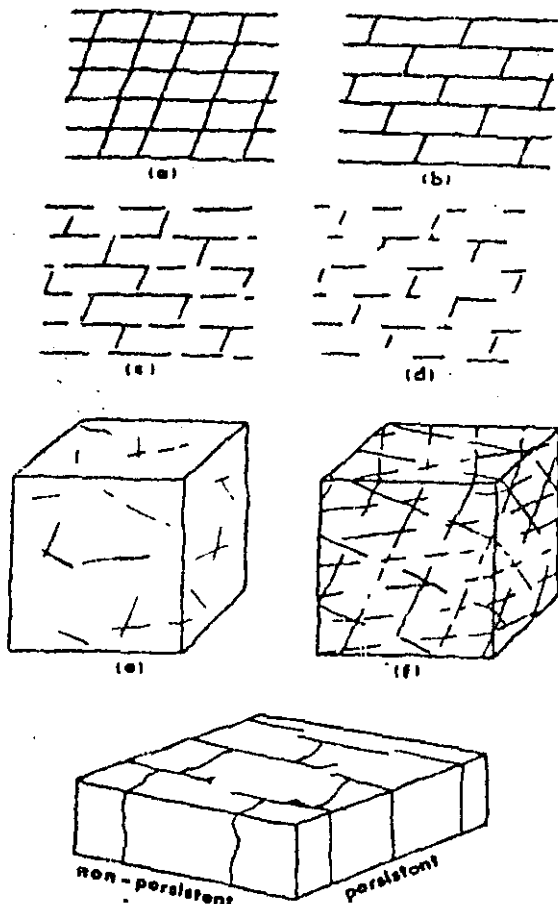


Fig. 12. Simple sketches and block diagrams help to indicate the relative persistence of the various sets of discontinuities. Examples adapted from [1] and [2].

which extend outside the exposure ( $x$ ), should be differentiated from those that visibly terminate in rock in the exposure ( $r$ ), and from those that terminate against other discontinuities in the exposure ( $d$ ). A systematic set of discontinuities with a high score in ( $x$ ) is obviously more persistent than a sub-systematic set with predominant scores in ( $d$ ). Non-systematic discontinuities will tend to have highest scores in ( $r$ ).

(d) Termination data ( $x$ ,  $r$  or  $d$ ) should be recorded for each end of the relevant discontinuities, together with the length in metres. (Example:  $8(dx)$  = discontinuity length of 8 m, one termination against another discontinuity other termination invisible because feature extends beyond the limits of the exposure). It is important to specify the dimensions of the exposure on which measurements were made since this will obviously influence both the number of ( $x$ ) observations and the relevant lengths.

#### Notes

(1) Piteau [3] has demonstrated that discontinuities where both terminations can be seen are generally smaller than discontinuities where one or no terminations can be seen. In a sample of 3844 joints at the Nchanga Mine, 1394 (36%) with an average length of 1.4 m had both ends exposed, 1538 (40%) with an aver-

age length of 2.9 m had one end exposed, and 912 (24%) with an average length of 6.3 m had no ends exposed. (b) Analyses of dip lengths and strike lengths performed by Robertson [4] have indicated that discontinuities tend to be of approximately isotropic dimensions. When terminating in solid rock they may therefore tend to be circular, and presumably rectangular when terminating against other discontinuities.

(c) Statistical tests simulating circular outline discontinuities with a normal distribution of diameters randomly spaced in the rock mass, indicate that the mean trace length can range from slightly smaller to slightly larger than the mean diameter [5]. This is the result of the greater probability of intersecting the larger discontinuities outweighing the fact that trace lengths (chords) are inherently shorter than diameters.

(d) Statistical methods can be used to analyse the maximum lengths of discontinuities. Using such techniques it is possible to estimate the expected recurrence interval for discontinuities of any specified length. Alternatively it is possible to estimate the mean probability of a discontinuity exceeding a specified length occurring in any portion of the rock mass. For example, if after analysis it is found that major discontinuities with strike lengths of 50 m or more are spaced on the average at 150 m, it is possible to estimate the probability of strike lengths of 50 m or more occurring in any 100 m interval measured normal to the strike. The probability is equal to  $\frac{100}{150} = 0.66$ . If the complete distribution of sizes is known (Procedure (b)), the probability of occurrence of a discontinuity of a certain size can be evaluated on the basis of extreme value statistics. A useful example of its application to rock slope stability analysis is given by McMahon [6]. Note that the ill-defined lower bound to observations of trace length (inevitable if the shortest features are ignored) leads to underestimation of the frequency of discontinuities and overestimation of their size.

(e) The descriptive term persistence may in theory be quantified by defining it as the percentage of the total area of a plane through the rock mass which is formed by discontinuities coincident (co-planar) with this reference plane. In practice, waviness of most discontinuities frustrates strict interpretation. A practical alternative is to select a band width equal to the mean spacing of the discontinuities in the particular set, and to estimate the persistence within this reference band. Since, on a probability basis, only one discontinuity would be expected to occur within this band, a slightly more realistic estimate of persistence is obtained.

(f) When assessing the persistence of the various discontinuity sets it is important to investigate the possibility of a stepped failure surface forming, as illustrated by failure modes (2) and (3) in Fig. 13. This mode of failure may tend to occur when the set involved in shear has less than 100% persistence. Downstepping will tend to develop such that only a minimum percentage of the resulting shear surface passes through intact rock. The persistence of a potential failure surface will normally be higher than that along planes or bands

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

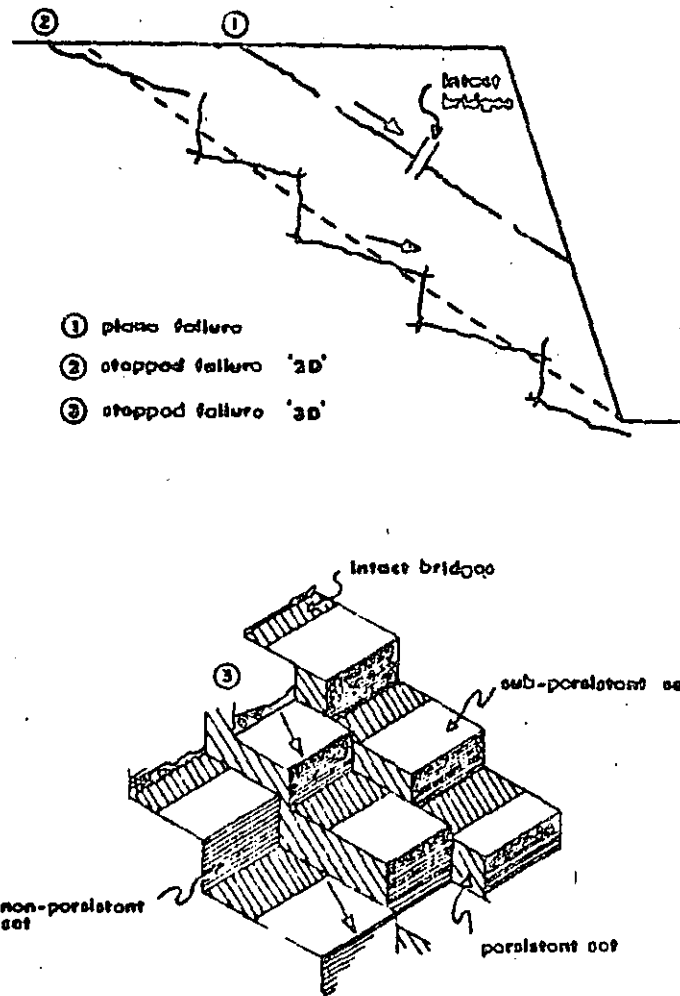


Fig. 13. Idealized examples of potential failure planes showing the importance of "intact bridges" and "down-stepping". Examples adapted from [4] and [7].

parallel to a single set, unless the latter have 100% persistence.

(g) Estimates of *persistence* for given planes, bands or specific failure surfaces have at present to be based on engineering judgement and should be purposely weighted in the direction of conservatism (i.e. closer to 100% persistence since the shear strength of the intact rock bridges will form a dangerously high percentage of the total shear strength of the compound failure surface. The shear strength (cohesion) due to any intact rock bridges can be crudely estimated from the following relationship which is derived from the Mohr diagram, assuming a linear shear strength envelope:

$$c = \frac{1}{2}(\sigma_c \cdot \sigma_t)^{1/2}$$

where:

$\sigma_c$  = uniaxial compressive strength of the intact rock  
 $\sigma_t$  = tensile strength of the intact rock.

If it is assumed for simplicity that  $\sigma_c/\sigma_t = 9$ , then the cohesive strength is equal to one sixth of the unconfined compressive strength. It is safer to assume 100% persistence when in doubt, since the above cohesion is usually one to two orders of magnitude greater than the shear strength of the discontinuities.

### Presentation of results

(a) The various sets of discontinuities should be described as *systematic*, *sub-systematic* or *non-systematic* according to their relative persistence. Block diagrams or photographs should be labelled accordingly.

(b) Where exposures are of suitable dimensions, size-frequency histograms of trace lengths observed for each set of discontinuities should be given. (This is necessary if probability theory is to be applied subsequently). Mean trace lengths (in both strike and dip directions) should be quoted.

(c) Termination data which has been recorded for each discontinuity sampled (e.g. 8dx), should be presented in the form of a *termination index* ( $T_r$ ) for the rock mass as a whole, or for chosen domains.  $T_r$  is defined as the percentage of the discontinuity ends terminating in rock ( $\Sigma r$ ) compared to the total number of terminations ( $\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x$ ). The latter is equal to twice the total sample since each trace has two ends.

$$T_r = \frac{(\Sigma r) \times 100}{2(\text{no. of discontinuities observed})} \%$$

(It is to be hoped that systematic collection of data

concerning  $T_c$  through application of these ISRM Suggested Methods will eventually improve the estimation of persistence).

(d) The persistence of potential failure surfaces (including stepped surfaces) should be estimated, if this is appropriate to the project being investigated. The estimate should perhaps be rounded upwards, to the next multiple of 10% (i.e. 92% is assumed to be 100%).

## REFERENCES

- Müller L. *Der Felsbau*. Ferdinand-Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p. (1963).
- Price N. J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semibrittle Rock*. Pergamon, Oxford, 176 p. (1966).
- Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), Suppl 2, pp. 5-31 (1973).
- Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
- Barton C. M. An analysis of rock structure and fabric in the CSA Mine, Cobarr, NSW. CSIRO Division of Applied Geomechanics, Tech. Paper No. 24 (1976).
- McMahon B. K. Design of rock slopes against sliding on pre-existing fractures. *Proc. of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. 11B, pp. 803-808 (1974).
- Jennings J. E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970, Balkema, Amsterdam 1971, pp. 87-102 (1971).
- Hodgson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge-Navajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol. Geol.* 45, 1-38 (1961).
- John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* SM4, 1-30 (1962).
- McMahon B. K. Indices related to the mechanical properties of jointed rock. *Proc. of 9th. Symp. on Rock Mech., Status of Practical Rock Mech.* Ch. 6, pp. 117-133 (1967).
- Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. Geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967).
- Hakstend P. N., Call R. D. & Rippere K. H. Geological structural analysis for open pit slope design. *Kimbley Pt. Eds. Trans. AIME*, Preprint No. 68-Am 85 (1968).
- Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53 (1971).
- Babcock E. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Can. J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
- Bernaix J. Properties of rock and rock masses. (General topics). *Proc. 3rd. Cong. Int. Soc. Rock Mech.* Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. 1A, pp. 9-38 (1973).
- Cruden D. M. Describing the size of discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* (Pergamon) 14, 153-157 (1977).

## 4. ROUGHNESS

### Scope

(a) The wall roughness of a discontinuity is a potentially important component of its shear strength, especially in the case of undisplaced and interlocked features (e.g. unfilled joints). The importance of wall roughness declines as aperture, or filling thickness, or the degree of any previous displacement increases.

(b) In general terms the roughness of discontinuity walls can be characterized by a waviness (large scale undulations which, if interlocked and in contact, cause dilation during shear displacement since they are too large to be sheared off) and by an unevenness (small scale roughness that tends to be damaged during shear displacement unless the discontinuity walls are of high strength and/or the stress levels are low, so that dilation can also occur on these small scale features).

(c) In practice waviness affects the initial direction of shear displacement relative to the mean discontinuity plane, while unevenness affects the shear strength that would normally be sampled in a laboratory or medium scale *in situ* direct shear test (see Fig. 14).

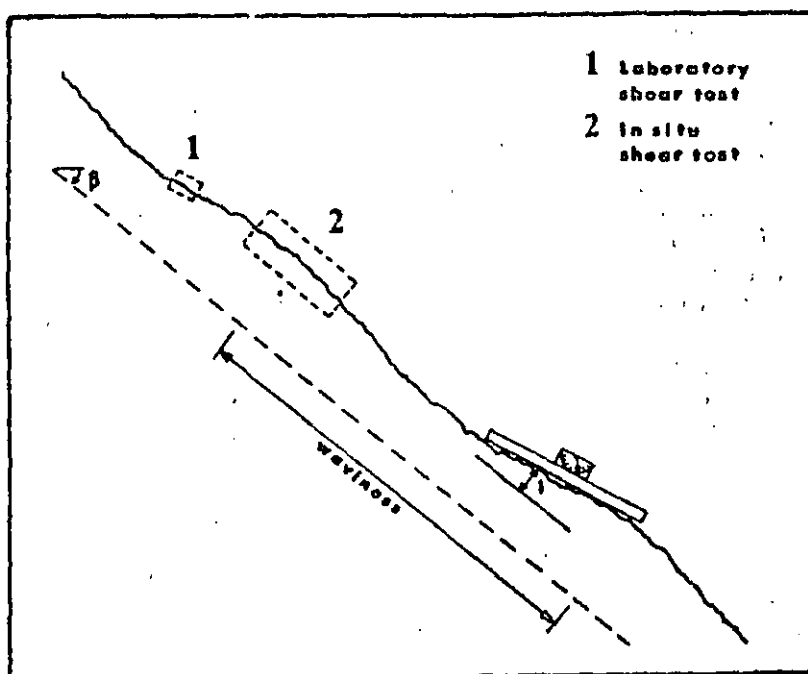


Fig. 14. Different scales of discontinuity roughness are sampled by different scales of tests. Waviness can be characterised by the angle  $i$ .

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

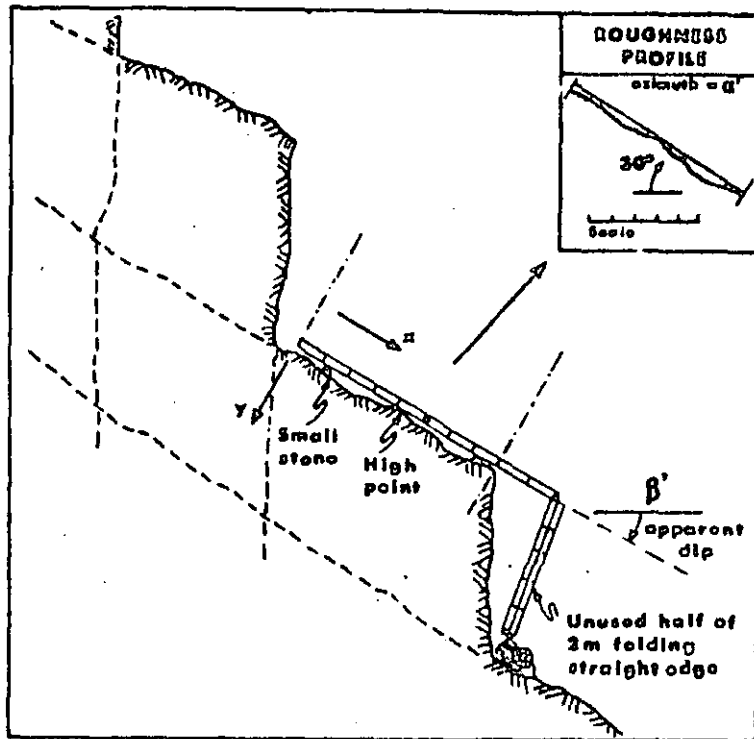


Fig. 15. A method of recording discontinuity roughness in two dimensions, along the estimated direction of potential sliding.

(d) If the direction of potential sliding is known, roughness can be sampled by linear profiles taken parallel to this direction. In many cases the relevant direction is parallel to the dip (dip vector). In cases where sliding is controlled by two intersecting discontinuity planes, the direction of potential sliding is parallel to the line of intersection of the planes. In the case of arch dam abutment stability, the direction of potential sliding may have a marked horizontal component.

(e) If the direction of potential sliding is unknown, but nevertheless of importance, roughness must be sampled in three dimensions instead of two. This can be done with a *compass and disc-clinometer*. Dip and dip direction readings can be plotted as poles on equal-area nets. Alternatively, discontinuity surfaces can be contoured relative to their mean planes using *photogrammetric* methods. This can be a useful technique if the critical surfaces are inaccessible.

(f) The purpose of all roughness sampling methods is for the eventual estimation or calculation of shear strength and dilation. Presently available methods of interpreting roughness profiles and estimating shear strength are summarised under the section *Presentation of results*.

#### Equipment

(a) The *linear profiling* method of sampling roughness requires the following equipment: (i) folding straight edge of at least 2 m length graduated in mm, (ii) compass and clinometer, (iii) 10 m of light wire or nylon with paint markings at 1 m intervals (red) and 10 cm intervals (blue). The line should be attached to small wooden blocks or similar at each end, so that

it can be tensioned to form a straight reference line above the plane of large undulating discontinuities.

(b) The *compass and disc-clinometer* method of sampling roughness requires the following equipment: (i) Clar (Breithaupt) geological compass which incorporates a horizontal levelling bubble and a rotatable lid which is connected to the main body of the compass through a graduated hinge for recording dip, (ii) four thin circular plates made of light alloy of various diameters (i.e. 5, 10, 20 and 40 cm) which can be fixed in turn to the lid of the compass [1].

The photogrammetric method of sampling roughness requires assorted equipment described under *Photogrammetric Method* (page 330).

#### Procedure

(a) *Linear profiling*. Discontinuities are selected that are accessible and typical of the surface presumed to be involved if shear failure was to occur.

Depending upon the relevant dimensions of each plane either the 2 m straight edge or the 10 m wire (or sections of either) are placed or stretched above the plane of the discontinuity parallel to the *mean direction* of potential sliding. For convenience they should be in contact with the highest point or points of the discontinuity and they should be as straight as possible. (A small lump of "plasticene" can be helpful in preventing the straight edge from sliding down steeply dipping joints. It can be placed between the straight edge and the high spots.) The perpendicular distances ( $y$ ) from the straight edge (or wire) to the surface of the discontinuity are recorded to the nearest mm, for given tangential distances ( $x$ ) (see Fig. 15). It is advisable to be flex-

ible in the choice of (x) since a regular interval (for example 5 cm) might result in missing a small step or similar feature of potential importance to the shear strength. On average, (x) intervals equal to approximately 2% of the total measuring length are sufficient to give a good overall impression of roughness.

The (x) and (y) readings are recorded in parallel, together with the azimuth and dip of the measuring direction. This may be different from the orientation  $\alpha/\beta$  of the discontinuity.

Profiles typical of the minimum, most common and maximum roughness are recorded using the above procedures. These profiles may apply to a whole discontinuity set, to one critical discontinuity, or to each surface measured, depending upon the detail required.

The waviness angle ( $\theta$ ) illustrated in Fig. 14, should be recorded using the straight edge and clinometer, if the profile was so short that waviness was not automatically sampled during profiling.

The approximate wave length and amplitude of waviness too large to be sampled by profiling should be estimated, or measured where accessibility is no problem.

Photographs representing the surfaces of minimum, modal and maximum roughness should be taken, with a 1 m rule placed against the surface in question clearly visible.

(b) *Compass and disc-clinometer.* Discontinuities are selected that are accessible, and typical of the surface presumed to be involved if shear failure was to occur.

The small scale roughness angles ( $\theta$ ) (Fig. 16) are measured by placing the largest circular plate (e.g. 40 cm dia) against the surface of the discontinuity in at least 25 different positions, and recording dip direction and dip for each position. (A surface area at least ten times as large as the area of the largest plate is assumed).

This procedure is repeated in turn for the other plate diameters. The overall sensitivity of the measurements is improved if a large number of positions are recorded with the smaller plate diameters, for example 50 positions with a 20 cm plate, 75 positions with a 10 cm plate and 100 positions with a 5 cm plate.

Each set of dip direction and dip data is plotted on a separate equal area net in terms of poles. Contours are drawn for each set of poles.

Photographs representing surfaces of minimum, modal and maximum roughness should be taken, with a 1 m rule placed against the surfaces in question clearly visible.

(c) *Photogrammetric method.* In special cases, terrestrial photogrammetry can be used to obtain the coordinates of numerous points on the surface of inaccessible discontinuities using the procedures outlined under *Photogrammetric Method* (page 27). From this data it is possible to compute contour maps or profiles of the surface roughness. The minimum contour intervals will depend on the distance of the camera base from the surface in question. In some instances 1 mm intervals might be achieved, though 1 cm or 5 cm would

be more likely. Profiles should be computed for the direction of potential sliding, if this is known.

#### Notes

(a) *Linear profiling.* The mm graduated ruler used to measure the perpendicular distances (y) should be tapered to a point so that the fine details of roughness can be recorded if desired.

Several automatic recording profilographs are described in the literature [1, 3]. Most of these are suitable for describing the finest details of roughness. They obviously give a much more accurate picture of roughness than that obtained by the present suggested method. Normally this accuracy is unnecessary for rock mechanics purposes.

Offsets or steps dividing a discontinuity surface into several parallel planes are indicative of lack of *persistency*, and should be carefully profiled.

There are many other methods of recording roughness in addition to the profiling method. For example the *wave-length* and *amplitude* of surface features could be measured and recorded for several different scale intervals, i.e. <1 cm, 1-10 cm, 10-100 cm, >1 m. Alternatively a very large undulating joint exposure could be rapidly recorded by laying a straight edge (for example 1 m length) against the surface at 1 m intervals in the down-dip direction and recording the dip of each position by means of a clinometer fixed to the straight edge. The length of straight edge could be varied in the same manner as with the compass method, if desired.

(b) *Compass and disc-clinometer.* The smallest base plates give the greatest scatter of readings and also the largest roughness angles. The largest base plates give the least scatter of readings and also the smallest roughness angles.

The large number of dip direction and dip readings (from approximately 200 plate positions) represents at least one hours work per sampled plane. This will only be justified in special circumstances. If a large number of discontinuities need to be measured, the *photogrammetric* method is recommended. Alternatively if the potential sliding direction is known, the *profiling* method is recommended, thereby reducing the amount of data collection to the single direction of potential sliding.

The maximum roughness angles for the given disc sizes can be plotted for any direction of potential sliding. (See Fig. 16). The tangent of these maximum roughness angles multiplied by the appropriate base length (disc diameter) gives the displacement (dilatation) that will occur perpendicular to the discontinuity for a shear displacement equal to the given base length. Several base lengths (disc diameters) are analysed in this way, so that a dilation curve can be obtained. This will give a realistic picture of the shearing process when there is minimal damage to asperities. The method is therefore most appropriate to shearing of joints in hard rocks at low effective normal stress levels. (Asperities smaller than the minimum plate diameter are assumed



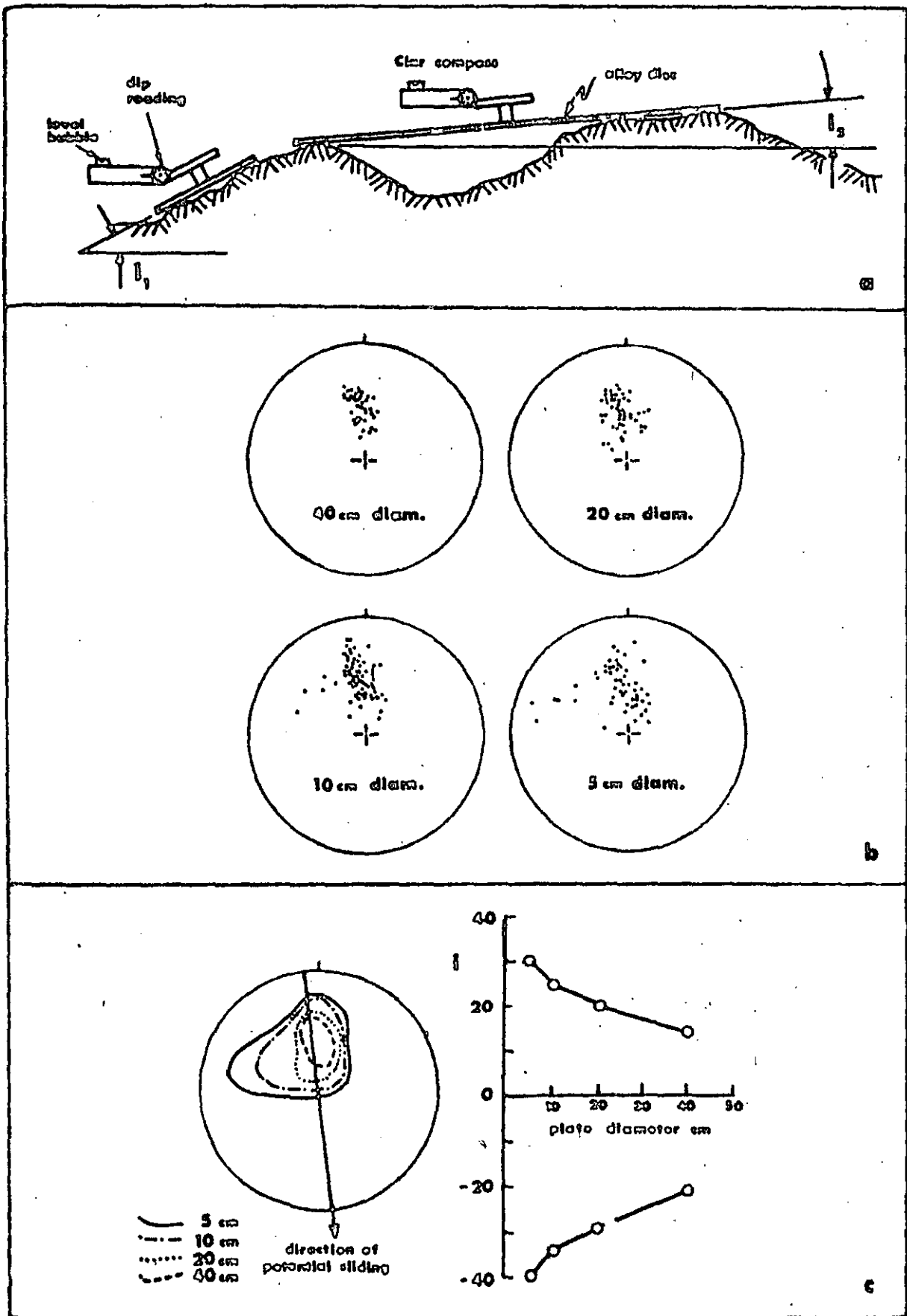


Fig. 16. A method of recording discontinuity roughness in three dimensions, for cases where the potential direction of sliding is not yet known. Circular discs of different dimensions (e.g. 5, 10, 20 and 40 cm) are fixed in turn to a Clar compass and clinometer. The dip direction and dip readings are plotted as poles on equal-area nets. Adapted from [1] and [2].

not to influence the process of dilation) See Ficker and Rengers [1] for further details.

(c) *Photogrammetric method.* The coordinates representing points on the surface of the given discontinuity are recorded using a stereoscopic plotting instrument or a stereo comparator, with automatic recording equipment (i.e. punched tape). Roughness profiles can be drawn by computer.

Methods are available for estimating the shear strength and dilation characteristics of discontinuities (specifically unfilled joints), based on statistical analysis of these surface coordinates [4, 5].

#### Presentation of Results

(a) *Linear profiling.* The (x) and (y) readings should be plotted to the same scale (not distorted), and inclined correctly, as shown diagrammatically in the inset to Fig. 15. Profiles representing the minimum, most common, and maximum roughness should be drawn on the same page to make comparison easier. The three profiles may represent a discontinuity set, a single critical discontinuity, or each surface sampled. This will depend on the amount of detail required. A scale should be included in all the drawings. Profiles should be identified clearly, and the azimuth and dip of the measuring direction should be stated, in case this differs from the previously recorded orientation  $\alpha/\beta$  of the discontinuity.

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the profiles.

(b) *Compass and disc clinometer.* The field measurements of dip direction and dip obtained with the various diameters of discs should be plotted as poles on equal area nets, one for each disc. These can be combined and presented on a single contoured plot, as shown in Fig. 16.

Measurements from several discontinuities of a given set may be grouped on the same equal area net if desired, to show the range of roughness (and the overall variation in orientation caused by any waviness).

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the pole diagrams.

(c) *Photogrammetric method.* For purposes of visual presentation in a report, the most useful figures will be profiles rather than contour diagrams of surface roughness. The profiles, which will normally be plotted by computer, should be presented with 1:1 vertical:horizontal scales, in preference to exaggerated vertical scales.

If the direction of potential sliding is unknown, the profiles should be computed and presented to represent the roughness in the line of dip (dip vector direction). Correctly orientated profiles can be produced at a later stage.

Photographs of the relevant surfaces showing minimum, modal and maximum roughness should be presented together with the profiles.

(d) *Descriptive terms.* In the preliminary stage of field mapping (i.e. during feasibility studies) the descriptions may prevent the use of the above roughness measuring techniques. The description of roughness will be limited to descriptive terms which should be based on two scales of observation:

Small scale (several centimetres)  
Intermediate scale (several metres)

- I Rough (or irregular), stepped
- II Smooth, stepped
- III Slickensided, stepped
- IV Rough (or irregular), undulating
- V Smooth, undulating
- VI Slickensided, undulating
- VII Rough (or irregular), planar
- VIII Smooth, planar
- IX Slickensided, planar

The term "slickensided" should only be used if there is clear evidence of previous shear displacement along the discontinuity.

The intermediate scale of roughness is divided into three degrees: stepped, undulating and planar, and the small scale of roughness superimposed on the intermediate scale is also divided into three degrees, rough (or irregular), smooth, slickensided. The directions of striations or slickensides should be noted as shear strength may vary with direction. Roughness profiles typical of the nine classes are illustrated in Fig. 17.

(The effective roughness angles ( $\theta$ ) displayed by the categories of profile mean that in terms of  $\theta$  strength, I > II > III, IV > V > VI and VII > VIII > IX assuming that mineral coatings are entirely absent or present in equal amounts. It is also evident that I > IV > VII, II > V > VIII, III > IX and VI > IX. Some of the inequalities are less certain. For example, VII might be stronger than III. This would depend on whether or not dilation was inhibited. Around underground excavation dilation is usually inhibited (but the stiffness of the surrounding rock mass, beneath the rock slope it may not be).

There may also be a large scale waviness superimposed on the above small and intermediate scales of observation. In such cases these characteristics should also be noted i.e. smooth, undulating (class VI) or large scale waviness (10 m wave length, 50 m amplitude).

The descriptions associated with persistence, i.e. systematic, sub-systematic, non systematic will obviously be of the greatest importance in determining the relative importance of the above descriptions of roughness.

#### Estimation of shear strength

The main purpose in describing the roughness of the walls of discontinuities is to facilitate the estimation of shear strength, in particular in the case of unfilled discontinuities where estimates may be quite uncertain.

In crude terms, shear strength will consist of a minimum (peak) or minimum (residual) friction angle at some intermediate angle (depending upon the degree

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

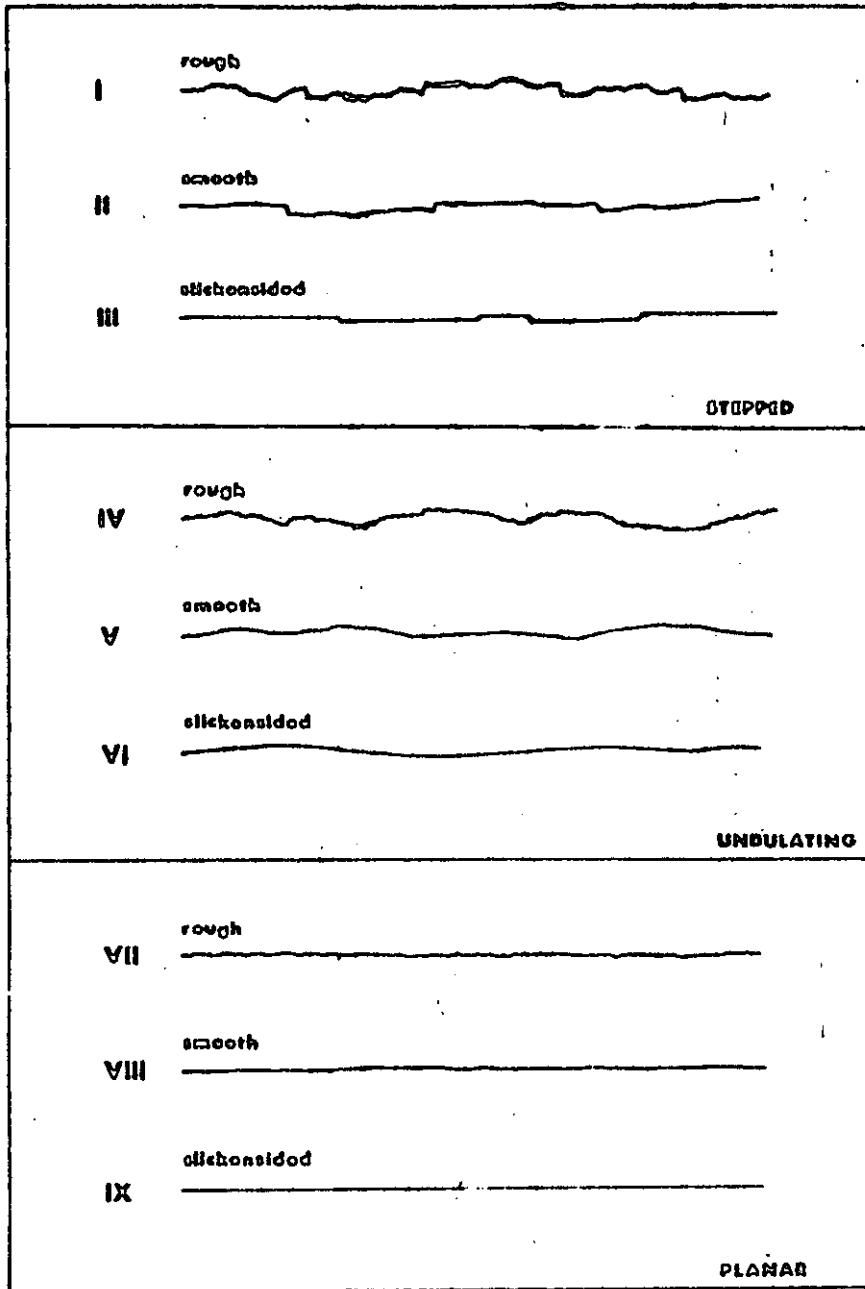


Fig. 17 Typical roughness profiles and suggested nomenclature. The length of each profile is in the range: 1 to 10 metres. The vertical and horizontal scales are equal.

of previous shear displacement) plus a contribution (i) due to large scale waviness, if this exists.

Thus

$$\tau = \sigma_n' \tan (\phi + i)$$

$\tau$  = shear strength (peak or residual)  
 $\phi$  = friction angle (peak or residual)  
 $\sigma_n'$  = effective normal stress  
 $i$  = waviness (if present)

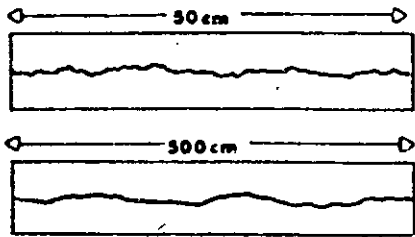
The value of  $\tau_{(peak)}$  will depend on the value of  $\sigma_n'$  and on the degree of roughness. In the case of unfilled joints  $\phi_{(peak)}$  values generally range from about 30 to 70° and commonly average about 45°. In the case of joints having vertical or very steep steps, or less than 100% persistence, there will also be a cohesion (c) to

add to the above value of  $\tau$ . (e.g. profiles I, II, and III, Fig. 17).

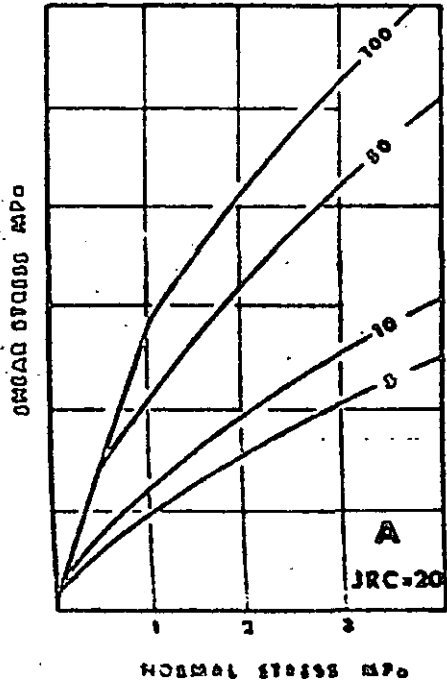
The value of  $\phi_{(residual)}$  will depend on the degree of weathering of the discontinuity walls and on the rock type. In the absence of weathering,  $\phi_{(residual)}$  usually varies from about 25 to 35°, most commonly around 30°. In the case of strongly weathered walls, the value may fall to around 15°, even in the absence of actual clay fillings. A method of estimating  $\phi_{(residual)}$  is described by Barton and Choubey [6]. The estimate is based on the ratio between the Schmidt hammer rebound (r) obtained on the weathered joint wall and the rebound (R) obtained on the unweathered rock.

Values of  $\phi_{peak}$  can be estimated using the following:

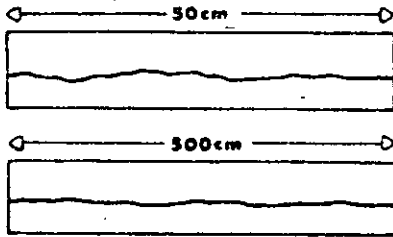
**A. ROUGH UNDULATING** - tension joints, rough sheeting, rough bedding.



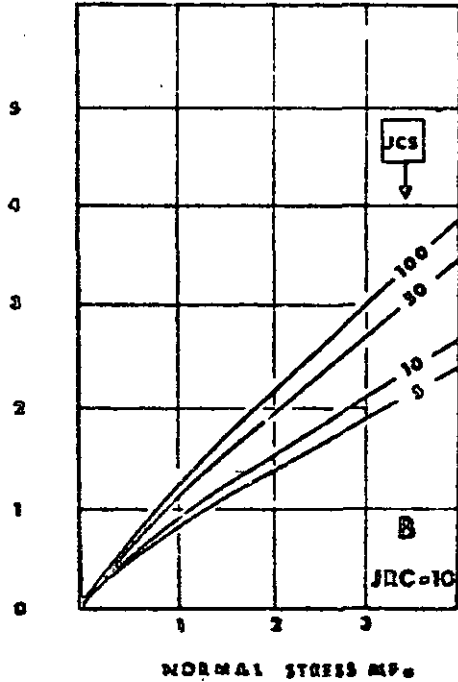
$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(20 \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (A)$$



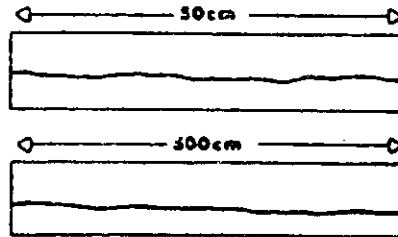
**B. SMOOTH UNDULATING** - smooth sheeting, non-planar foliation and bedding.



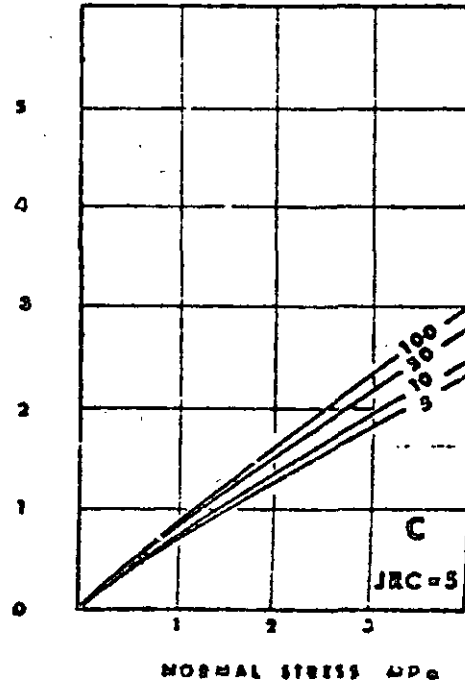
$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(10 \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (B)$$



**C. SMOOTH NEARLY PLANAR** - planar shear joints, planar foliation, bedding.



$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(5 \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + 30^\circ) \quad (C)$$



Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

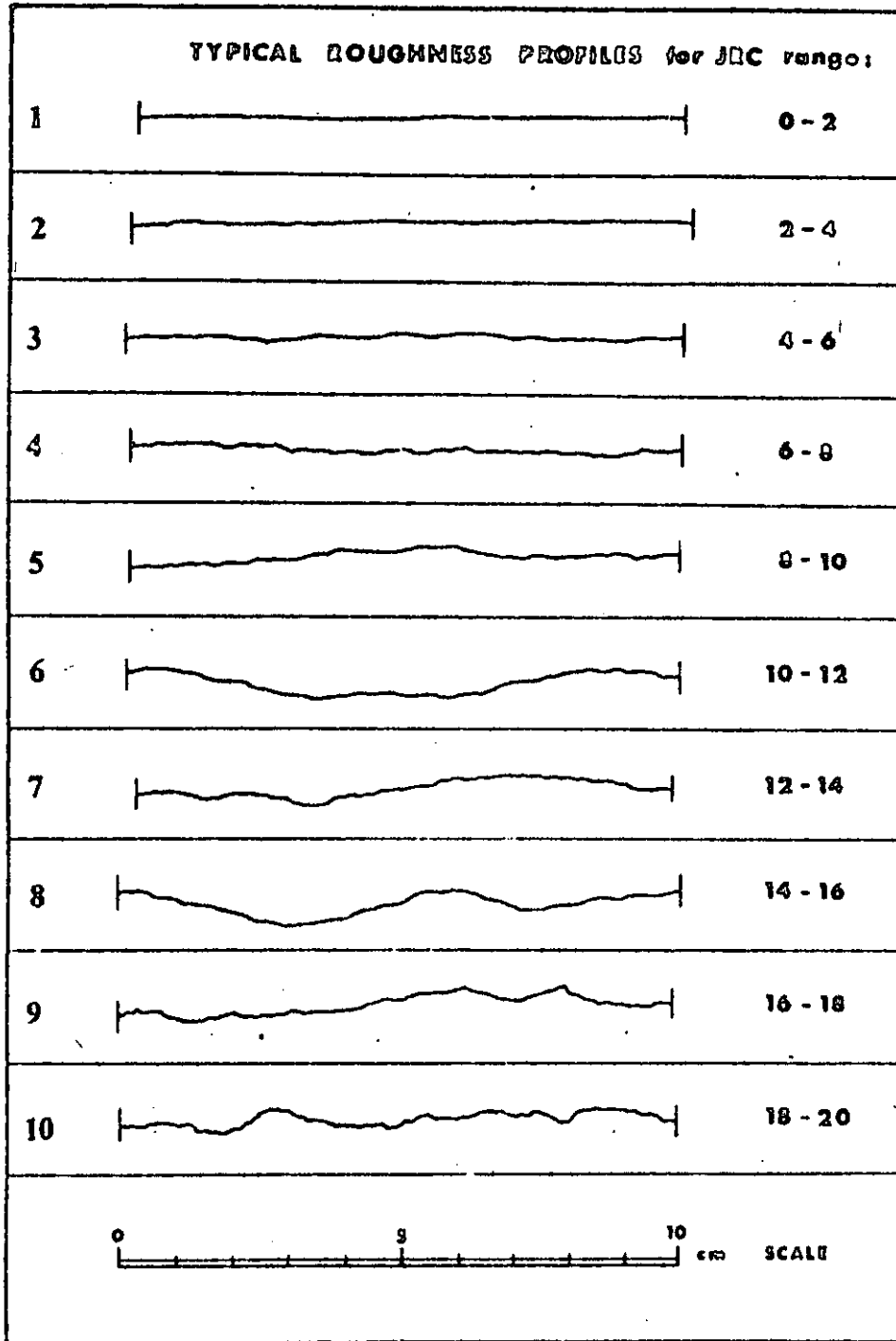


Fig. 19. Roughness profiles and corresponding range of JRC values associated with each one [6].

formula:

$$\phi_{peak} = JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_a} \right) + \phi_r$$

where

JRC = joint roughness coefficient

JCS = joint wall compression strength

$\phi_r = \phi_{(residual)}$

The method of application is illustrated in Fig. 18. Firstly, the measured roughness profiles are matched with the three sets given at the top of Fig. 18, to obtain an estimate of the appropriate JRC value. (More

detailed profiles are given in Fig. 19 to facilitate this quantification). Secondly, the discontinuity walls are tested with a Schmidt hammer to estimate JCS and  $\phi_r$ . Note that in Fig. 18,  $\phi_r$  has been assumed as 30° in every case. The above method is a surprisingly accurate and cheap method of estimating  $\phi_{(peak)}$ . Further details are given by Barton and Choubey [6].

Since peak shear strength is mobilized after relatively small displacements it may not be realistic to add the large scale waviness angle (i) to this estimate of  $\phi_{(peak)}$ . For most practical purposes  $\phi_{(peak)}$  can be regarded

maximum value for a joint of 100% persistence. However,  $\phi_{(residual)}$  is not mobilized until relatively large displacements have occurred, which generally makes the large scale waviness angle (i) a realistic addition to shear strength. In the case of completely planar discontinuities or discontinuities that have sheared to the extent that no further dilation is possible, then  $\phi_{(residual)}$  will be the only shear strength component left, and will represent the absolute minimum shear strength for that discontinuity.

The above method for estimating the JRC value of a measured roughness profile is obviously subjective. Objective methods of analysing profiles are described in the literature by Fecker and Rengers [1] (compass and disc-clinometer method) and by Barton [5] (photogrammetric method). As described under Note (b), the method of analysing compass and disc-clinometer readings results in a dilation curve which is a plot of roughness (i) angles versus shear displacement. These (i) angles are added to  $\phi_p$  to estimate the shear strength for displacements intermediate between peak and residual strength.

#### REFERENCES

1. Fecker F. & Rengers N. Measurement of large scale roughnesses of rock planes by means of profilograph and geological compass. *Rock Fracture, Proc. of Int. Symp. Rock Mech. Nancy, Paper I.1s (1971)*.
2. Hoek E. & Bray J. *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
3. Fecker F. *Geologische Kartierung des Gebietes nordwestlich von Neustadt Weinstrasse sowie Bau und Anwendung eines Profilographen*. Diplomarbeit, Universität Karlsruhe (1970).
4. Rengers N. Influence of the surface roughness on the friction properties of rock planes. *Proc. of 2nd Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Belgrade, Vol. 1, pp. 229-234 (1970).
5. Barton N. A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Proc. Int. Symp. Rock Mech. Nancy, Rock Fracture, Paper I. 8 (1971)*.
6. Barton N. & Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics (Springer-Verlag)* 10, 1-54 (1977).
7. Barton N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engng Geol.* 7, 287-332 (1973). (Also NCG Publ. No. 195, Oslo, 1974).
8. Patton F. D. Multiple modes of shear failure in rock and related materials. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 282 p (1966).
9. Patton F. D. & Deere D. U. Significant geologic factors in rock slope stability. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg 1970, Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 143-151 (1970).
10. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970, Balkema, Amsterdam 1971, pp. 33-53 (1971).
11. Rengers N. Unebenheit und Reibungswiderstand von Gesteinsstrenflächen. Dr. Ing. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Verfassungswesen, Universität Karlsruhe, 129 p (1971).
12. Wickens E. H. & Barton N. R. The application of photogrammetry to the stability of excavated rock slopes. *Photogram. Rec.* 7(37), April, 46-54 (1971).
13. Ross-Brown D. M., Wickens E. H. & Markland J. Y. Terrestrial photogrammetry in open pits: 2- an aid to the geological mapping. *Trans. Inst. Min. Metall (Sect. A, Mining Industry)* 82, pp. A115-A130 (1973).
14. Schneider H. J. Rock friction—a laboratory investigation. *Proc. 1st Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver. *Advances in Rock Mechanics*, Vol. II, A, pp. 311-315 (1974).
15. Richards L. R. The shear strength of joints in weathered rock. Ph.D. Thesis, Univ. of London, 427 p (1975).
16. Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing, N.Y., 422 p (1976).
17. Schneider H. J. The friction and deformation behaviour of rock joints. *Rock Mechanics (Springer-Verlag)* 8, 169-184 (1976).

#### 5. WALL STRENGTH

##### Scope

(a) The compressive strength of the rock comprising the walls of a discontinuity is a very important component of shear strength and deformability, especially if the walls are in direct rock to rock contact as in the case of unfilled joints. Slight shear displacements of individual joints caused by shear stresses within the rockmass often results in very small asperity contact areas and actual stresses locally approaching or exceeding the compression strength of the rock wall material, hence the asperity damage.

(i) Rock masses are frequently weathered near the surface, and are sometimes altered by hydrothermal processes. The weathering (and alteration) generally affects the walls of discontinuities more than the interior of rock blocks. This results in a wall strength some fraction of what would be measured on the fresher rock found in the interior of the rock blocks, for example that sampled by drill core. A description of the state of weathering or alteration both for the rock material and for the rock mass is therefore an essential part of the description of wall strength.

(c) There are two main results of weathering: one dominated by *mechanical disintegration*, the other by *chemical decomposition* including solution. Generally, both mechanical and chemical effects act together, but, depending on climatic regime, one or other of these aspects may be dominant. Mechanical weathering results in opening of discontinuities, the formation of new discontinuities by rock fracture, the opening of grain boundaries, and the fracture or cleavage of individual mineral grains. Chemical weathering results in discolouration of the rock and leads to the eventual decomposition of silicate minerals to clay minerals; some minerals, notably quartz, resist this action and may survive unchanged. Solution is an aspect of chemical weathering which is particularly important in the case of carbonate and saline minerals.

(d) The relatively thin "skin" of wall rock that affects shear strength and deformability can be tested by means of simple index tests. The apparent uniaxial compression strength can be estimated both from Schmidt hammer tests and from scratch and geological hammer tests, since the latter have been roughly calibrated against a large body of test data.

(e) Mineral coatings will affect the shear strength of discontinuities, to a marked degree if the walls are planar and smooth. The type of mineral coatings should be described where possible. Samples should be taken when in doubt.

(f) Procedures (a) and (b) concerning the weathering grade of the rock mass and the rock material are descriptive only. Procedures (c) *manual index tests*, and (d) *Schmidt hammer tests* are increasingly quantitative. The latter is recommended for obtaining estimates of wall strength for subsequent calculation of shear strength, when utilizing the wall roughness coefficient (JRC) described under Roughness.

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

Term	Description	Grade
Fresh	No visible sign of rock material weathering, perhaps slight discolouration on major discontinuity surfaces.	I
Slightly weathered	Discolouration indicates weathering of rock material and discontinuity surfaces. All the rock material may be discoloured by weathering and may be somewhat weaker externally than in its fresh condition.	II
Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a continuous framework or as corestones.	III
Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discoloured rock is present either as a discontinuous framework or as corestones.	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact.	V
Residual soil	All rock material is converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.	VI

**Equipment**

- (a) Geological hammer with one tapered point.
- (b) Strong pen knife or similar.
- (c) Schmidt hammer (L type) with conversion table and graph:
  - (i) to correct for orientation of hammer (supplied by the manufacturer)
  - (ii) to convert corrected rebound number to an estimate of uniaxial strength (Fig. 20)
- (d) Facilities for measuring the dry density of small rock samples, e.g. oven, balance, beaker, water.

**Procedure**

(a) *Weathering grade of rock mass.* The grade of weathering (or alteration) of the rock mass as a whole should be described first. The terms above are general and may be modified to suit particular situations.

(b) *Weathering grade of rock material.* The grade of weathering (or alteration) of the rock material comprising the walls of individual discontinuities or of the walls of a particular set of discontinuities (e.g. an unfavourably orientated set of joints) should be described according to the following scheme.

(c) *Manual index tests.* The manual index tests detailed in the table on page 348 should be performed on the walls of discontinuities or on material representative of the walls. The choice and number of test locations will depend on the detail required. The approximate range of strength for the walls of a critical set of joints may be sufficient. Alternatively a single critical discontinuity may need to be characterised in detail.

The manual index tests can be performed on hand-sized pieces of freshly broken rock if the strength of intact rock bridges is of interest. Alternatively, the results of point load tests, if available, can be used to estimate the strength of the intact portions of any potential failure surface (see Persistence).

(d) *Schmidt hammer test.* The Schmidt hammer is applied in a direction perpendicular to the discontinuity wall of interest. The rock surface should be tested under saturated conditions to give the most conservative result. If the surfaces are unavoidably dry, this fact should be reported in the results. The surface should be free of loose particles, at least under the hammer position.

If the impulse from the spring-loaded projectile of the Schmidt hammer is sufficient to move the surface being tested, the resulting rebound will be artificially

Term	Description
Fresh	No visible sign of weathering of the rock material.
Discoloured	The colour of the original fresh rock material is changed. The degree of change from the original colour should be indicated. If the colour change is confined to particular mineral constituents this should be mentioned.
Decomposed	The rock is weathered to the condition of a soil in which the original material fabric is still intact, but some or all of the mineral grains are decomposed.
Disintegrated	The rock is weathered to the condition of a soil in which the original fabric is still intact. The rock is friable, but the mineral grains are not decomposed.

The stages of weathering described above may be subdivided using qualifying terms, for example "slightly discoloured", "moderately discoloured", "highly discoloured".

Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	<0.025
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025-0.05
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05-0.10
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10-0.25
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail	0.25-0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	>0.50
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25-1.0
R1	Very weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer, can be peeled by a pocket knife	1.0-5.0
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	5.0-25
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25-50
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50-100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100-250
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	>250

*Note:* Grades S1 to S6 apply to cohesive soils, for example clays, silty clays, and combinations of silts and clays with sand, generally slow draining. Discontinuity wall strength will generally be characterized by grades R0-P6 (rock) while S1-S6 (clay) will generally apply to tilted discontinuities (see Filling).  
Some rounding of strength values has been made when converting to S.I. units.

low. Such test results can normally be heard, since there is a "drummy" sound. These results should be ignored. For the above reason this field index test is unsuitable in a loose rock mass containing very closely spaced discontinuities. (In such cases small block samples can be removed and tested when clamped rigidly to a heavy base.)

Each surface of interest should be tested a number of times to ensure a representative set of results. It is suggested that tests are performed in groups of 10 (i.e. 10 tests per discontinuity, or 10 tests per unit area of a large critical discontinuity, applying the hammer to a new part of the surface before each impact. The five lowest readings of each group of 10 are discounted and the mean value ( $\bar{r}$ ) of the five highest readings is quoted.

The mean values of the Schmidt rebound ( $\bar{r}$ ) and rock density ( $\rho$ ) (see individual ISRM "Suggested Method") for a given discontinuity are used to estimate the value of the joint wall compressive strength (JCS) using Fig. 20 (see Note (c)).

The Schmidt hammer test can be performed on the surfaces of, or on material obtained from freshly broken rock when the strength of the intact rock bridges ( $\sigma_c$ )

is of interest. Alternatively the results of point load tests, if available, can be used to estimate the strength of the intact portions of any potential failure surface (see Persistence).

Discontinuities with thin mineral coatings that appear quite persistent over a given surface, and which would probably prevent initial rock to rock contact should be tested with the Schmidt hammer as above, applying the hammer to the surface of the mineral covering. Depending upon the thickness of the mineral covering and its hardness, the estimate of JCS may or may not be relevant for estimation of shear strength. In such cases of mineral coatings, the mineralogy should be described i.e. calcite, chlorite, talc, pyrite, graphite, kaolinite, etc. Samples should be taken when in doubt. An estimate of the areal extent of the coating (e.g. 10%) and the range of the thickness of the coating should be included.

#### Notes

(a) Weathering grades of rock mass and rock material. Distribution of weathering grades in a rock mass.



Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

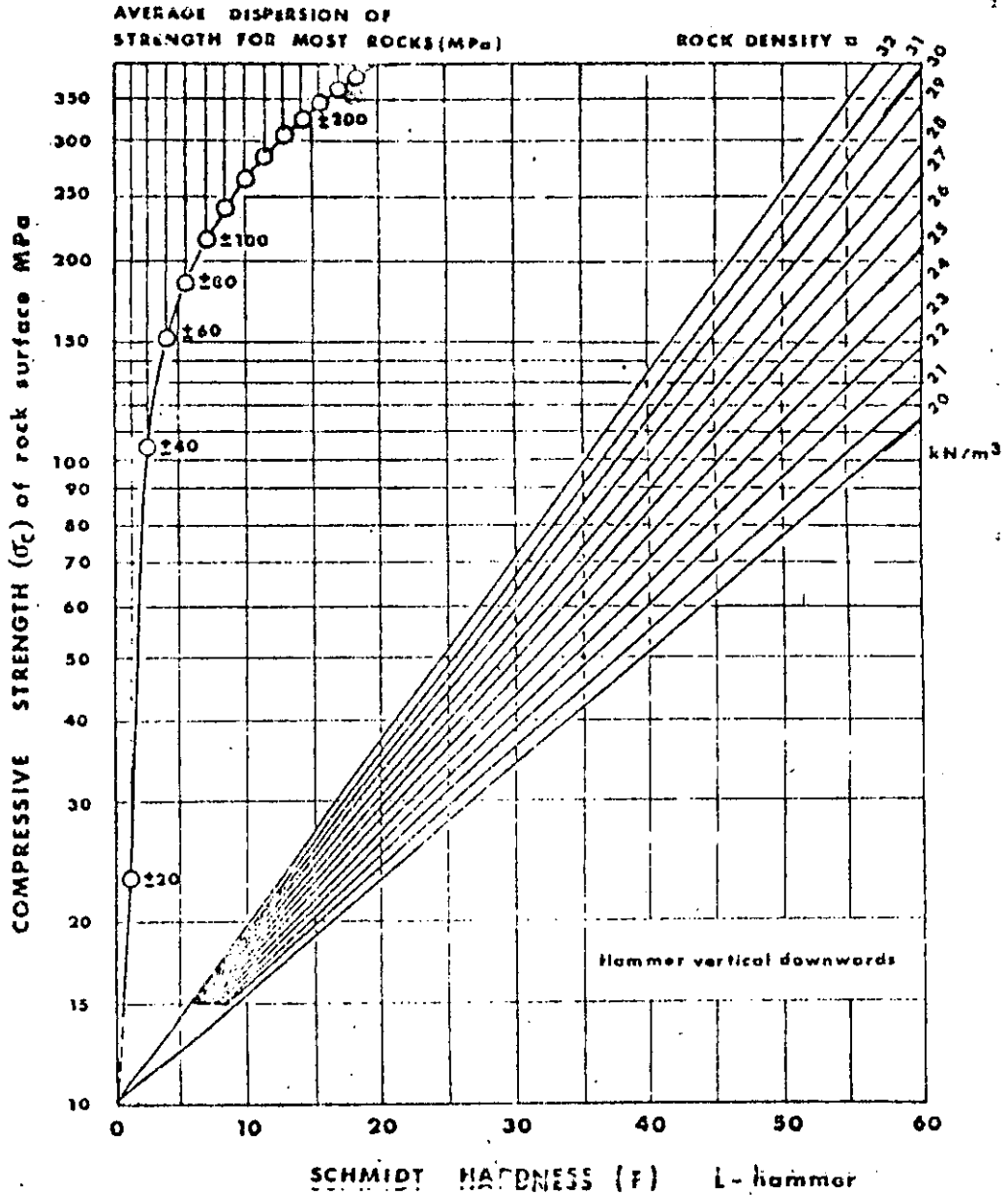


Fig. 20. Correlation chart for Schmidt (L) hammer, relating to rock density, compressive strength and rebound number, after Miller [1]

be determined by mapping natural and artificial exposures. However, it should be borne in mind that isolated natural exposures of rock and excavations of limited extent are not necessarily representative of the whole rock mass, since weathering can be extremely variable.

Furthermore, all grades of weathering may not be seen in a given rock mass, and in some cases a particular grade may be present to a very small extent. Distribution of the various weathering grades of the rock material may be related to the porosity of the rock material and the presence of open discontinuities. In logging cores the distribution of weathering grades of the rock material may be recorded, but the distribution of weathering grades of the rock mass from which the cores were obtained can only be inferred.

Rock masses which are weathered due to exposure to, or infiltration from surface agents should be distinguished where possible from those that are altered as a result of infiltration of hydrothermal solutions. However, in many instances the effects of alteration are not easily distinguished from those brought about by weathering.

An abundant class of rock materials, notably those with high clay content, are prone to swelling, weakening or disintegration when exposed to short term weathering processes, of a wetting and drying nature. Special tests are necessary to predict this aspect of mechanical performance. (See ISRM Suggested Methods for determination of swelling and slake-durability index properties.)

(b) Manual index tests. The manual index tests are

Corrections for reducing measured Schmidt hammer rebound ( $r$ ) when the hammer is not used vertically downwards

Rebound $r$	Downwards		Upwards		Horizontal $\alpha = 0^\circ$
	$\alpha = -90^\circ$	$\alpha = -45^\circ$	$\alpha = +90^\circ$	$\alpha = +45^\circ$	
10	0	-0.8	---	---	-3.2
20	0	-0.9	-8.8	-6.9	-3.4
30	0	-0.8	-7.8	-6.1	-3.1
40	0	-0.7	-6.6	-5.3	-2.7
50	0	-0.6	-5.3	-4.3	-2.2
60	0	-0.4	-4.0	-3.3	-1.7

preferred to conventional tests on carefully prepared rock cylinders because a very large number of discontinuities can be sampled, thereby giving a more representative picture of the condition of the walls. Furthermore conventional tests cannot be applied to the thin skin of wall rock or mineral coatings that dominate the shear strength and deformability of the rock mass.

The manual index tests for determining grades S1-S6 (clay, see Filling) can be replaced by more accurate assessment using a standard soil mechanics pocket penetrometer. This contains a stylus which is pressed into the sample at a constant rate. The maximum resistance can be read off a scale which is calibrated to show the maximum compressive strength of the sample. (This value is equal to twice the undrained shear strength =  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ .)

(c) *Schmidt hammer tests.* The Schmidt hammer rebound number ranges in practice from about 10 to 60. The lowest number applies to "weak" rocks (uniaxial compressive strength  $\sigma_c < 20$  MPa), while the highest number applies to "very strong" and "extremely strong" rocks ( $\sigma_c > 150$  MPa). "Very weak" rocks and "extremely weak" rocks cannot be tested with the L-hammer. *Manual index tests* must therefore be resorted to for rock weaker than 15-20 MPa.

For a given strength of surface the rebound number is minimum when the hammer is used vertically downwards (rebound against gravity) and maximum when used vertically upwards. The correlation given in Fig. 20 applies to vertical downwards tests only. The corrections given in the following table should be applied when the hammer is used in other directions.

Block movement (drumminess) in closely jointed rock, or crushing of loose grains are some of the reasons for unexpectedly low rebound numbers in a given set of results. Unexpectedly high readings are seldom obtained. The following two sets of actual results illustrate the suggested method of obtaining a realistic mean value:

(a) rough, planar iron-stained joints in granite

44, 36, 38, 44, 32, 44, 44, 40, 34, 42

mean of highest 5:  $r = 44$

(mean of 8 sets of 10 tests:  $r = 43$ )

(b) rough, undulating calcite-coated joints in hornfels

28, 28, 30, 30, 28, 24, 24, 28, 30, 20

mean of highest 5:  $r = 29$

(mean of 3 sets of 10 tests:  $r = 30$ ).

The Schmidt test is one of the few tests, (with the exception of scratching tests) which takes into account the mechanical strength of the thin band of weathered wall material close to a discontinuity surface. Since it is this wall material which (in combination with roughness) controls the shear strength, it is of considerable importance as an index of rock quality. The joint wall compressive strength (JCS) is often as low as 25% of the adjacent intact rock strength ( $\sigma_c$ ) due to weathering effects. (See section *Estimation of Shear Strength* pp 342-346.)

#### Presentation of results

(a) *Weathering grades of rock mass and rock material.* The weathering grades of recognizable weathered domains in the rock mass should be recorded on simplified sketches and/or vertical sections, with a clear key indicating the different weathering grades I, II, III etc.

The weathering grade of the rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be described, i.e. "joint set no. 1; majority walls moderately discoloured, approx. 20% fresh".

(b) *Manual index tests.* The strength of the wall rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be noted together with the assumed range of uniaxial compressive strength, i.e. "joint set no. 1; majority medium strong (R<sub>4</sub> 25-50 MPa), approx. 20% strong (R<sub>4</sub> 50-100 MPa)".

Values that are pertinent to the discontinuity wall should be carefully distinguished from any values that might have been recorded for the material representing the fresher rock within the rock blocks.

(c) *Schmidt hammer tests.* The mean rebound ( $r$ ) for the wall rock material of individual discontinuities or of specific discontinuity sets should be noted, together with the mean rock density ( $\gamma$ ), and the estimate of wall strength (JCS) in MPa. One set of 10 results should be selected to show the typical range of rebound values.

Values that are pertinent to the discontinuity wall should be carefully distinguished from any values that might have been recorded for the material representing the fresher rock within the rock blocks

#### REFERENCES

1. Miller R. P. Engine ring classification and index proposition intact rock. Ph.D. Thesis. Univ. of Illinois (1965)

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

2. Hucks V. A rapid method of determining the strength of rocks. *In situ. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 2, 127-134 (1965).
3. Terzaghi K. & Peck R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd edn, 729 p Wiley, New York. (1967).
4. Jennings J. P. & Robertson A. MacG. The stability of slopes cut into natural rock. *Proc. of VIIth. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico*, Vol II, pp. 585-590 (1969).
5. Fookes P. G., Dearman W. R. & Franklin J. A. Some engineering aspects of rock weathering with field examples from Dartmoor and elsewhere. *Q. Jl. Engng Geol.* 4, 139-185 (1971).
6. Patton F. D. & Deere D. U. Significant geologic factors in rock slope stability. *Proc. Symp. on Planning Open Pit Mines, Johannesburg 1970*, Balkema, Amsterdam, pp. 143-151 (1971).
7. Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Planning Open Pit Mines, Johannesburg, Symp. 1970*, Balkema Amsterdam 1971, pp. 33-51 (1971).
8. Robertson A. MacG. The interpretation of geological factors for use in slope theory. *Symp. Planning Open Pit Mines, Johannesburg, 1970*, Balkema Amsterdam 1971, pp. 55-71 (1971).
9. Geological Society Engineering Group Working Party Report on "The preparation of maps and plans in terms of engineering geology". *Q. Jl. Engng Geol.* 5, 295-382 (1972).
10. International Society For Rock Mechanics. Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. *ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, 36 p (1972).
11. Barton N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engng Geol.* Amsterdam, 7, 278-332 (1973). (also NGI Publication No. 105, 1974, Oslo)
12. Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain: *La Géologie de l'Ingénieur, Société Géologique de Belgique, Liège*, pp. 1-75 (1974).
13. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd. Int. Cong. of the Int. Assoc. of Engng Geology, São Paulo, Brazil, Vol. I, IV-PC-2*, 11 p (1974).
14. Martin G. R. & Millar P. J. Joint strength characteristics of a weathered rock. *Proc. of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Denver, Advances in Rock Mechanics, Vol. II A*, pp. 263-270. (1974).
15. Richards L. R. The shear strength of joints in weathered rock. Ph.D. Thesis, Univ. of London, 427 p (1975).
16. Barton N. & Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics (Springer-Verlag)*, 10, 1-54 (1977).

## 6. APERTURE

## Scope

(a) Aperture is the perpendicular distance separating the adjacent rock walls of an open discontinuity, in which the intervening space is air or water filled. Aperture is thereby distinguished from the width of a filled discontinuity. (see Fig. 21) Discontinuities that have been filled (e.g. with clay) also come under this category if filling material has been washed out locally.

(b) Large apertures can result from shear displacement of discontinuities having appreciable roughness and waviness, from tensile opening, from outwash, and from solution. Steep or vertical discontinuities that have opened in tension as a result of valley erosion or glacial retreat may have very large apertures.

(c) In most sub-surface rock masses apertures are small and will probably be less than half a millimeter, compared to the tens, hundreds or even thousands of millimetres width of some of the outwash or extension varieties. Unless discontinuities are exceptionally smooth and planar it will not be of great significance to the shear strength that a "closed" feature is 0.1 mm wide or 1.0 mm wide. However, indirectly as a result

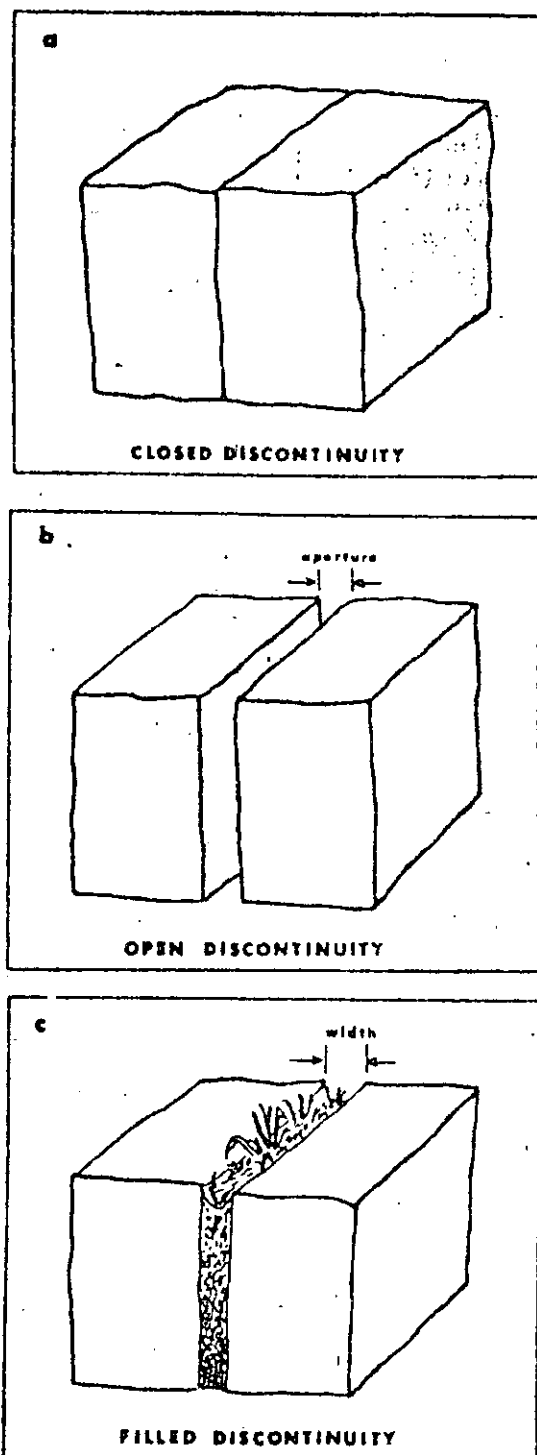


Fig. 21. Diagrams showing the suggested definitions of the aperture of open discontinuities and the width of filled discontinuities.

of hydraulic conductivity, even the finest may be significant in changing the effective normal stress and therefore also the shear strength.

(d) Unfortunately, visual observation of small apertures is inherently unreliable since, with the possible exceptions of drilled holes and bored tunnels, visible apertures are bound to be disturbed apertures, either

due to disturbance by blasting, or due to surface weathering effects. The influence of apertures is best assessed by water permeability testing. (This is the subject of an individual ISRM document.)

(e) Apertures are recorded from the point of view of both their loosening and conducting capacity. Joint water pressure, inflow of water and outflow of storage products (both liquid and gas) will all be affected by aperture.

#### Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm.

(b) Feeler gauge (for estimating the width of fine apertures.)

(c) White spray paint.

(d) Equipment for washing the rock exposure.

#### Procedure

(a) Dirty underground exposures should be washed clean. It is helpful to spray white paint along the desired lines of survey, so that the finest discontinuities are more easily visible. Good lighting is essential.

(b) Fine apertures can be measured approximately with feeler gauges, while the larger apertures can be measured with a rule graduated in mm. The apertures of all discontinuities intersecting the survey line will be recorded. Alternatively the variation in aperture of a major discontinuity can be measured along the trace of the discontinuity.

#### Notes

(a) The apertures visible in a rock exposure are inherently disturbed apertures, due either to localized surface weathering or to the mode of excavation. For these reasons measured apertures are likely to be larger than those existing within the rock mass. Tunnels that are machine bored (and borehole walls) should give a much more reliable indication of the undisturbed apertures. Borehole walls can be surveyed by means of periscopes, borehole cameras, and TV equipment, and by means of pressure sensitive packers, as described by Fairhurst and Roegiers [1].

(b) The borehole periscope is recommended when the depth from the surface does not exceed 30 metres. Greater depths result in distortion of the optical path which consists of a series of rigid tubes supporting a system of lenses and prisms. A mm calibrated scale, differently coloured from the rock, should be located on the outside of the periscope in such a position that the apparent apertures can be recorded. These readings must be corrected for orientation if the borehole does not intersect the discontinuities approximately at right angles.

(c) The core recovery method known as the *integral sampling method* [2] is recommended for obtaining aperture data in special circumstances. The method essentially consists of recovering a core sample which has previously been reinforced with a grouted bar. The reinforcing bar is co-axially overcovered with a larger diameter coring crown.

(d) Even undisturbed apertures give a poor indication of their water conducting potential. The wall roughness may reduce the actual conductivity to a fraction of its theoretical smooth-wall equivalent as a result of friction and tortuosity effects. In addition, there is much evidence that flow in joints may be tube-like rather than sheet-like [3]. *In situ* permeability testing will be a much more reliable indicator of the influence of apertures than direct measurement (*Field Permeability* forms the subject of an individual ISRM document).

(e) Apertures measured across discontinuities that are displaced by previous shearing (for example in an unstable slope) may vary widely from point to point. The "dead areas" caused by asperity contact and undetected debris will again make aperture measurements rather unreliable as a basis for conductivity estimation [4].

#### Presentation of results

(a) Apertures can be described by means of the following terms:

Aperture	Description	
< 0.1 mm	Very tight	
0.1-0.25 mm	Tight	"Closed" features
0.25-0.5 mm	Partly open	
0.5-2.5 mm	Open	
2.5-10 mm	Moderately wide	"Gapped" features
> 10 mm	Wide	
1-10 cm	Very wide	
10-100 cm	Extremely wide	"Open" features
> 1 m	Cavernous	

(b) Modal (most common) apertures should be recorded for each discontinuity set.

(c) Individual discontinuities having apertures noticeably wider or larger than the modal value should be carefully described, together with location and orientation data.

(d) Photographs of extremely wide (10-100 cm) or cavernous (> 1 m) apertures should be appended.

#### REFERENCES

1. Fairhurst C. & Roegiers J. C. Estimation of rock mass permeability by hydraulic fracturing—a suggestion. Discussion. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp.*, Stuttgart. *Percolation Through Fissured Rock*, D2, pp. 1-5 (1972).
2. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. *Proc. Int. Symp. on Rock Mech. Nancy. Rock Fracture*, Paper I-21 (1971).
3. Wolters R., Reinhardt M. & Jäger B. Beobachtungen über die Anordnung und Ausdehnung von Kluftöffnungen. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp.*, Stuttgart. *Percolation Through Fissured Rock*, D1-1, 13 p (1972).
4. Sharp J. C. & Maini Y. N. T. Fundamental considerations of the hydraulic characteristics of joints in rock. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp.*, Stuttgart. *Percolation Through Fissured Rock*, D2-15 p (1972).
5. Cecil O. S. Correlations of rockbolt—shotcrete support and other quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, University of Illinois, 414 p (1970).
6. Schneider T. R. Seelberg tunnel: Geologie des Bauprojektes Schweiz. Nationalstrasse, NZ, Zürich (1970).

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

7. Neustadt L. Genesis und quantitative Charakteristik der Klüffigkeit (in Bezug auf den Wasserbau), *Proc. Int. Symp. on Rock Mech.*, Nancy. *Rock Fracture*. Paper I-15 (1971).
8. Morfeldt C. O. Drainage problem in connection with tunnel construction in Precambrian granitic bedrock (in Sweden). *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp.*, Stuttgart. *Percolation Through Fissured Rock*. Paper T4-G. 9 p (1972).
9. Rocha M. Discussion. *Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp.*, Stuttgart. *Percolation Through Fissured Rock*. D1. pp. 11-15 (1972)
10. Bieniawski Z. T. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Proc. 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver. *Advances in Rock Mechanics*. Vol. IIA. pp. 27-32 (1974).
11. Korhonen K.-H., Gardemeister R., Jääskeläinen H., Niini H. & Vihärija P. Engineering geological rock classification (in Finnish) Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).

## 7. FILLING

## Scope

(a) Filling is the term for material separating the adjacent rock walls of discontinuities, e.g. calcite, chlorite, clay, silt, fault gouge, breccia etc. The perpendicular distance between the adjacent rock walls is termed the *width* of the filled discontinuity, as opposed to the *aperture* of a gapped or open feature.

(b) Due to the enormous variety of occurrences, filled discontinuities display a wide range of physical behaviour, in particular as regards their shear strength deformability and permeability. Short-term and long-term behaviour may be quite different such that it is easy to be misled by favourable short term conditions.

(c) The wide range of physical behaviour depends on many factors of which the following are probably the most important.

- (i) Mineralogy of filling material
- (ii) Grading or particle size
- (iii) Over-consolidation ratio
- (iv) Water content and permeability
- (v) Previous shear displacement
- (vi) Wall roughness
- (vii) Width
- (viii) Fracturing or crushing of wall rock

(d) Every attempt should be made to record the above factors, using quantitative descriptions where possible, together with sketches and/or colour photographs of the most important occurrences. Certain index tests are suggested for a closer investigation of major discontinuities considered to be a threat to stability. In special cases the results of these field descriptions may warrant the recommendation for large scale *in situ* testing, at least in the case of dam foundations or major slopes.

## Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, graduated in mm.

(b) Folding straight-edge of at least 2 m in length.

(c) Plastic bags for taking samples of the filling material of up to 1 or 2 kg in weight. In some cases undisturbed samples may be required for shear testing.

Various soil mechanics tube samplers can be used for this operation.

(d) Geological hammer with one tapered point.

(e) Strong pen knife or similar.

## Procedure

(a) *Width*. The minimum and maximum widths of simple filled discontinuities (e.g. clay filled joints) should be measured to the nearest 10%, and an estimate made of the most common (modal) width. Marked differences between the minimum and maximum widths may indicate that shear displacement has occurred if the walls are essentially unaltered or unweathered.

In cases where fillings are thin it may be helpful to try to measure the mean amplitude of wall roughness using the straight edge, and compare this with the mean width of the filling as illustrated in Fig. 22. This will be especially valuable when assessing shear strength and deformation characteristics in detailed studies.

The principal dimensions of complex filled discontinuities (e.g. shear zones, crushed zones, faults, fault zones, dykes and lithological contacts) should be estimated, or measured to the nearest 10%, when possible. In the case of important occurrences it is helpful to make field sketches such that the condition of the wall rock (i.e. degree of associated fracturing and/or alteration) is also communicated. See examples in Fig. 23.

(b) *Weathering grades*. Filled discontinuities that have originated as a result of preferential weathering along discontinuities may have fillings composed of *decomposed* rock, or *disintegrated* rock. The relevant type should be recorded.

**Decomposed:—** The rock is weathered to the condition of a soil in which the original material fabric is still intact, but some or all of the mineral grains are decomposed.

**Disintegrated:—** The rock is weathered to the condition of a soil, in which the original material fabric is still intact. The rock is friable, but the mineral grains are not decomposed.

(c) *Mineralogy*. For all types of filled discontinuities the finest fraction of the filling or gouge is of most interest since this usually controls the long-term shear strength. The mineralogical composition of the finer filling material should therefore be determined, especially in cases where active clays or swelling clays are suspected. Samples should be taken when in doubt concerning the mineralogy.

In cases where swelling clay such as montmorillonite is identified or suspected, and where this condition might be critical for stability, samples should be taken for free swelling and swelling pressure tests. (It is of advantage to record the *in situ* water content of these samples where possible. Such samples should therefore be sealed.)

(d) *Particle size*. The method of describing the grad-

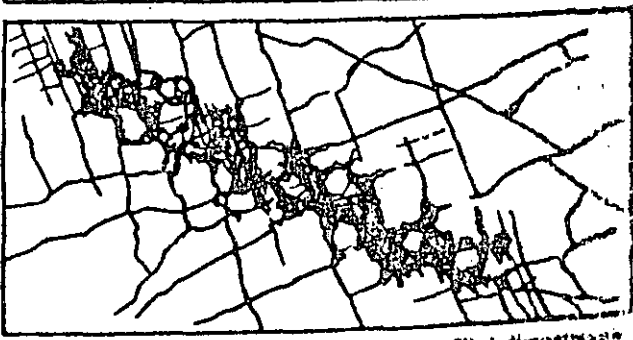
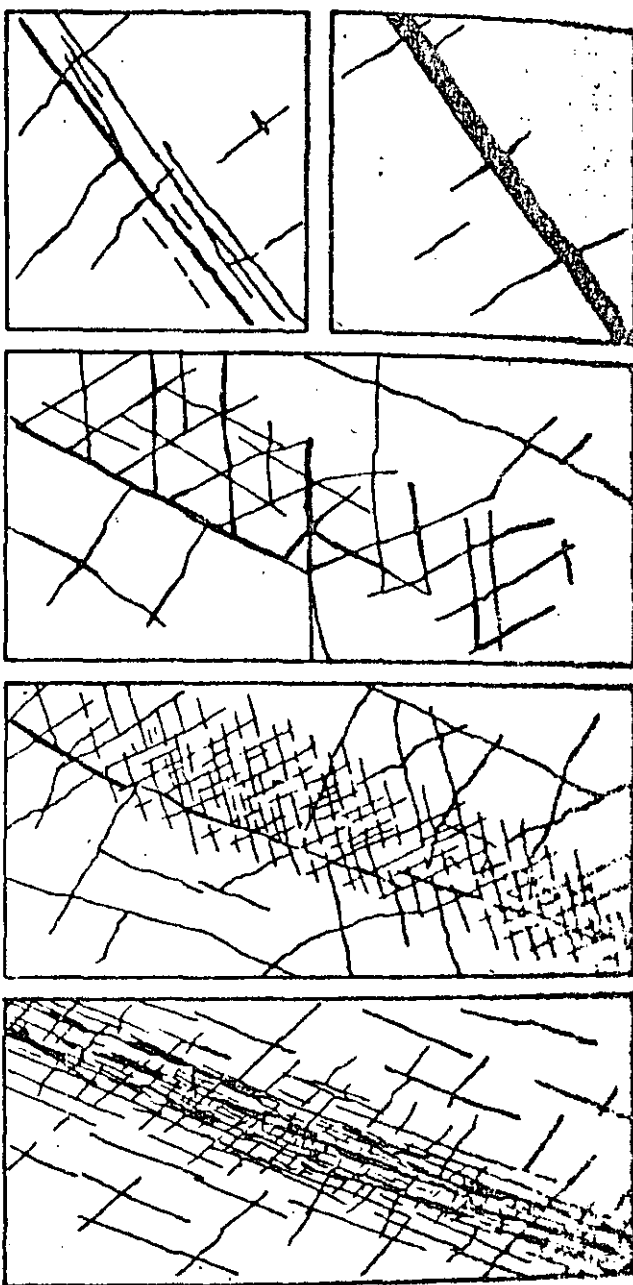
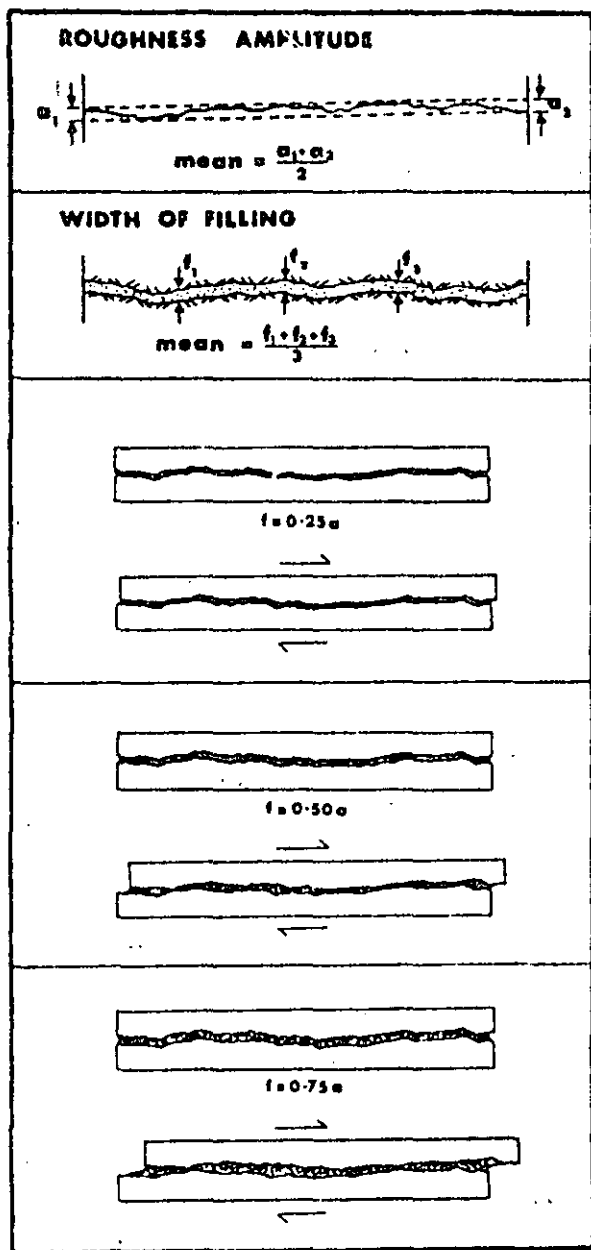


Fig. 23. Examples of field sketches of complex filled discontinuities [1].

Fig. 22 In the case of simple filled discontinuities, the amplitude of the wall roughness and the thickness of the filling can help to indicate the amount of shear displacement required for rock contact (stiffening) to occur. (Zero volume change assumed during shear).

ing or particle size will depend on the type of occurrence. A rough quantitative description of the grading of discontinuity fillings can be given by estimating the percentages of clay, silt, sand and rock particles. ( $\pm 10\%$ ). Several kilos of filling material may need to be extracted and fingered before making these estimates.

Particle size can be classified according to the modified Wentworth scale below:

boulders	200-600 mm
cobbles	60-200 mm
coarse gravel	20-60 mm
medium gravel	6-20 mm
fine gravel	2-6 mm

coarse sand	0.6-2 mm
medium sand	0.2-0.6 mm
fine sand	0.06-0.2 mm
silt, clay	

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

If a detailed soil mechanics investigation is warranted the finest fraction can be analysed in the laboratory to determine:

clay fraction ( $\% < 2 \mu$ )

$\%$  passing No. 200 sieve ( $74 \mu$ )

Atterberg index tests to determine liquid limit and plasticity index:  $PI = (LL - PL) \%$

(e) *Filling strength.* Filling material, in particular the finer fraction which is usually weakest, can be assessed by means of the manual index tests tabulated below, as recommended under Wall Strength:

The undrained shear strengths of the soils represented in grades S1 to S6 are equal to one half of the given uniaxial compressive strengths (care should be taken in applying these estimates to fissured clays.)

If a detailed soil mechanics investigation is warranted (e.g. drained shear strength determination) due to the critical nature of an individual filled discontinuity, then undisturbed samples of the filling material may be required. Various tube samplers are available for this sampling operation.

(f) *Previous displacement.* Care should be taken to determine whether a given filled discontinuity has suffered previous shear displacement or not. (Slickensides,

shears, displaced cross joints, etc.) This should be recorded in conjunction with an estimate of the approximate over-consolidation ratio (OCR) of any clay filling.

(g) *Water content and permeability.* The water content and permeability of the filled discontinuity as a whole and of the clay filling in particular should be described as below (see also under Seepage). The decision to make actual measurements of these properties will depend on the importance of the occurrence to the project.

W1 The filling materials are heavily consolidated and dry, significant flow appears unlikely due to very low permeability.

W2 The filling materials are damp, but no free water is present.

W3 The filling materials are wet, occasional drops of water.

W4 The filling materials show signs of outwash, continuous flow of water (estimate litres/minute).

W5 The filling materials are washed out locally, considerable water flow along out-wash channels (estimate litres/minute and describe pressure i.e. low, medium, high).

Grade	Description	Field identification	Approx. range of uniaxial compressive strength (MPa)
S1	Very soft clay	Easily penetrated several inches by fist	< 0.025
S2	Soft clay	Easily penetrated several inches by thumb	0.025-0.05
S3	Firm clay	Can be penetrated several inches by thumb with moderate effort	0.05-0.10
S4	Stiff clay	Readily indented by thumb but penetrated only with great effort	0.10-0.25
S5	Very stiff clay	Readily indented by thumbnail	0.25-0.50
S6	Hard clay	Indented with difficulty by thumbnail	> 0.50
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail	0.25-1.0
R1	Weak rock	Crumbles under firm blows with point of geological hammer, can be peeled by a pocket knife	1.0-5.0
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with point of geological hammer	5.0-25
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of geological hammer	25-50
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture it	50-100
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture it	100-250
R6	Extremely strong rock	Specimen can only be chipped with geological hammer	> 250

*Note.* Grades S1 to S6 apply to cohesive soils, for example, clays, silty clays and combinations of silts and clays with sand, generally slow draining. Some rounding of the strength values has been made when converting to SI units.

W6 The filling materials are washed out completely, very high water pressures experienced, especially on first exposure (estimate litres/minute and describe pressure).

#### Notes

(a) The manual index tests for determining grades S1 to S6 can be replaced by more accurate assessments using a standard soil mechanics penetrometer. This contains a stylus which is pressed into the sample at a constant rate. The maximum resistance can be read off a scale which is calibrated to show the maximum compressive strength of the sample. (This value is equal to twice the undrained shear strength =  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ .)

(b) Hydrothermal alteration of gouge material and or the deposition of hydrothermal products will complicate the mineralogical identification of fillings since products not associated with the petrography of the crushed rock or the wall rock may be present.

(c) If previous displacement has occurred through the potential weakest layers of a filled discontinuity, i.e. through the clay filling or clay gouge, as evidenced by slickensides and shears, then the over-consolidation ratio (OCR) of the clay will not be important since the discontinuity will be close to residual strength. However, if previous displacement through these weak layers is not suspected then the over-consolidation ratio will be important since the peak drained shear strength of the intact clay may be much higher than the residual strength. Short term stability will be deceptively high especially in the case of unloading, due to the reduced or negative pore pressures. However, in time swelling and softening may occur due to increased pore pressure and water content and possibly also due to strain softening caused by engineering loading, for example by excavation of an overlying rock slope. This potential for reduction in strength with time should not be underestimated during field assessment.

(d) Faults frequently contain highly permeable brecciated gouge adjacent to highly impermeable clay gouge. The water conducting capacity will therefore be strongly anisotropic, and may even be confined to flow parallel to the plane of the fault. It may be premature to describe a fault zone as "dry" or "impermeable" if the tunnel or exploratory adit has not completely penetrated the feature.

#### Presentation of results

The detail of presentation will be dependent on the importance of the individual filled discontinuity (or set) to the project as a whole. In general the description should be arranged as below, so as to include a description of those factors of particular relevance to the project in hand.

- (a) Geometry: width  
wall roughness  
field sketch
- (b) Filling type: mineralogy  
particle size  
weathering grade

- (c) Filling strength: soil index parameters  
swelling potential  
manual index (S1-S6)  
shear strength  
over-consolidation ratios  
displaced/undisplaced  
water content (rating as  
W1-W6) permeability  
quantitative data
- (d) Seepage:

#### REFERENCES

- Korhonen K.-H., Gardemeister R., Jääskeläinen H., Niemi H. & Vähäsarja P. Engineering geological rock classification in Finnish. Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).
- Müller L. *Der Felshau*. Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 424 p (1963).
- Brekke T. L. & Selmer-Olsen R. Stability problems in underground construction caused by montmorillonite-carrying joints and faults. *Engng. Geol.* 1, 3-19 (1965).
- Skempton A. W. Some observations on tectonic shear zones. *Proc. 1st. Cong. of Int. Soc. Rock Mech. Lisbon*, Vol. 1, pp. 329-335 (1966).
- Skempton A. W. & Peley D. J. The strength along structural discontinuities in stiff clays. *Geotech. Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks*, Oslo 1967, *Proc. Vol. 2*, pp. 29-46 (1968).
- Cecil O. S. Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois 414 p (1970).
- Selmer-Olsen R. *Ingeniørgeologi* (part 1). Tapir, Trondheim, 204 p (1971).
- Brekke T. L. & Howard T. R. Stability problems caused by seams and faults. *Proc. 1st. North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Chicago, Vol. 1, pp. 24-41 (1972).
- Brekke T. L. & Howard T. R. Functional classification of gouge materials from seams and faults in relation to stability problems in underground openings. Dept. of Civ. Eng., Univ. of California Berkeley, 153 p (1973).
- Deere D. U. The foliation shear zone - an adverse engineering geologic feature of metamorphic rocks. *J. Boston Soc. of Civ. Engrs.* 60, 163-176 (1973).
- Barton N. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk. Conf. Oslo*, Tapir, Trondheim, pp. 19-19.38 (1973). (Also NGU Publ. No. 105, Oslo 1974).
- Barton N., Lien R. & Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag), 6, 189-236 (1974).
- Cording E. J. & Mahar J. W. The effect of natural geologic discontinuities on behaviour of rock in tunnels. *Proc. 2nd North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, San Francisco, Vol. 1, Chap. 12, pp. 107-138 (1974).
- Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain. *La Geologie de l'Ingenieur, Société Géologique de Belgique*, Liège, pp. 1-75 (1974).
- International Society for Rock Mechanics. Suggested methods for determining shear strength. *ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, 23 p (1974).
- Norwegian Rock Mechanics Group. Suggested terminology, definitions and map symbols for rock mechanics and engineering geology (in Norwegian). Tapir, Trondheim (1974).
- Selmer-Olsen R. & Rokoengen K. About swelling tests and stability of clay zones in hard rock. *Proceedings of 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, *Advances in Rock Mechanics*, Vol. 11-12, pp. 1061-1068 (1974).

#### 8. SEEPAGE

##### Scope

(a) Water seepage through rock masses results mainly from flow through water conducting discontinuities.



## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

inities ("secondary" permeability). In the case of certain sedimentary rocks the "primary" permeability of the rock material may be significant such that a proportion of the total seepage occurs through the pores. The rate of seepage is roughly proportional to the local hydraulic gradient and to the relevant directional permeability, proportionality being dependent on laminar flow. High velocity flow through open discontinuities may result in increased head losses due to turbulence.

(b) The prediction of groundwater levels, likely seepage paths, and approximate water pressures may often give advance warning of stability or construction difficulties. The field description of rock masses must inevitably precede any recommendation for field permeability tests so these factors should be carefully assessed at this early stage.

(c) Irregular groundwater levels and perched water tables may be encountered in rock masses that are partitioned by persistent impermeable features such as dykes, clay filled discontinuities or permeable beds. The prediction of these potential flow-barriers and associated irregular water tables is of considerable importance, especially for engineering projects where such barriers might be penetrated at depth by tunneling, resulting in high pressure inflows.

(d) Seepage of water caused by drainage into an engineering excavation may have far reaching consequences in cases where a sinking ground water level would cause settlement of structures founded on overlying clay deposits.

(e) The approximate description of the local hydrogeology should be supplemented with detailed observations of seepage from individual discontinuities or particular sets, according to their relative importance to stability. A short comment concerning recent precipitation in the area, if known, will be helpful in the interpretation of these observations. Additional data concerning groundwater trends and rainfall and temperature records will be useful supplementary information.

(f) In the case of rock slopes, the preliminary design estimates will be based on assumed values of effective normal stress. If, as a result of field observations one has to conclude that pessimistic assumptions of water pressure are justified (i.e. a tension crack full of water with zero exit pressure at the toe of the unfavourable discontinuity) then this will clearly have the greatest consequences for design. So also will the field observation that ice formation is possible or probable. Deterioration of rock slopes and tunnel portals through ice wedging and/or increased water pressure caused by iceblocked drainage paths are serious seasonal problems in many countries.

### Equipment

(a) Visual observation (in the case of tunnels good lighting is essential).

(b) Air photographs, rainfall and temperature records as appropriate and depending upon avail-

### Procedure

(a) Available air photographs should be studied to obtain an overall view of the local drainage pattern and likely groundwater levels. (Groundwater may be indicated by growth of vegetation along faults and basic dykes.) Information on seasonal variations of groundwater levels, and on rainfall and temperature records should be obtained where possible.

(b) Description of the local hydrogeology will usually be limited in the preliminary stages of field mapping. There will probably be no boreholes for pumping tests, no wells for water level determination and drawdown tests, no tracer tests, and no piezometer installations. The hydrogeology will therefore have to be assessed from geological predictions of the likely locations of aquifers, from predictions of the likely orientation and location of impermeable flow barriers, and from predictions of the likely resultant seepage directions and ground water levels. The need for exploratory boreholes for water level determination, tracer testing, piezometer installation and pumping or drawdown tests should be assessed, and their optimum location indicated on appropriate plans.

(c) The mutual interaction of the planned engineering project and the assumed groundwater flow regime should be assessed and important consequences summarized. The effect of seepage towards or into a planned excavation such as a tunnel or slope should be described with a view to preliminary analysis. The predicted effect of any resultant drawdown of groundwater levels on existing installations, and on the settlement of clay foundations should be summarized.

(d) Seepage from individual unfilled and filled discontinuities or from specific sets exposed in a tunnel or in a surface exposure, can be assessed according to the following descriptive scheme:

### Unfilled discontinuities

Seepage rating	Description
I	The discontinuity is very tight and dry. water flow along it does not appear possible.
II	The discontinuity is dry with no evidence of water flow.
III	The discontinuity is dry but shows evidence of water flow, i.e. rust staining, etc.
IV	The discontinuity is damp but no free water is present.
V	The discontinuity shows seepage, occasional drops of water, but no continuous flow.
VI	The discontinuity shows a continuous flow of water. (Estimate l-min and describe pressure i.e. low, medium, high).

### Filled discontinuities

Seepage rating	Description
I	The filling materials are heavily consoli-

- oated and dry, significant flow appears unlikely due to very low permeability.
- II The filling materials are damp, but no free water is present.
- II' The filling materials are wet, occasional drops of water.
- IV The filling materials show signs of outwash, continuous flow of water (estimate l/min).
- V The filling materials are washed out locally, considerable water flow along out-wash channels (estimate l/min and describe pressure i.e. low, medium, high).
- VI The filling materials are washed out completely, very high water pressures experienced, especially on first exposure (estimate l/min and describe pressure).

(e) In the case of a rock engineering construction which acts as a drain for the rock mass, for example a tunnel, it is helpful if the overall flow into individual sections of the structure are described. This should ideally be performed immediately after excavation since groundwater levels, or the rock mass storage, may be depleted rapidly. Descriptions may be based on the following scheme:

*Rock mass (e.g. tunnel wall)*

Seepage rating	Description
I	Dry walls and roof, no detectable seepage.
II	Minor seepage, specify dripping discontinuities.
III	Medium inflow, specify discontinuities with continuous flow (estimate l/min/10 m. length of excavation).
IV	Major inflow, specify discontinuities with strong flows (estimate l/min/10 m. length of excavation).
V	Exceptionally high inflow, specify source of exceptional flows (estimate l/min/10 m. length of excavation).

(f) A field assessment of the likely effectiveness of surface drains, inclined drill holes, or drainage galleries should be made in the case of major rock slopes. This assessment will depend on the orientation, spacing and apertures of the relevant discontinuities.

(g) The potential influence of frost and ice on the seepage paths through the rock mass should be assessed. Observations of seepage from the surface trace of discontinuities may be misleading in freezing temperatures. The possibility of iceblocked drainage paths should be assessed from the point of view of surface deterioration of a rock excavation, and from the point of view of overall stability.

*Notes*

(a) Local rainfall records should be obtained where possible, to help in the interpretation of seepage observations. This is especially important in the case of

observation of surface outcrops, slopes, and tunnels at shallow depth.

(b) In the case of open pit mines, boreholes are drilled for mineral exploration and rock mechanics is commonly entertained only at a subsequent stage, if mineral evaluation is encouraging. The pre-existence of boreholes will allow a comprehensive hydrogeological study to be performed, including tracer tests, piezometer installation, falling-head and pumping tests. Borehole walls can be surveyed for seepage horizons by means of periscopes, borehole cameras and TV equipment.

(c) Testing performed in drill holes (e.g. falling head and Lugeon tests) for estimating rock mass permeability forms the subject of a separate ISRM "suggested method". The description of any available Lugeon values is obviously an important supplement to the present suggested methods for description of rock masses and discontinuities. (See also Drill Core.)

(d) Bedding joints and beds of sedimentary rocks having high "primary" permeability tend to be persistent features with the potential for hydraulically connecting large areas of sedimentary rock masses. Such efficient hydraulic connection will be inherently less marked in igneous and metamorphic environments if major regional joints and faults are absent.

(e) Faults sometimes contain highly permeable breccia adjacent to highly impermeable clay gouge. The hydraulic conductivity may therefore be strongly anisotropic, and may even be confined to flow parallel to the plane of the fault. It may be premature to describe a fault zone as dry if a tunnel or exploratory adit has not completely penetrated the feature.

(f) The highest location of seeping joints on a rock slope may be important indirect input for a preliminary stability analysis. Likewise the depth of a tunnel or its location relative to major weakness zones will be important, since this may imply potentially serious inflows.

*Presentation of results*

(a) Air photos, geological maps, or plans of suitable scale should be marked with arrows to indicate the general groundwater flow pattern that has been interpreted as a result of available hydrogeological data. If appropriate, rainfall and temperature records can be appended.

(b) Anticipated impermeable flow barriers such as dykes, major clay-filled discontinuities and impermeable beds, should be drawn on simplified geological maps and vertical cross-sections, together with anticipated groundwater levels. Optimum locations for investigatory boreholes (and any existing boreholes), should be indicated as appropriate.

(c) The anticipated mutual interaction of the planned engineering project and the assumed groundwater flow regime should be described where possible. If sufficient data is available for reliable predictions, anticipated pre-construction and post-construction phreatic surfaces should be sketched. The likely effect of extreme

weather conditions should be indicated if possible. Possible effects of frost and of artificial drainage measures should be appended.

(d) Local seepage observations for individual discontinuities, for specific sets, or for the rock mass as a whole can be presented as seepage ratings I-VI. If enough observations are available, sketches showing the distributions of ratings can be contoured, drawn as histograms, or, in the case of tunnels, presented on longitudinal sections in parallel with structural data, in the same way that Lugeon values are presented parallel with borehole geology.

## REFERENCES

1. Casagrande A. Control of seepage through foundations and abutments of dams. *Geotechnique*, 11, 159-182 (1961).
2. Terzaghi K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*, 12, 251-270 (1962).
3. Müller L. The rock slide in the Vajont Valley. *Felsmechanik und Ing. Geol.* 2, 148-212 (1964).
4. Londe P. La stabilité des massifs rocheux: application aux barrages. *Annls. Inst. tech. Batiment Trav. publ.* pp. 1617-1637 (1968).
5. Snow D. T. Rock fracture spacing, opening, and porosities. *ASCE, Proc. Vol. 94, No. SM1*, pp. 73-91 (1968).
6. Sharp J. C. Drainage characteristics of sub-surface galleries. *Proc. of 2nd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.* Belgrade. Vol. 3, Paper 6-10 (1970).
7. Saharly F., Pautre A. & Londe P. Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux. *Proc. of 2nd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Belgrade, Vol. 3, Paper 6-12 (1970).
8. Cecil O. S. Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, 414 p (1970).
9. Morfeldt C. O. Significance of groundwater at rock constructions of different types. *Proc. Int. Symp. on Large Permanent Underground Openings*, Oslo, 1969, pp. 305-317 (1969).
10. Sharp J. C., Maini Y. N. T. & Harper T. R. Influence of groundwater on the stability of rock masses: 1-hydraulics within rock masses. *Inst. of Min. and Metall. Trans.* Vol. 81, Sect. A, pp. A15-A20 (1972).
11. Wolters P., Reinhardt M. & Jäger B. Beobachtungen über Art, Anordnung und Ausdehnung von Kluftöffnungen. *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp. Stuttgart. Percolation Through Fissured Rock*, T1-1, 13 p (1972).
12. Morfeldt C. O. Drainage problem in connection with tunnel construction in Precambrian granitic bedrock (in Sweden). *Proc. of Int. Soc. Rock Mech. Symp., Stuttgart. Percolation Through Fissured Rock*, T4-G, 9 p (1972).
13. Louis C. Reconnaissance des massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques de roches. *Sols et Fondations*, No. 319, July-August, pp. 97-122 (1974).
14. Brawner C. O. Rock mechanics in open pit mining. *Proc. 3rd. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver. Vol. 1A, pp. 755-773 (1974).
15. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London 309 p (1974).
16. Harper T. R. The transient groundwater pressure response to rainfall and the prediction of rock slope instability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 12, pp. 175-179 (1975).

## 9. NUMBER OF SETS

### Scope

(a) Both the mechanical behaviour and the appearance of a rock mass will be dominated by the number of sets of discontinuities that intersect one another. The mechanical behaviour is especially affected since the number of sets determines the extent to which the rock mass can deform without involving failure of the intact rock. The appearance of the rock mass is affected since

the number of sets determines the degree of overbreak that tends to occur with excavation by blasting. (See Fig. 24.)

(b) The number of sets of discontinuities may be a dominant feature of rock slope stability, though traditionally the orientation of discontinuities relative to the face is considered of primary importance. However, if insufficient sets exist the probability of instability may be reduced almost to zero. On the other hand a large number of sets having close spacing may change the potential mode of slope failure from translational or toppling to rotational/circular.

(c) In the case of tunnel stability three or more sets will generally constitute a three-dimensional block structure having considerably more "degrees of freedom" for deformation than a rock mass with less than three sets. For example a strongly foliated phyllite with just one closely spaced joint set may give equally good tunneling conditions as a massive granite with three widely spaced joint sets. The amount of overbreak in a tunnel will usually be strongly dependent on the number of sets.

### Equipment

(a) Geological compass and clinometer.

(b) Visual recognition and/or photographic recording.

### Procedure

(a) The number of sets will often be a function of the size of area mapped. In a preliminary investigation it is important to record all sets present. The recognition of individual sets will usually proceed simultaneously with the orientation measurements. Up to 150 joints may need to be measured, and the number of sets can usually be determined by contouring joint poles plotted on polar equal area nets (see Orientation).

(b) If orientations are consistent, careful sampling may reduce the number of joints that have to be measured to define the number of sets.

(c) In the detailed stages of field investigations, the number of sets present locally should be recorded as a supplement to procedure (a). The stability of a given section of tunnel or rock slope, or the deformability of a given foundation will be a function of the relevant number of sets found locally, rather than of the total number mapped under procedure (a).

(d) Visual recognition of the number of sets should be accompanied by some system of numbering for identification purposes. For example the most systematic and persistent set can be labelled "set No. 1" and so on. (See Fig. 24). Alternatively sets can be numbered in the order of their importance to stability.

### Notes

(a) Systematic joint sets should be distinguished from non-systematic joints when recording the number of sets. In general systematic joints will be persistent features, with individual joints parallel or sub-parallel in plan, while non-systematic joints display random rather

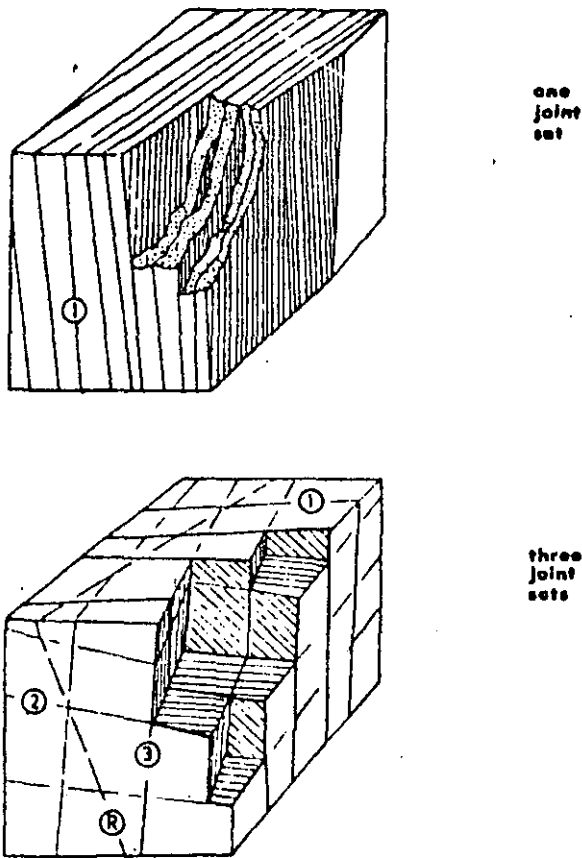


Fig. 24. Examples that demonstrate the effect of the number of joint sets on the mechanical behaviour and appearance of a rock mass.

than oriented patterns in plan and section. Problems of set identification when sets cannot readily be distinguished in the field may be reduced by utilizing statistical tests for identifying trends in the distribution of poles plotted on polar equal area nets. (See Fig. 5, under Orientation.)

(b) Incipient discontinuities such as those that may develop parallel to bedding, or parallel to foliation or cleavage, should be included in the local estimate of the number of sets, if it is considered that the method of excavation employed will sufficiently disturb the rock mass to cause development of these features into equivalent bedding joints, foliation joints, etc.

(c) As noted under procedures (a) and (c), the number of sets recorded will tend to be a function of the size of area mapped, and should be interpreted accordingly. The spacing of individual sets will play an important role in this interpretation. For example, four sets recognised following a "conventional" survey of an area (using the pole contouring method) may include some sets with such wide spacing that these would be of little relevance to the stability of a short length of tunnel, though possibly of considerable importance to the stability of a major slope.

#### Presentation of results

(c) The number of joint sets present can be represented visually as part of the presentation of orientation

data (See Fig. 2: block diagram, Fig. 3: joint rosettes, Fig. 5: Schmidt pole contour diagram.)

(b) The number of joint sets occurring locally (for example along the length of a tunnel) can be described according to the following scheme:

I	massive, occasional random joints
II	one joint set
III	one joint set plus random
IV	two joint sets
V	two joint sets plus random
VI	three joint sets
VII	three joint sets plus random
VIII	four or more joint sets
IX	crushed rock, earth-like

Major individual discontinuities should be recorded on an individual basis.

#### REFERENCES

- Hodgson R. A. Regional study of jointing, in the Comb Ridge Navajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol. Geol.* 45, 1-38 (1961).
- John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn. Div. civ. Engrs SM4*, pp. 1-30 (1962).
- Müller L. *Der Felsbau*, Ferdinand Enke-Verlag, Stuttgart, 624 p (1963).
- Price N. J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semi-Brittle Rock*, Pergamon, Oxford, 176 p (1966).
- Nichelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. Geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1967).
- Cecil O. S. Correlations of rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois, (also Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 27, Stockholm 1975, 275 p.) (1970).
- Piteau D. R. Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 33-53 (1971).
- Robertson A. MacG. The interpretation of geology: factors for use in slope theory. *Symp. on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971, pp. 55-71 (1971).
- Babcock I. A. Regional jointing in Southern Alberta. *Canadian J. Earth Sci.* 10, 1769-1781 (1973).
- Barton N., Lien R. & Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6, 189-236 (1974).
- Hock E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
- Goodman R. E. *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing, N.Y., 472 p (1976).

#### 10. BLOCK SIZE

##### Scope

(a) Block size is an extremely important indicator of rock mass behaviour. Block dimensions are determined by discontinuity spacing, by the number of sets, and by the persistence of the discontinuities delineating potential blocks.

(b) The number of sets and the orientation determine the shape of the resulting blocks, which can take the approximate form of cubes, rhombohedrons, tetrahedrons, sheets, etc. However, regular geometric shapes are the exception rather than the rule since the joints in any one set are seldom consistently parallel. Jointing

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

in sedimentary rocks usually produces the most regular block shapes.

(c) The combined properties of *block size* and inter-block shear strength determine the mechanical behaviour of the rock mass under given stress conditions. Rock masses composed of large blocks tend to be less deformable, and in the case of underground construction, develop favourable arching and interlocking. In the case of slopes, a small *block size* may cause the potential mode of failure to resemble that of soil, (i.e. circular/rotational) instead of the translational or toppling modes of failure usually associated with discontinuous rock masses. In exceptional cases "block" size may be so small that flow occurs, as with a "sugar-cube" shear zone in quartzite.

(d) Rock quarrying and blasting efficiency are likely to be largely a function of the natural *in situ* block-size. It may be helpful to think in terms of a block size distribution for the rock mass, in much the same way that soils are categorized by a distribution of particle sizes.

(e) Block size can be described either by means of the average dimension of typical blocks (block size index  $I_b$ ), or by the total number of joints intersecting a unit volume of the rock mass (volumetric joint count  $J_v$ ).

#### Equipment

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions.

#### Procedure

(a) *Block size index ( $I_b$ )* The index can be estimated by selecting by eye several typical block sizes and taking their average dimensions. Since the index may range from millimetres to several metres, a measuring accuracy of 10% should be sufficient.

Each domain should be characterized by a modal  $I_b$ , together with the range, i.e. typical largest and smallest block size indices.

The number of sets should always be recorded in parallel with  $I_b$  since if there are only one or two sets, any subsequent attempt to convert  $I_b$  to typical block volumes may be unrealistic.

(b) *Volumetric joint count ( $J_v$ )*. The volumetric joint count is defined as the sum of the number of joints per metre for each joint set present. Random discontinuities can be included, but will generally have little effect on the results.

The number of joints of each set should be counted along the relevant joint set perpendicular. A sampling length of 5 or 10 m is suggested. Each joint count will then be divided by 5 or 10 to express the results as number of joints per metre.

A typical result for three joint sets and a random discontinuity counted along 5 or 10 m perpendicular sampling lines might appear as below:

$$J_v = 6/10 + 24/10 + 5/5 + 1/10$$

$$J_v = 0.6 + 2.4 + 1.0 + 0.1 = 4.1/m^3 \text{ (medium-size blocks)}$$

The following descriptive terms give an impression of the corresponding block size:

Description	$J_v$ (joints/m <sup>3</sup> )
Very large blocks	< 1.0
Large blocks	1-3
Medium-sized blocks	3-10
Small blocks	10-30
Very small blocks	> 30

Values of  $J_v > 60$  would represent crushed rock, typical of a clay-free crushed zone.

(c) *Rock masses*. Rock masses can be described by the following adjectives, to give an impression of block size and shape:

- (i) *massive* = few joints or very wide spacing
- (ii) *blocky* = approximately equidimensional
- (iii) *tabular* = one dimension considerably smaller than the other two
- (iv) *columnar* = one dimension considerably larger than the other two
- (v) *irregular* = wide variations of block size and shape
- (vi) *crushed* = heavily jointed to "sugar cube"

See Fig. 25 for examples of the above.

#### Notes

(a) *Block size index ( $I_b$ )*. The purpose of the block size index is to represent the average dimensions of typical rock blocks. The average value of individual modal spacings ( $S_1, S_2$ , etc., see Spacing) may not give a realistic value of  $I_b$  if there are more than three sets, since the fourth set, if widely spaced, will artificially increase  $I_b$ , but may have little influence on actual block sizes as observed in the field.

In the case of sedimentary rocks, two mutually perpendicular sets of cross joints plus bedding constitute an extremely common cubic or prismatic block shape. In such cases  $I_b$  is correctly described by:

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

(b) *Volumetric joint count ( $J_v$ )*. Field mapping can be performed very rapidly as a measuring tape can be dispensed with when individual joint spacings are not of interest. 5 or 10 m can be paced out or estimated with reasonable accuracy by most observers (i.e. to within  $\pm 10\%$  of the correct length). The observer should face in the direction of strike for each joint set that is to be counted and count perpendicular to the strike, thereby removing the angular correction factor.

It should be noted that

$$J_v \text{ is not equal to } \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \dots + \frac{1}{S_n}$$

The calculation of  $J_v$  is based on the *mean* spacings, not *modal* spacings. Generally the results will be similar, but spacing tends to be log-normally distributed.

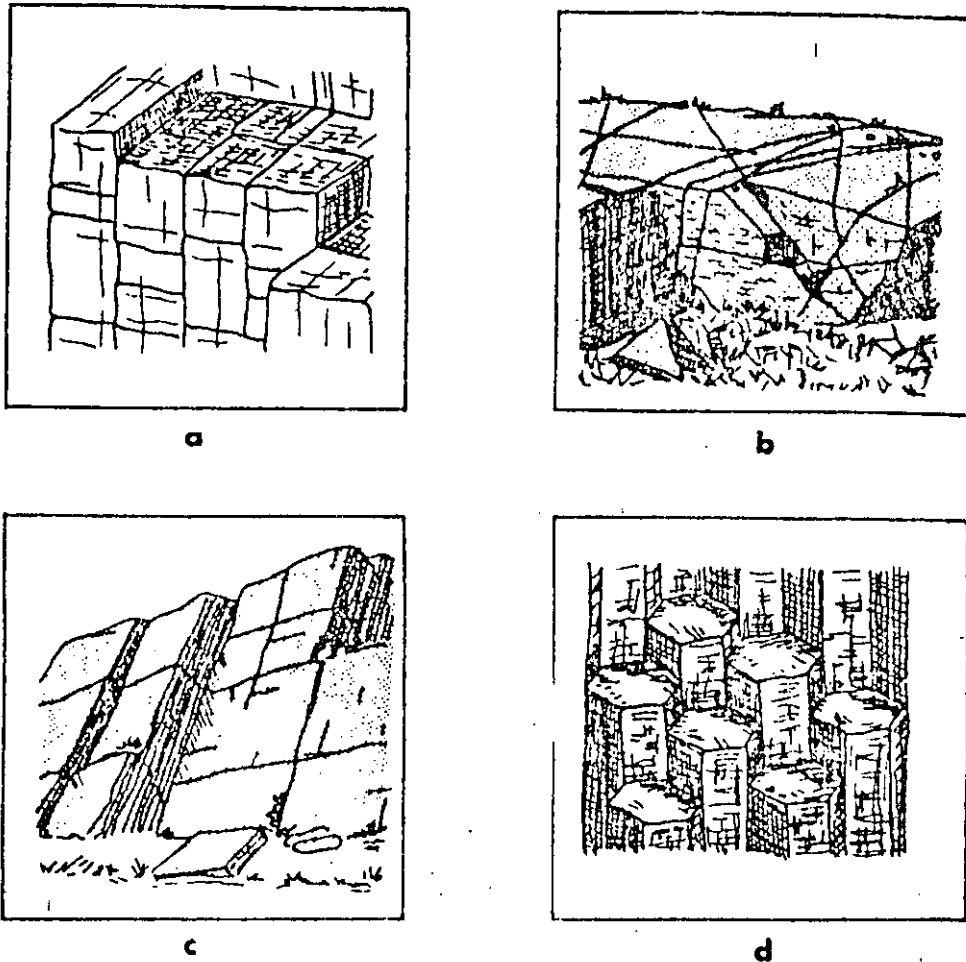


Fig. 25. Sketches of rock masses illustrating (a) blocky, (b) irregular, (c) tabular, and (d) columnar block shapes

The occasional random discontinuities will not noticeably affect the value of  $J_v$  unless the spacing of the systematic joints is wide or very wide (i.e. 1-10 m). In such cases they should be included with appropriately wide spacing, for example 10 m.

In view of the widespread use of RQD in various rock mass classification methods it is of value to present an approximate correlation between  $J_v$  and RQD.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)}$$

$$(RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5)$$

This relationship can be used for estimating the order of magnitude of RQD when borecore is unavailable.

(c) *Orientation data.* Orientation data will provide additional descriptive data for a clearer expression of the form of an anisotropic block structure if present, i.e. "steeply dipping sheets, slabs, beds" etc. or "vertical columnar blocks" etc. When block dimensions are reasonably isotropic only the block shape need be described, i.e. cubic, rhombohedral, prismatic, tetrahedral, irregular, etc. as appropriate.

*Presentation of results*

(a) Record the modal block size index ( $I_b$ ), and  $I_s$ ,

values typical for the largest and smallest block sizes for the domain or domains of interest. (Also record the number of sets and describe the persistence).

(b) Record the volumetric joint count ( $J_v$ ) for the domain or domains of interest. (Also record the number of sets and describe the persistence).

(c) Describe the rock mass and its "blockiness" in general terms as: massive, blocky, tabular, columnar, crushed or as appropriate.

Where possible, block size and shape should also be communicated by means of photographs and/or field sketches of typical exposures (see Fig. 25).

REFERENCES

1. John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdn Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* SM4, pp. 1-30 (1962).
2. Müller L. *Der Feibau*. Ferdinand Enke-Verlag. Stuttgart, 624 p (1963).
3. Price N. J. *Fault and Joint Development in Brittle and Semi-brittle Rock*. Pergamon, Oxford, 176 p (1966).
4. Piteau D. R. Characterizing and extrapolating rock joint properties in engineering practice. *Rock Mechanics* (Springer-Verlag) Suppl. 2, pp. 5-31 (1973).
5. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd. Int. Cong. of the Int. Ass. of Eng. Geology*, São Paulo, Brazil, Vol 1, IV-PC-2, 11 p (1974).

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

6. Karhonen K-H, Gardemaster R, Jääskeläinen H., Niini H & Vähäsarja P. Engineering geological rock classification (in Finnish). Geotechnical Laboratory, Report 12, Technical Research Centre of Finland, 78 p (1974).
7. Palmström A. Characterizing the degree of jointing and rock mass quality (in Norwegian) (Internal Report, Ing. A.B. Berdal, Mariesvei 20, 1322 Hevik, Oslo, 26 p (1975).
8. Barton N. Unsupported underground openings. *Proc. Rock Mechanics Meeting*, BeFo, Stockholm, pp. 61-94 (1976).

## 11. DRILL CORE

*Scope*

(a) Drill core description is here intended primarily to provide information on the discontinuities.

(b) In the preliminary stages of field mapping, drill core is unlikely to be available. However, the need for drilling, and the optimum locations and orientations of holes should be described, based on existing information concerning the likely orientation of discontinuities.

(c) If drill core is available it can first be described by means of the following parameters: *total core recovery* (R), *discontinuity frequency* (F), and *rock quality designation* (RQD). However, these parameters alone do not usually provide sufficient information for design purposes.

(d) Drill cores (and drill holes) represent line samples of the rock mass. Structural features such as *discontinuity orientation, spacing* and the *number of sets* cannot normally be adequately sampled by one hole without prior knowledge of the orientation and the number of sets.

(e) Carefully planned and executed core drilling followed by detailed core description and hole inspection can provide approximate information about many of the ten specific rock mass parameters described under the preceding "suggested methods" i.e. 1. *Orientation*, 2. *Spacing*, 3. *Persistence*, 4. *Roughness*, 5. *Wall strength*, 6. *Aperture*, 7. *Filling*, 8. *Seepage*, 9. *Number of sets*, 10. *Block size*.

*Equipment*

(a) Measuring tape of at least 3 m length, calibrated in mm divisions. Protractor or similar scale for measuring the angles between the core axis and the discontinuities.

(b) Materials for washing the core.

(d) Subsequent measurements in the drill holes may require the use of at least one of the following: borehole periscope, camera, TV camera, water level indicator (electrical contact type), together with the associated cables and winding gear appropriate for the length of hole and the equipment selected.

*Procedure*

(a) Dirty rock core should in general be washed clean prior to making observations. However, this procedure should be avoided in the case of filled discontinuities and argillaceous rocks likely to be sensitive to wetting and drying.

(b) Before making detailed observations the core as a whole should be examined to determine the structural

boundaries (discontinuities) and geological features to be measured. The markers indicating depths of geological horizons and the start and end of each run should be carefully checked for errors.

(c) *Total core recovery* (R) defined as the summed length of all pieces of recovered core expressed as a percentage of length drilled should be measured and recorded to the nearest 2% if possible. When the core is highly fragmented the length of such portions is estimated by assembling the fragments and estimating the length of core that the fragments appear to represent.

Core recovery is normally used to describe individual core runs or whole boreholes, and not specific structurally defined rock units. The results obtained in a rock mass of poor quality will be strongly dependent on the drilling equipment and on the skill of the drilling crew. Core grading may result in excessive lost core. Core that is damaged in this way should always be recorded.

*Total core recovery* (R) is in the first instance usually obtained directly from the drillers log, and is therefore based on individual lengths of uptake. These unit lengths will vary with the rate of drilling and the quantities of the rock drilled through.

Instructions should always be given to the drilling crew so that the depth drilled at the start and end of zones of core loss are carefully recorded. The relevant lengths lost can then be replaced by wooden blocks with markings on both ends.

(d) *Frequency* (F) defined as the number of natural discontinuities intersecting a unit length of recovered core, should be counted for each metre of core.

Since the orientation of the discontinuities is not considered at this stage, it is clear that differently orientated holes will usually produce different results.

Artificial fractures resulting from rough handling or from the drilling process should be discounted only when they can be clearly distinguished from natural discontinuities.

(e) *Rock quality designation* (RQD) is a modified core recovery percentage in which all the pieces of sound core over 10 cm long are counted as recovery, and are expressed as a percentage of the length drilled. The smaller pieces resulting from closer jointing, faulting, or weathering are discounted.

If the core is broken by handling or by the drilling process (i.e. if the fractures are fresh breaks rather than natural surfaces) the fresh broken pieces should be fitted together and counted as one piece, provided they form the requisite length of 10 cm.

Material that is obviously weaker than the surrounding rock such as over-consolidated gouge is discounted, even if it appears as intact pieces that are 10 cm or more in length. (This type of material will normally only be recovered when using the most advanced drilling equipment and experienced or carefully supervised drilling crews.)

The length of individual core pieces should be assessed along the centre line of the core, so that discontinuities that happen to parallel the drill hole will

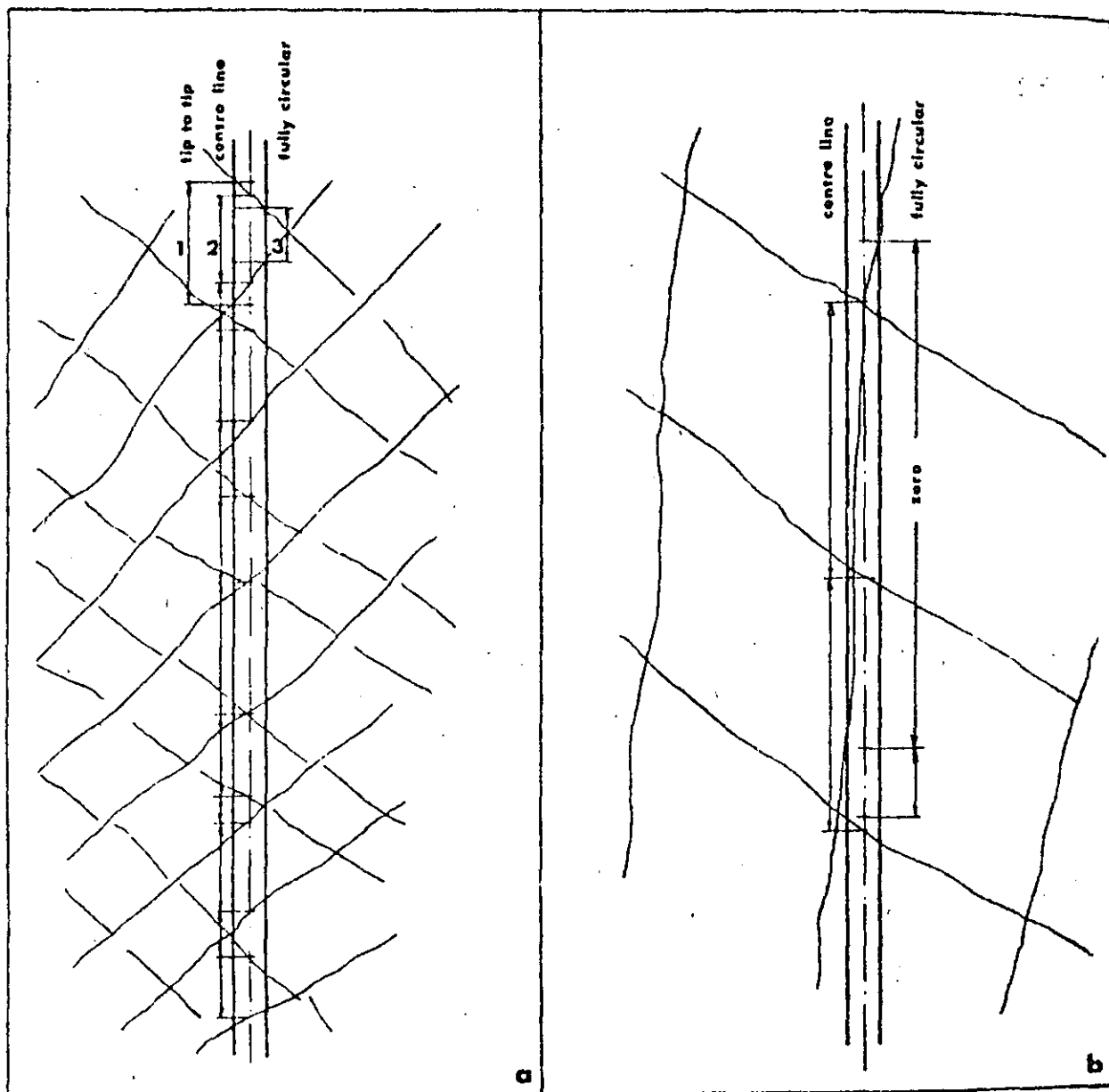


Fig. 26. Examples of three possible interpretations of the length of core pieces. The centre line length is suggested as the most realistic measurement and is recommended.

not unduly penalize the RQD values of an otherwise massive rock mass. (See Fig. 26).

It is suggested that RQD values are determined for variable rather than fixed lengths of core run. Values of individual beds, structural domains, weakness zones etc. should therefore be logged separately, so as to indicate any inherent variability, and provide a more accurate picture of the location and width of zones with low or zero RQD values.

#### Supplementary data

Subsequent to the general procedure for logging total core recovery (R), frequency (F), and rock quality designation (RQD), the following supplementary procedures are suggested for determining as much quantitative

data as possible concerning the ten parameters:

1. Orientation
2. Spacing
3. Persistence
4. Roughness
5. Wall strength
6. Aperture
7. Filling
8. Seepage
9. Number of
10. Block size

A combination of core logging, drill hole views, (borehole periscope, TV camera) and/or water injection tests are suggested for assessing those parameters that



are more or less disturbed in the recovered core, for example, *aperture, filling, seepage*.

### Orientation

Efforts should be made to log the apparent orientation of discontinuities intersecting the core, using a protractor to measure the acute angles of intersection ( $\theta$ ) relative to the core axis ( $\pm 5^\circ$ ). If the relevant hole is vertical, the angles ( $90-\theta$ ) will represent the true dip of the discontinuities, but without orientated core the dip direction will remain unknown.

If two or more non-parallel drillholes have been drilled in a rock mass where there are recognisable markers such as bedding or foliation, the dip direction and dip of these features can be deduced using graphical techniques [1].

If existing surface mapping has already indicated the approximate orientation of certain joint sets, then carefully orientated drill holes can be used to check the orientation of these features at depth. In the case of anticipated vertical and horizontal jointing it is helpful to drill steeply inclined holes (i.e.  $60^\circ$ ) in preference to  $45^\circ$ , so that the differently orientated sets can be recognised during core logging by their different core intersection angles.

The true orientation of discontinuities (dip direction and dip) can be obtained from a single drill core if orientation devices are employed during the drilling process. Several methods are available:

(a) Orientation of the core based on the measured orientation in each run (Craelius method). This method works well if adjacent pieces of core can be matched. Zones of core loss and perpendicularly intersected discontinuities reduce the effectiveness of the method locally.

(b) Orientation of the core by means of a hardened steel groove scriber and compass photo device (Christensen-Huegel method).

(c) *Integral sampling method* in which the cores that are recovered have previously been reinforced with a grouted bar whose azimuth is known from positioning rods. The reinforcing bar is co-axially overcored with a larger diameter coring crown.

The orientation of discontinuities (dip direction and dip) can be obtained by drill hole inspection using special television cameras, and periscopes. TV cameras can be orientated such that a discontinuity plane shows as a straight line on the CRT screen. The dip direction and dip can be readily determined. Cameras have been used to depths of 400 m, though generally 150 meters is seldom exceeded due in part to water pressure problems. Minimum hole size for the cameras is generally 76 mm.

The borehole periscope can be used in smaller holes, but due to distortion of the optical path the depth is usually limited to about 30 m.

## 2. Spacing

In rock with marked foliation or bedding features

it should be possible to match the individual core pieces such that the actual spacing of obliquely intersected foliation joints, bedding joints or other regular intersecting joint sets can be estimated. The spacing ( $S$ ) will depend on the length ( $L$ ) measured along the core axis between adjacent natural discontinuities of one set, and the acute angle ( $\theta$ ) that these features subtend with the core axis. Thus:

$$S = L \sin \theta$$

The angles ( $\theta$ ) between the core axis and the individual joints of a given set will be inherently less reliable than those recorded from observations of rock exposures due to the possibility of joint undulation and roughness.

When a joint set is intersected perpendicularly by the drill hole, spacing can obviously be measured directly since ( $S$ ) is equal to ( $L$ ).

When the rock has no consistent or clear marker features such as foliation or bedding, the estimation of spacing for any given set of joints will depend on the degree to which the core pieces can be matched. Zones of core loss will clearly frustrate this objective. However, if the joints that intersect the core have markedly different core intersection angles ( $\theta$ ) and/or markedly different surface features (i.e. mineral coatings, roughness) it may be possible to estimate the relevant spacings in a sufficient number of places along the core to make the exercise worthwhile.

Borehole viewing devices that can be orientated (periscope, TV camera) will clearly increase the reliability of spacing measurements.

## 3. Persistence

Unless holes are drilled in a very closely spaced pattern, as may be the case for operations such as grout curtain injection, it will usually not be possible to assess the *persistence* from drill core or drill hole observations.

If closely spaced holes are available, very careful correlation of discontinuities will be required before any reliable conclusions can be drawn concerning the persistence of a given discontinuity or set.

## 4. Roughness

Gross features of discontinuity wall roughness and corresponding full scale shear strength cannot obviously be assessed by means of drill core alone. However, it is usually possible to assign to a surface some degree of *planarity* (*planar, curved, irregular*) and some degree of *smoothness* (*slick, smooth, rough*). This suggested procedure is broadly consistent with the roughness description shown in Fig. 17, but with dimensions reduced to the scale of centimeters and millimeters respectively.

Drill hole inspection with periscopes or TV cameras will not generally provide an improved picture of roughness unless the rock type is so weak and/or the drilling so poorly performed that grinding of the core pieces has occurred.

### 5. Wall strength

The individual suggested methods for describing *wall strength* ((a) weathering grade of rock mass, (b) weathering grade of rock material, (c) manual index tests, (d) Schmidt hammer test) can also be applied to the description of drill core.

Since the drill core provides a ready-made line sample of the rock mass, such features as the depth of penetration of weathering into the discontinuity walls can be directly observed and therefore described quite accurately. Furthermore the drill core provides ready-made samples for mechanical testing (i.e. Schmidt hammer testing of rigidly clamped core pieces for describing *wall strength* or point load testing across the core diameter for describing *material strength*). Franklin *et al.* [2] strongly advocate logging the point load strength index (*I<sub>p</sub>*) simultaneously with recovery of the core from the core barrels.

When assessing wall strength, care should be taken to check if the relevant core pieces fit together. Lack of fit may indicate lost filling material, shear displacement, or partial grinding away of strongly weathered walls during the drilling process.

### 6. Aperture

The aperture of discontinuities intersected by drill holes can only be guessed unless the integral sampling method is used. If the core pieces on either side of a discontinuity can be fitted together by hand so that no visible void spaces remain, it is likely that the discontinuity is a *tight feature in situ* (i.e. very tight <0.1 mm, or *tight* 0.1-0.5 mm). However it is not certain that the feature is *tight*, it could also be "gapped" *in situ* (i.e. moderately wide 0.5-2.5 mm, or wide 2.5-10 mm, etc.) Alignment of the walls of the relevant core pieces should be checked in this respect.

If two pieces of adjacent core cannot be mated tightly across a discontinuity and if voids are visible, the term *open* can be used in describing the discontinuities. It is recognised that what appears to be an open or partially open discontinuity in the drill core actually may have been tight *in situ*, if softer filling materials have not been recovered, or if some wear of weathered material has occurred during the drilling operation.

Drill hole inspection using TV cameras or periscopes should be successful in distinguishing between the above *tight* and *open* categories, although it is unlikely that the apertures of the finest joints can be measured accurately. From the point of view of seepage potential the open discontinuities are most important, so this limitation should not be important where highly permeable rock masses are concerned. Methods are available for estimating the theoretical smooth wall apertures of water conducting discontinuities by statistical analysis of water injection tests [3]. However, the real apertures may be several times the theoretical smooth wall apertures due to wall roughness and tortuosity effects.

### 7. Filling

Unless the integral sampling method or best quality drilling equipment is used (i.e. double or triple tube core barrels, split inner tubes, and controlled flushing) the softer filling materials are unlikely to be recovered in significant amounts. Possibly only traces of clay minerals will be visible on the discontinuity walls sampled by conventional drill core. Both traces and larger amounts of recovered filling should be described as to width, mineralogy and strength. The interpretative nature of these descriptions should be made clear.

Where *total core recovery* is less than 100% and it is suspected that significant amounts of filling or weathered material has been lost in the drilling process, attempts should be made to assess the thickness, location and orientation of the suspected filled zones. The drillers log describing the rate of advance and water loss, type of cuttings and colour of flushing fluid, may be invaluable here.

The uncertainties surrounding the parameter *filling*, and its extreme importance where deformation, stability and water seepage are concerned, strongly justify the use of special recovery techniques and the use of borehole viewing techniques.

### 8. Seepage

Observations of drill core may provide indirect evidence of water seepage levels. Reddish-brown iron ( $Fe^{2+}$ ) staining usually indicates the zone of rock mass that lies above the mean ground water level. Oxidation in discontinuity walls lying beneath the ground water level may also occur, but at a greatly reduced rate. Frequently the strongest iron staining is found in the zone where the ground water level commonly fluctuates.

Drill holes obviously provide the means of checking ground water levels directly using simple battery operated electrical contact devices which are lowered into the holes. Additional information on standing water levels should be obtained from the drillers log for each drill hole. Drill hole walls can be surveyed for seepage horizons using periscopes and TV cameras.

Testing performed in drill holes (i.e. falling head tests, Lugeon packer tests, tracer tests, piezometer measurements) for estimating rock mass permeability, and for estimating the hydraulic conductivity of individual discontinuities and sets of discontinuities, forms the subject of a separate ISRM suggested method. The logging and presentation of any available Lugeon values gives important supplementary data, which can conveniently be presented as a log, parallel with that for *total core recovery*, *frequency* and *RQD*, etc.

### 9. Number of sets

The amount of information obtainable from drill core and drill hole observation will obviously depend on the orientation of the holes relative to existing sets, and on their length relative to the joint spacings. If existing surface mapping has already indicated the approximate orientation of certain discontinuity sets, then

## Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities

carefully orientated holes can be used to check the number of sets at depth. Drill core observation will be easier if holes are drilled to intersect the different sets at recognisably different angles. Usually at least two non-parallel holes will be required.

The number of sets observed at the surface is likely to be more than the number observed at depth. Comparison of surface observations with tunnel excavations suggests that this is not just due to the limitations of drill hole sampling.

## 10. Block size

The term *block size* is a composite description of the rock mass which is influenced by *spacing, number of sets, persistence and orientation*. A log of block size produced from observations of rock core can clearly only give an approximate picture of the true block size.

A rapid method of estimating the approximate block size from drill core is to select by eye several typical pieces of core and take their average dimensions ( $\pm 10\%$ ). Each rock unit or domain may be assessed in this way. If the relevant hole is orientated such that all sets present are intersected (i.e. a diagonal hole in the case of a cubic joint system) then these average core pieces will roughly represent the *block size index* ( $I_b$ ) defined under the relevant suggested method. A depth log showing the variation of this index can be a very useful supplement to drill core description.

## Notes

(a) When estimating *frequency* or *RQD* from drillcore it is necessary to discount fresh artificial breaks (fractures) clearly caused by the drilling process, and also those made deliberately when fitting core into the core boxes. The following criteria are suggested:

- (i) A rough brittle surface with fresh cleavage planes in individual rock minerals indicates an artificial fracture.
- (ii) A generally smooth or somewhat weathered surface with soft coating or infilling materials such as talc, gypsum, chlorite, mica or calcite obviously indicates a natural discontinuity.
- (iii) In rocks showing foliation, cleavage or bedding it may be difficult to distinguish between natural discontinuities and artificial fractures when these are parallel with the incipient weakness planes. If drilling has been carried out carefully then the questionable breaks should be counted as natural features, to be on the conservative side.
- (iv) Depending upon the drilling equipment part of the length of core being drilled may occasionally rotate with the inner barrels in such a way that grinding of the surfaces of discontinuities and fractures occurs. In weak rock types it may be very difficult to decide if the resulting rounded surfaces represent natural or artificial features. When in doubt the conservative assumption should be made, i.e. assume that they are natural.
- (v) It may be useful to keep a separate record of the frequency of artificial fractures (and associated

lower RQD) for assessing the possible influence of blasting on the weaker sedimentary and foliated or schistose metamorphic rocks.

(b) The degree of fracturing of the core during the drilling process may be partly a function of core diameter in the weaker rock types. Since some artificial fracturing is very difficult to distinguish from natural discontinuities (e.g. in the case of weak fissile, cleaved, or foliated rock) it is preferable that the core is not less than NS diameter (55 mm) where rock strength is in question. Use of smaller core diameters (i.e. 32 or 42 mm) puts an increasing responsibility on the drilling crew for the results obtained. A method of correcting RQD to the standard NX size has been suggested by Heuzé [4].

(c) Several possible interpretations of the length of core pieces are possible i.e. tip to tip (maximum) length, centre line length or fully circular length. These are illustrated in Fig. 26. Tip to tip measurement involves double-counting at each end of a core piece, while fully circular measurement ignores core pieces that happen to have been drilled with a small subtended angle to one discontinuity in otherwise massive rock. Centre line measurement is therefore strongly recommended.

(d) The results of core logging (frequency and RQD) can be strongly time dependent and moisture content dependent in the case of certain varieties of shales and mudstones having relatively weakly developed diagenetic bonds. A not infrequent problem is "discing", in which an initially intact core separates into discs on incipient planes, the process becoming noticeable perhaps within minutes of core recovery. The phenomena are experienced in several different forms:

- (i) Stress relief cracking (and swelling) by the initially rapid release of strain energy in cores recovered from areas of high stress, especially in the case of shaly rocks.
- (ii) dehydration cracking experienced in the weaker mudstones and shales which may reduce RQD from 100% to 0% in a matter of minutes, the initial integrity possibly being due to negative pore pressure.
- (iii) slaking cracking experienced by some of the weaker mudstones and shales when subjected to wetting.

All these phenomena make core logging of *frequency* and *RQD* unreliable. Whenever such conditions are anticipated core should be logged by an engineering geologist as it is recovered and at subsequent intervals until the phenomenon is predictable. An added advantage is that the engineering geologist can perform mechanical index tests such as the point load or Schmidt hammer test, while the core is still in a saturated state.

(e) In certain cases it may be helpful to log the *solid core recovery* in addition to the *total core recovery* ( $R$ ) defined earlier. The *solid core recovery* includes as recovery only those pieces of core that have a complete

circumference. *Total* and *solid* core recovery will only be equivalent when no fragmental material is recovered, i.e. when the rock is massive, or when loss of sample is represented wholly by material carried away in the flushing system.

(f) Colour photographs provide a useful and convenient method of recording the appearance of cores and are of considerable value as a permanent record and means of rapid reference. The photograph of each core box should incorporate a suitable metric scale along the entire length of the box. Zones of core loss should be replaced by wooden blocks with legible depth markings. Wetting of the core before photography produces excellent contrast between different rock types and any form of mineralogical banding, but does not help in the observation of discontinuities, due to the general darkening that occurs with wetting.

#### Presentation of results

In view of the different requirements in rock engineering projects, no attempt will be made to suggest a standardized core log format. If a standard format was employed it would be certain that for one given project, much irrelevant information would be presented, while for another, unusual features of great significance would be missed out because the format did not allow for their inclusion. Since it is impractical to include all the parameters given below, the following should only be used as a check list, so that relevant information is included, but irrelevant data excluded.

(a) *General information.* (i) Drill hole number. (ii) Site, project name. (iii) Grid reference. (iv) Elevation at drill hole collar. (v) Orientation of hole: dip direction and dip ( $\alpha/\beta$ ). (vi) Make of machine, type of feed, type of core barrel and bit, flush system.

(b) *Depth logs of relevant parameters selected from the following.* (i) Symbolic log showing rock type (with geological key). (ii) Point load strength index ( $I_p$ ). (iii) Total core recovery (R). (iv) Solid core recovery. (v) Lugeon packer tests (units of Lugeons) and ground water levels. (vi) Frequency (F). (vii) Rock quality designation (RQD). (viii) Block size index ( $I_b$ ). (ix) Symbolic log showing dip of main discontinuities.

(c) *Supplementary data.* Parameters from the following list are probably best presented in writing in a broad column at the side of the above depth logs, unless sufficient data is available to justify separate logs of the relevant data, for specific sets of discontinuities.

- (i) Spacing (estimate number of sets).
- (ii) Roughness.
- (iii) Weathering grades.
- (iv) Schmidt hammer tests (wall strength JCS).
- (v) Aperture.
- (vi) Filling and iron staining.

#### REFERENCES

1. Phillips F. C. *The Use of Stereographic Projections in Structural Geology*. Edward Arnold, London, 3rd edn, 90 p (1971).
2. Franklin J. A., Broch E. & Walton G. Logging the mechanical character of rock. *Trans Inst. Min. Metall. Section A*, 80, 31-41 (1971).
3. Snow D. T. Rock fracture, spacing, opening, and porosity. *ASCE, Proceedings*, Vol. 94, No. SM1, pp. 73-91 (1968).
4. Heuzé E. F. Sources of error in rock mechanics field measurements and related solutions. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. B*, 297-310 (1971).
5. Deere, D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, 1, 16-22 (1963).
6. Knill J. L. & Jones K. S. The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Roseires, Kariba and Lalyan dams. *Geotechnique*, 15, 94-124 (1965).
7. Terzaghi R. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
8. Deere D. U., Hendron A. J., Patton F. D. & Cording E. J. Design of surface and near-surface construction in rock. *Proc. 8th Symp. on Rock Mech.*, Minnesota, pp. 237-302 (1967).
9. Moye G. D. Diamond drilling for foundation exploration. *J. Inst. Engrs Aust.*, CE 9, 95-100 (1967).
10. Ege J. R. Stability index for underground structures in granite rock, in Nevada Test Site. *Mem. Geol. Soc. Am.* No. 110, pp. 185-198 (1968).
11. Ward W. H., Burland J. B. & Gallois R. W. Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large proton accelerator. *Geotechnique*, 18, 399-431 (1968).
12. Deere D. U., Meritt A. H. & Coon R. F. Engineering classification of *in situ* rock. Tech. Rept. no. AFWL-67-144, Air Force System Command, Kirtland Air Force Base, New Mexico (1967).
13. Geological Society Engineering Group. Working Party, Report on "The logging of rock cores for engineering purposes". *Q. J. Engng Geol.* 3, 1-24 (1970).
14. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock mechanics. *Proc. of Symp. of ISRM, Rock Fracture*, Nancy, Paper 1-21 (1971).
15. Bergman M. Rock mass investigation in depth: reliability of different methods for drillhole investigations. *Proc. of 2nd Cong. of ISRM, Denver. Advances in Rock Mechanics*, Vol. 11 A, pp. 15-20, (1974).
16. Dearman W. R. The characterization of rock for civil engineering practice in Britain. *Colloque Géologie de l'Ingenieur*, Liège, pp. 1-75 (1974).
17. Franklin J. A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. *Proc. of 2nd. Int. Cong. of the Int. Assoc. of Engng Geology*, São Paulo, Vol. 1, paper IV-PC-2, 11 p (1974).
18. Hanaagi I. A method for determining the degree of fissuration of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 11, 379-388 (1974).
19. Hoek E. & Bruy J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 p (1974).
20. Louis C. Reconnaissance de massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques de roches. *Sols et Fondations*, No. 31 July-August, pp. 97-122 (1974).
21. Rankilor P. R. A suggested field system for logging rock cores for engineering purposes. *Bull. Ass. Engng Geol.* 11, 247-259 (1974).
22. Van Schalkwyk A. The application of computer techniques to the manipulation and storage of exploratory borehole data. *Proc. of 2nd. Int. Cong. of the Int. Assoc. Engng. Geology*, São Paulo, VI-22 (1974).
23. Priest S. D. & Hudson J. A. Discontinuity spacings in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 13, 135-148 (1976).
24. Van Schalkwyk A. Rock engineering testing in exploratory boreholes. *Proc. of Symp. on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, Vol. 1, pp. 37-55 (1976).
25. South African Core Logging Committee. A guide to core logging for rock engineering. *Proc. of Symp. on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, Vol. 1, pp. 71-86 (1976).



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

METODO DE BARTON

SEPTIEMBRE, 1985

## 2.2.3 METODO DE BARTON

En la ref. 4 a partir del análisis de doscientas excavaciones subterráneas, se propone el empleo de un índice de calidad (Q), que es función de seis parámetros. Así, el comportamiento de los macizos rocosos y los tipos de soporte necesarios son función de Q.

Los seis parámetros mencionados se combinan para obtener un índice de calidad de la roca Q de acuerdo con la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (III.3)$$

El valor de participación de cada uno de los parámetros en la expresión anterior se presentan tabulados a continuación:

## 1. Descripción de calidad (RQD)

A. Muy mala	0 a 25
B. Mala	25 a 50
C. Regular	50 a 75
D. Buena	75 a 90
E. Excelente	90 a 100

Nota. Cuando,  $RQD < 10$ , incluyendo el valor cero, se emplea valor 10 en el cálculo de Q mediante la ec III.3.

## 2. Número de familias de discontinuidades (Jn)

A. Masiva, ninguna o pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
B. Una familia	2
C. Una familia más distribución aleatoria	3
D. Dos familias	4
E. Dos familias más distribución aleatoria	6
F. Tres familias	9

## B.III

G. Tres familias más distribución aleatoria	12
H. Cuatro o más familias, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentos pequeños, etc.	15
I. Roca triturada, granular tipo suelo	20

Nota. En intersecciones úsese 3 x Jn y en portales 2 x Jn

## 3. Rugosidad (Jr)

a) cuando existe contacto roca con roca en las juntas y	
b) cuando existe este contacto antes de 10 cm de desplazamiento de corte	
A. Juntas discontinuas	4
B. Asperas y onduladas	3
C. Tersas y onduladas	2
D. Lustrosas y onduladas	1.5
E. Asperas y planas	1.5
F. Tersas y planas	1.0
G. Lustrosas y planas	0.5
c) cuando no hay contacto roca con roca al existir desplazamiento de corte	
H. Rellenas de arcillas, limos, arenas o gravas con espesores tales que impiden el contacto de roca con roca	1.0

Nota. Suma 1.0 al Jr si el espaciamiento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

## 4. Alteración y relleno de juntas

a) cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas.

	(Ja)
A. Juntas limpias o con relleno resistentes e impermeables como cuarzo y epidota	0.75
B. Juntas apenas oxidadas superficialmente	1.0
C. Paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla	2.0
D. Paredes recubiertas o con rellenos arcillo-arenosos que no pierden resistencia con la deformación	3.0
E. Rellenos de minerales de arcilla que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica y también talco, yeso grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los rellenos de esta clase son discontinuos y de 1 a 2 mm o menos de espesor	4.0
b) Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas	
F. Relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla	4.0
G. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla fuertemente consolidada que no pierde resistencia al deformarse	6.0
H. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla con preconsolidación de media a baja, que pierde resistencia al deformarse	8.0
I. Rellenos continuos de menos de 5 mm de espesor de arcilla de alta plasticidad. El valor de Ja depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc	8.0 a 8.12



c) Cuando no hay contacto con roca al existir desplazamientos de corte

K.L.M.	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)	6.0, 8.0 o 8.0 a 12
N	Zonas o bandas de limo o arena arcillosas con pequeña cantidad de arcilla (no pierde resistencia al deformarse)	5.0
O.P.R.	Zonas o bandas de arcilla continuas y de espesor considerable (véase la descripción de la arcilla de G, H, I respectivamente)	10.0, 13.0 o 13.0 a 20.0

5. Condición de flujo de agua	(Jw)	Presión hidrostática aproximada, en kg/cm <sup>2</sup>
A. Ambiente seco o flujo reducido por ejemplo, < 5 l/min localmente	1.0	< 1.0
B. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	0.66	1.0 a 2.5
C. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	0.5	2.5 a 10.0
D. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas	0.33	2.5 a 10.0
E. Flujo excepcionalmente grande o presión durante explosiones que decae con el tiempo	0.2 a 0.1	> 10.0

- F. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin reducirse en forma perceptible 0.1 a 0.5 > 10.0

Nota 1. Los factores C a F están burdamente estimados. El valor de  $J_w$  deberá aumentarse si hay necesidad de instalaciones de drenaje.

Nota 2. Los problemas especiales que causa el hielo al formarse en el interior de las grietas no han sido considerados.

6. Condición de esfuerzo (SRF)

a) Existencia de zonas de debilidad que intersecan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel

- |   |      |
|---|------|
| A. Numerosas zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad      | 10.0 |
| B. Zonas de debilidad aisladas con <sup>u</sup> teniendo arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50 m o menor | 5.0  |
| C. Igual a B a una profundidad de más de 50 m   | 2.5  |
| D. Zonas de corte numerosas en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad                                    | 7.5  |

E.	Zonas de corte aisladas en roca fundidad de 50 m o menor			5.0
F.	Igual a E a una profundidad mayor de 50 m			2.5
G.	Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente frac- turada			5.0
b)	Roca competente con altos esfuerzos	$R_c / \sigma_1$	$R_t / \sigma_1$	(SRF)
II.	Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno	> 200	> 13	2.5
I.	Esfuerzos medianos	200 a 10	13 a 0.66	1.0
J.	Esfuerzos grandes estructura bien interconectada	10 a 5	0.66 a 0.33	0.5 a 2
K.	Ocurrencia leve de estallidos en roca masiva (mild rock bursts)	5 a 2.5	0.33 a 0.16	5 a 10
L.	Ocurrencia importante de es- tallidos en roca masiva (heavy rocks bursts)	< 2.5	< 0.16	10 a 20
c)	Extrusión de la roca bajo la acción de grandes esfuerzos			
M.	Extrusión leve			5 a 10
N.	Extrusión importante			10 a 20

d) Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos

O. Expansión leve	5 a 10
P. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a) el valor de SRF del 25 al 50 por ciento si las zonas de debilidad importantes influyen pero no intersecan la excavación.

Nota 2.  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor y  $R_c$  y  $R_t$  son la resistencia de compresión y tensión respectivamente.

Nota 3. Cuando  $5 < \sigma_1 / \sigma_3 < 10$ , se recomienda reducir  $R_c$  y  $R_t$  al 80 por ciento y cuando  $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ , se deberán reducir  $R_c$  y  $R_t$  a un 60 por ciento.

Nota 4. En H se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor que su claro.

Con base en los casos reales estudiados se ajustaron los sistemas de soportes requeridos al índice de calidad de la roca Q y a la dimensión de la excavación que rige la estabilidad (el claro o diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y la altura cuando se analizan las paredes). La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el factor EST (Excavation support ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, presencia de maquinaria, personal, etc.

En la tabla III.10 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del estudio de los casos reales. Los números entre paréntesis en la columna a la derecha es el número de casos estudiados que respalda la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

El procedimiento de selección del soporte en un caso particular se explica a continuación:

- a) Se determinan las características de la masa rocosa y se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados en las tablas.
- b) Se estima el valor Q, sustituyendo los valores de los seis parámetros involucrados en la ec III.3.
- c) Se estima el valor de ESR (Excavation support ratio) mediante la tabla III.10.
- d) Se calcula el cociente de la dimensión efectiva (diámetro, claro o altura) entre el ESR.
- e) Con los valores de Q y el cociente determinado en d se define un punto en la gráfica de la fig III.19.
- f) Con el número de la sección de la gráfica de la fig III.19 se define el soporte entre las 38 categorías descritas en las tablas III.11 a III.14.

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

Tipo de excavación	ESR	Nº de casos
A. Excavaciones mineras temporales etc...	3-5	(2)
B. Pozos verticales: i) sección circular ii) sección rectangular o cuadrada	2.5 2.0	(0) (0)
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc...	1.6	(83)
D. Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc (cavernas cilíndricas)	1.3	(25)
E. Casas de máquinas, carreteras grandes y túneles ferroviarios, portales, intersecciones, cámaras para defensa civil, etc...	1.0	(79)
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, fábricas, etc...	0.8	(2)

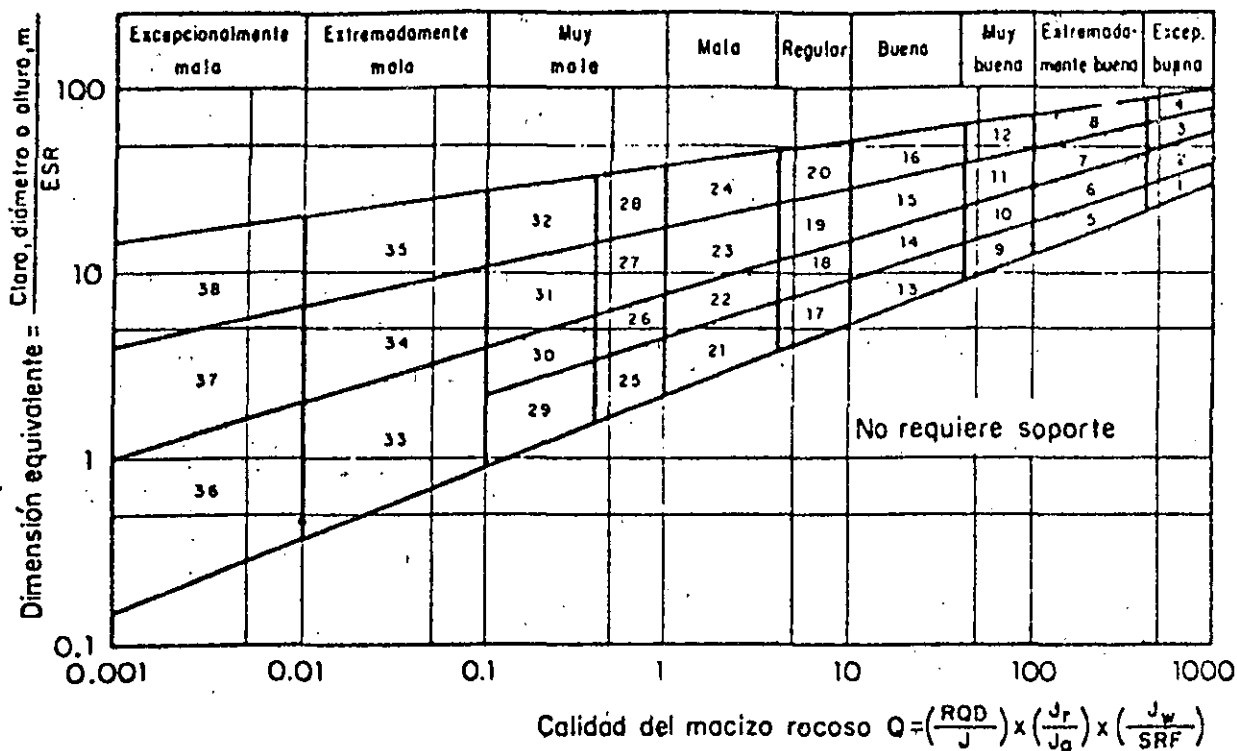


FIG III.19 Categorías de soporte en función del parámetro Q

TABLA III.11 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1 000 a 10)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kn/cm <sup>2</sup> (aprox)	CLAR EST(m)	Tipo de soporte
		RQD Jn	Jr Ja	CLAR ESP (m)			
1°	1000-400	-	-	-	< 0.01	20-40	sb(utn)
2°	1000-400	-	-	-	< 0.01	30-60	sb(utn)
3°	1000-400	-	-	-	< 0.01	46-80	sb(utn)
4°	1000-400	-	-	-	< 0.01	65-100	sb(utn)
5°	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(utn)
6°	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(utn)
7°	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)
8°	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(utn)
9	100-40	≥ 20 < 20	-	-	0.25	0.5-19	sb(utg) B(utg) 2.5-3 m
10	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	14-30	B(utg) 1.5-3 m B9(utg) 1.5-2 m + c1m
11°	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	23-48	B(tg) 2-3 m B(tg) 1.5-2 m + c1m
12°	100-40	≥ 30 < 30	-	-	0.25	40-72	B(tn) 2-3 m B(tg) 1.5 - 2 m + c1m
13	40-10	≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	≥ 1.5 < 1.5 ≥ 1.5 < 1.5	-	0.5	5-14	sb(utg) B(utg) 1.5-2 m B(utg) 1.5-2 m B(utg) 1.5 - 2 m + S 2-3 m
14	40-10	≥ 10 < 10 -	- - - ≥ 15 ≥ 15 < 15	-	0.5	9-23	B(tg) 1.5-2 m + c1m B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm B(utg) 1.5-2 m + c1m
15	40-10	> 10 ≤ 10	- -	-	0.5	15-40	B(tn) 1.5-2 m + c1m B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 5-10 cm
16°	40-10	> 15 ≤ 15	- -	-	0.5	30-65	B(tg) 1.5-2 m + c1m B(tg) 1.5-2 m + S(mr) 10-15 cm

Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para las categorías de la 1 a la 8 dependerá de la técnica de voladura. Mediante voladuras cuidadosas se puede hacer innecesario el empleo de soporte, en cambio, voladuras sin cuidado pueden obligar la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de excavación es mayor de 25 m.

#### CLAVES DE LAS TABLAS

- sb = anclaje en zonas
- B = anclaje sistémico
- (utg) = anclaje sin tensión, con inyección

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

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm <sup>2</sup> (aprox)	CLARO ESR(m)	Tipo de soporte
		$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	CLARO ESR(m)			
17	10-4	> 30 ≥ 10, < 30 < 10	- - -	- - ≥ 6 m - < 6 m	1.0	3.5-9	sb(utg) B(utg) 1-1.5 m B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm
18	10-4	> 5 - ≤ 5 ≤ 5	- - - -	≥ 10 m - < 10 m - ≥ 10 m - < 10 m	1.0	7-15	B(tg) 1-1.5 m + clm B(utg) 1-1.5 m + clm B(tg) 1-1.5 m + S 2-3 cm B(utg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
19	10-4	-	-	≥ 20 m - < 20 m	1.0	12-29	B(tg) 1-2 m + S(mr) 10-15 cm B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 cm
20*	10-4	-	-	≥ 35 m - < 35 m	1.0	24-52	B(tg) 1-2 m + S(mr) 20-25 cm B(tg) 1-2 m + S(mr) 10-20 cm
21	4-1	≥ 12.5 - < 12.5 -	≤ 0.75 - ≤ 0.75 - > 0.75	- - - -	1.5	2.1-6.5	B(utg) 1 m + S 2-3 cm S 2.5-5 cm B(utg) 1 m
22	4-1	> 10, < 30 - ≤ 10 - < 30	> 1.0 - > 1.0 - ≤ 1.0	- - - -	1.5	4.5-11.5	B(utg) 1 m + clm S 2.5-7.5 m B(utg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm
23	4-1	≥ 30 - -	- - -	≥ 15 m - < 15 m	1.5	8-24	B(utg) 1 m B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm B(utg) 1-1.5 m + S(mr) 5-10 m
24*	4-1	- -	- -	≥ 30 m - < 30 m	1.5	18-46	B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 15-30 cm B(tg) 1-1.5 m + S(mr) 10-15 cm

\* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

(tg) = con tensión (expansor del tipo de concha en rocas competentes, inyección después del tensado en rocas de mala calidad)

S = concreto lanzado

(mr) = malla reforzada

clm = malla de cadena (chain link mesh)

CCA = concreto colado

(sr) = acero reforzado

El espaciamiento entre anclas está dado en metros (m). El espesor de concreto lanzado o colado se da en centímetros (cm)



TABLA III.13 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0.1)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR (m)	P kn/cm <sup>2</sup> (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
25	1.0-0.4	> 10 ≤ 10 -	> 0.5 > 0.5 ≤ 0.5	- - -	2.25	1.5-4.2	B(utg) 1 m + mr ar clm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm D(tg) 1 m + S(mt) 5 cm
26	1.0-0.4	- -	- -	- -	2.25	3.2-7.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm B(utg) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	- - -	- - -	≥ 12 m < 12 m > 12 m < 12 m	2.25	6-18	B(tg) 1 m + S(mr) 7.5-10 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m S(mr) 10-20 cm + B(tg) 1 m
28*	1.0-0.4	- - -	- - -	≥ 30 m ≥ 20, < 30 < 20 m	2.25	15-38	B(tg) 1 m + S(mr) 30-40 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-30 cm B(tg) 1 m + S(mr) 15-20 cm CCA(sr) 30-100 cm + B(tg) 1 m
29*	0.4-0.1	> 5 ≤ 5 -	> 0.25 > 0.25 ≤ 0.25	- - -	3.0	1.0-3.1	B(utg) 1 m + S 2-3 cm B(utg) 1 m + S(mr) 5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 < 5 -	- - -	- - -	3.0	2.2-6	B(tg) 1 m + S 2.5-5 cm S(mr) 5.-7.5 cm B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 ≤ 4, ≤ 1.5 < 1.5	- - -	- - -	3.0	4-14.5	B(tg) 1 m + S(mr) 5-12.5 cm S(mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm + B(tg) 1 m CCA(sr) 30-50 cm + D(tg) 1 m
32	0.4-0.1	- - -	- - -	≥ 20 m < 20	3.0	11-34	R(tg) 1 m + S(mr) 40-60 cm B(tg) 1 m + S(mr) 20-40 cm CCA(sr) 40-120 cm + B(tg) 1 m

\* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos disponibles son insuficientes para una confiable predicción del soporte requerido

TABLA III.14 Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001)

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales		CLARO/ESR	P kg/cm <sup>2</sup> (aprox)	CLARO/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Jn	Jr/Ja				
33*	0.1-0.01	≥ 2	-	-	6	1.0-3.9	B(tg) 1 m + S(mr) 2.5-5 cm S(mr) 5-10 cm S(mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25	-	6	2.0-11	B(tg) 1 m + S(mr) 5-7.5 cm S(mr) 7.5-15 cm S(mr) 15-25 cm CCA(sr) 20-60cm + B(tg) 1 m
		< 2	≥ 0.25 < 0.25	-			
35	0.1-0.01	-	-	≥ 15 m	6	6.5-28	B(tg) 1 m + S(mr) 30-100 cm CCA(sr) 60-100 cm + B(tg) 1 m B(tg) 1 m + S(mr) 20-75 cm CCA(sr) 40-150 cm + B(tg) 1 m
		-	-	≥ 15 m			
		-	-	< 15 m			
		-	-	< 15 m			
36*	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-2.0	S(mr) 10-20 cm S(mr) 10-20 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
37	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-6.5	S(mr) 20-60 cm S(mr) 20-60 cm + B(tg) 0.5-1.0 m
38	0.01-0.001	-	-	≥ 10 m	12	4.0-2.0	CCA(sr) 100-300 cm CCA(sr) 100-300 cm + B(tg) 1 m S(mr) 70-200 cm S(mr) 70-200 cm + B(tg) 1 m
		-	-	≥ 10 m			
		-	-	< 10 m			
		-	-	< 10 m			

\* Estimación del soporte hecha por el autor. Los casos recabados son insuficientes para hacer una predicción confiable del soporte requerido

## 3.2.4 METODO DE BIENIAWSKI

Bieniawski (ref 5) en forma similar a Barton (ref 4) ha desarrollado un sistema de clasificación de las masas rocosas con la finalidad de servir de apoyo a la localización, diseño, selección del método de excavación y tipo de soporte de túneles.

En la clasificación propuesta intervienen seis parámetros que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
2. Índice de calidad de la roca RQD (Rock quality designation)
3. Espaciamiento de las juntas
4. Orientación de las juntas
5. Condición de las juntas
6. Flujo de agua subterránea

El procedimiento de clasificación del macizo rocoso y de selección del soporte adecuado es el siguiente:

- a) Se determinan los seis parámetros señalados y se encuentra el valor en puntos que se le asignan en la parte A de la tabla III.15.
- b) Se suman los puntos correspondientes a los seis parámetros y se determinan la clase y calidad del macizo en la parte B de la tabla III.15.
- c) Se selecciona el tipo de soporte para túneles de 5 a 12 m de diámetro y de poca profundidad, que se proporciona en la tabla III.17 que presenta tres alternativas de soporte para cada una de las cinco clases de roca.

Nota 1. Para facilitar la definición de la orientación de un plano de debilidad como "favorable" o "desfavorable" se proporciona el criterio

TABLA III.15 Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

## A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterada
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas		cerrada: < 1 mm continua sin relleno	abierta: 1-5mm continua relleno < 5 mm	abierta: > 5mm continua relleno > 5mm
Valor	15		10	5	0
Flujo de agua subterránea (para cada 10 m de túnel)	Ninguno		< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto
Valor	10		8	5	2

## B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100-90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

## C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

descrito en la tabla III.16 (ref 6).

Nota 2. El significado ingenieril aplicado a excavaciones subterráneas de cada uno de los cinco grupos señalados se presenta en la sección C de la tabla III.15. Esto, es, en esta sección se especifica para cada calidad de roca el claro o distancia entre el soporte y el frente del túnel que puede permanecer sin soporte en un intervalo de tiempo dado.

En la fig III.20 se muestran completas las especificaciones de claro sin soporte e intervalo de tiempo que en la sección C de la tabla III.15 sólo se dan en promedio para cada uno de los cinco grupos de la clasificación.

Nota 3. En casos de frontera entre las clases de macizos los soportes recomendados en la tabla III.17 deberán promediarse o interpolarse.

Nota 4. En vista de que este método es empírico se recomienda efectuar mediciones y observaciones de campo durante la construcción a fin de ajustar el diseño inicial al comportamiento observado de la masa rocosa.

TABLA III.16 Efecto del rumbo y echado en la excavación de túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20" - 45°	45° - 90°	20" - 45°	45° - 90°	20" - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					

TABLA III.17 Guía para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere reporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

\* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

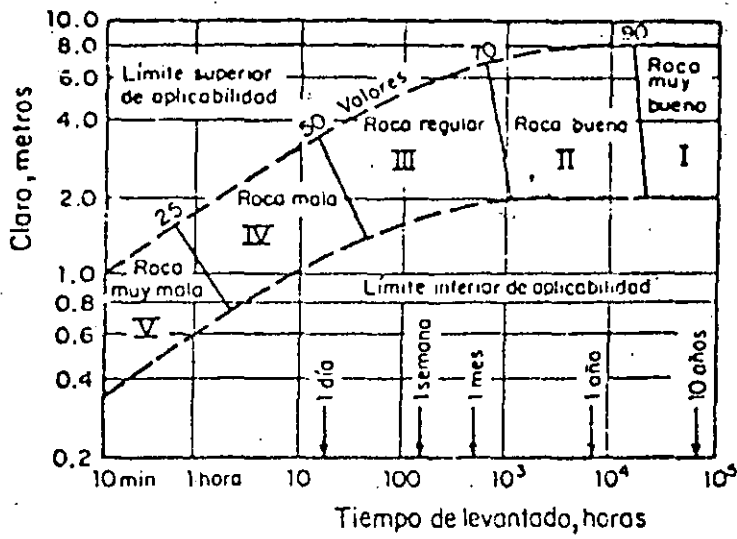


FIG III.20 Clasificación geomecánica para túneles (ref 7)



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

ESTUDIOS GEOLOGICOS PREVIOS PARA  
LA CONSTRUCCION DE TUNELES CARRETEROS

J. L. ROSAS

SEPTIEMBRE, 1985



# ESTUDIOS GEOLOGICOS PREVIOS PARA LA CONSTRUCCION DE TUNELES CARRETEROS

J.L. Rosas

**RESUMEN** El presente trabajo pretende hacer resaltar la importancia de los estudios geológicos que se deben realizar en el proyecto de un túnel carretero; ya que son determinantes para la localización, diseño y construcción de la obra.

En primer lugar, se mencionan brevemente las etapas que debe de seguir un estudio geológico y los alcances de cada una. Se comentan los métodos exploratorios comúnmente utilizados, y la forma en que debe presentarse la información de los estudios para su análisis.

Posteriormente, se analizan con mayor detalle las características geológicas de mayor importancia para la construcción y diseño de los túneles; como son la litología y estratigrafía, las discontinuidades, el estado de alteración, las condiciones hidrogeológicas, los fenómenos de geodinámica externa y los esfuerzos internos.

Las discontinuidades se tratan con más énfasis, por ser de suma importancia en la estabilidad y seguridad de la obra. Se analizan la estratificación, las fracturas y diaclasas, y las fallas; asimismo se mencionan todas las características que deben describirse de las discontinuidades y la importancia de cada una.

Por último, se mencionan los grados de confiabilidad con la que pueden proyectarse los rasgos geológicos superficiales a profundidad.

## 1. INTRODUCCION

Un estudio geológico, debe prestar una atención especial a todos los rasgos geológicos que puedan influir en la localización, diseño y construcción del túnel. Estos aspectos serán tratados con detalle en el siguiente tema.

Por lo general, un estudio geológico previo a la construcción y diseño de un túnel se efectúa en tres etapas:

### 1a. Estudios preliminares

En esta etapa se realiza la recopilación y análisis de la información existente, y un reconocimiento preliminar del área de interés. En esta fase se pretende conocer el ambiente geológico-geotécnico general para planear y fundamentar las investigaciones subsecuentes.

### 2a. Estudios de detalle

La segunda etapa es la más completa, puesto que está enfocada a determinar la factibilidad de un trazo en particular. En fase se consideran las diversas alternativas del trazo del túnel, basándose en la comparación de las condiciones geológicas y geotécnicas obtenidas con las exploraciones dentro de la ubicación general de la ruta.

Para desarrollar los estudios de esta etapa es necesario auxiliarse de diversos métodos de exploración; los cuales se muestran en el cuadro de la figura 1.

### 3a. Estudios especiales

Comprende investigaciones adicionales, especiales o más detalladas, una vez que se ha elegido el trazo definitivo del túnel, cuyos datos habrán de ayudar al diseño final, a la estimación de costos del túnel y a la previsión de futuros problemas geológicos.

Durante la construcción y operación del túnel se deben continuar los estudios geológicos, con la finalidad de verificar los estudios anteriores, de preveer problemas futuros y de auxiliar a un mejor diseño del revestimiento.

La información obtenida por la exploración geológica se presenta para su análisis en forma individual e integral, para lo cual deben elaborarse:

- Mapa geotécnicos.
- Perfiles geotécnicos individuales.
  - Sondeo
  - Socavón
  - Pozo a cielo abierto
  - Geofísico
- Perfiles geotécnicos integrados o Sección geotécnica.
- Perfil de problemas geotécnicos específicos.

## METODO DE EXPLORACION DETALLADA

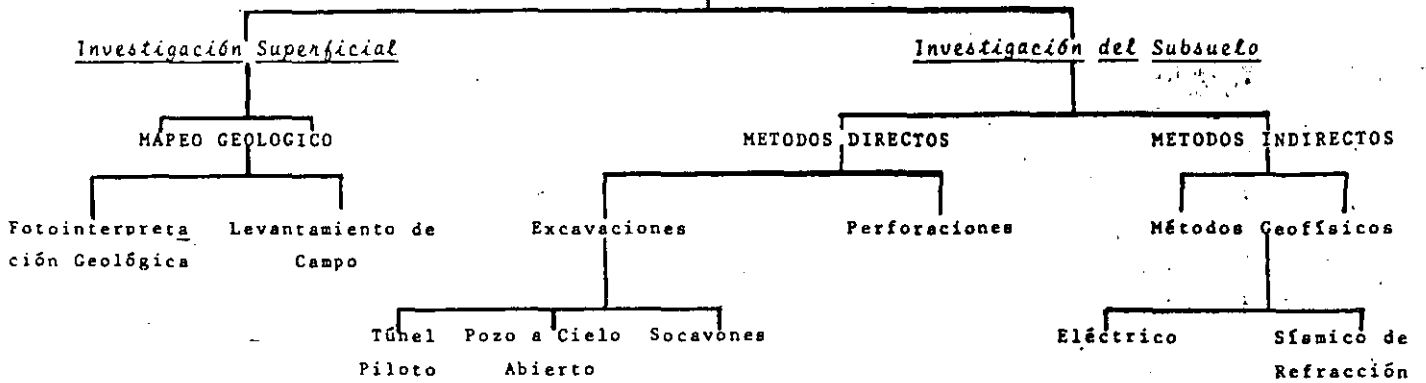


Fig. 1 Diversos métodos de exploración.

## 2. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DE LA LOCALIZACION, DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL TUNEL CARRETERO

En este capítulo se hará una descripción de los rasgos geológicos más importantes para la localización, diseño y construcción de un túnel carretero.

Se analizarán la litología y estratigrafía; las discontinuidades (estratificación, fracturas y fallas; así como la forma de describirlas); el estado de alteración de las rocas; los problemas relacionados con el agua; la influencia de alteración de las rocas; los problemas relacionados con el agua; la influencia de los factores de geodinámica externa y de los esfuerzos internos.

### 2.1 Litología y estratigrafía

Al hablar de la litología de una roca se hace referencia a su minerología, textura y su medio ambiente de depósito (fábrica), así como a algún nombre o término descriptivo de un sistema de clasificación reconocido, por ejemplo, caliza oolítica; pero este nombre y clasificación son únicamente geológicos.

Los términos litológicos son útiles en la geotecnia de túneles, ya que su empleo es una relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, una roca ígnea tiene una estructura densa con muy pequeñas diferencias en sus propiedades mecánicas (con sus excepciones); mientras que algunas rocas sedimentarias y metamórficas muestran una anisotropía considerable.

Otra ventaja del nombre geológico, es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de roca y otras características "in situ" que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia de caliza o yeso inclina a buscar fenómenos de disolución; el basalto indica la posible presencia de diaclasas.

Sin embargo, en ocasiones el nombre geológico es insuficiente si no se complementa con otras características físicas como es una clasificación de tipo mecánico.

La estratigrafía, por su parte, permite establecer una relación entre las distintas unidades litológicas o formaciones presen-

tes y así conocer el origen, espesor, distribución y posición cronológica en la secuencia de las diversas unidades.

El conocimiento de la litología y estratigrafía es de suma importancia para saber, entre otras cosas, qué tipos de rocas se encontrarán dentro del túnel, qué problemas pueden causar durante la construcción y con qué confiabilidad se pueden proyectar los datos de superficie.

### 2.2 Discontinuidades

El término discontinuidad se usa en Mecánica de Rocas, en un sentido general, para designar cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso, e incluye todos los tipos de fracturas, planos de estratificación, fallas, planos de foliación y de esquistosidad, así como contactos litológicos.

Son importantes ya que forman los principales planos potenciales de deslizamiento, tanto de bloques aislados, como de macizos rocosos.

A continuación, se analizarán con detalle la estratificación, fracturas y fallas, por ser las de mayor importancia.

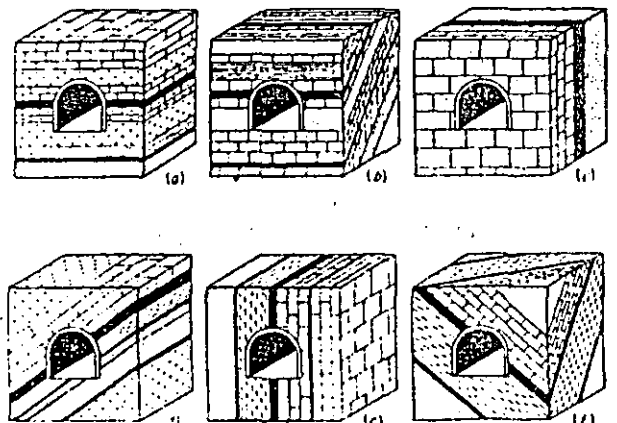


Fig. 2 Influencia de la estratificación en el revestimiento de un túnel (Krinjic, 1957).

## 2.2.1 Estratificación

La posición relativa del futuro túnel con respecto a los planos de la estratificación, principalmente en terrenos sedimentarios, es importante desde varios puntos de vista:

La presión total sobre el revestimiento de un túnel y la forma como se distribuye a lo largo de él, dependen en primer lugar, de la estratificación de la roca. Los cuadros de la figura 2 muestran la influencia de esta discontinuidad.

Existen dos posiciones extremas de la *dirección* de túneles en relación a la orientación de la estratificación; y, entre ellas, hay numerosas posiciones intermedias.

1. Túneles en dirección: Su eje longitudinal coincide con la dirección de los estratos (Fig. 3a). Lo cual es aconsejable si la formación atravesada presenta buenas características.
2. Túneles atravesando estratos: El túnel es llevado perpendicular u oblicuo a la dirección de las capas (Fig. 3b), lo cual origina el irse encontrando varios tipos de rocas con diferentes propiedades e inclinaciones, esto puede ocasionar problemas de estabilidad o permeabilidad.

La *inclinación* de los estratos con respecto al túnel es también de importancia, por lo siguiente:

- Si los estratos son verticales, y se construye un túnel perpendicular al rumbo, cada estrato puede actuar como una viga dando mayor estabilidad (Fig. 4a); con la desventaja de que puede filtrarse mucha agua de la superficie o por su posición la efectividad de los explosivos es menor.
- En el caso de que el túnel sea paralelo al rumbo de los estratos verticales (Fig. 4b), la masa de roca del túnel se sostiene por la fricción a lo largo de los planos. En estos casos el límite superior de caídas de roca, de acuerdo con Terzaghi (1940), no se extiende una distancia mayor de 0.25 veces el ancho del túnel.

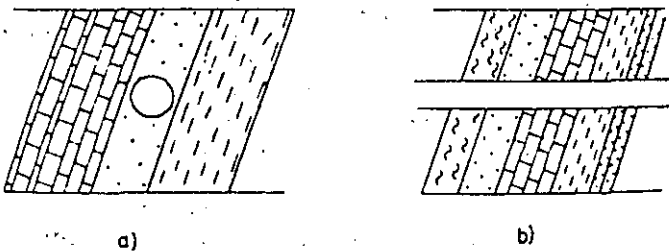
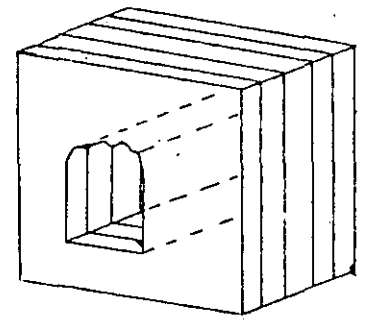
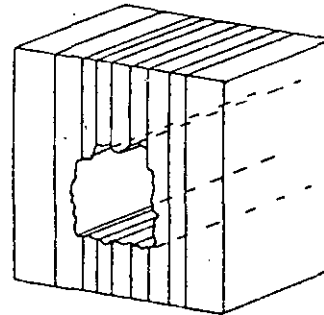


Fig. 3 Posiciones extremas de la dirección del túnel en relación a la orientación de la estratificación: a) Túnel paralelo al rumbo de las capas. b) y c) Túneles perpendiculares al rumbo.



a)



b)

Fig. 4 Inclinación de los estratos con respecto al túnel: a) Túnel perpendicular al rumbo de capas verticales; b) Túnel paralelo al rumbo de capas verticales.

- Si la estratificación es inclinada pueden presentarse problemas de inestabilidad, más aún si se encuentran rocas alteradas, afalladas, fisuradas o intercalaciones de rocas competentes e incompetentes con bajo ángulo de fricción (yesos, sal, lutitas carbonosas, etc.), o bien si existen esfuerzos verticales u horizontales naturales del macizo o por esfuerzos tectónicos (Tabla I).

En este caso hay que seleccionar correctamente el sentido de ataque del túnel para estabilizar lo mejor posible el frente (Fig. 5).

- En el caso de rocas horizontales la estabilidad del túnel es función del espesor de las capas, el fracturamiento y la resistencia a la tracción de la roca y de su variación con el contenido de agua; ya que una acumulación fuerte de agua en el techo aumenta la carga.

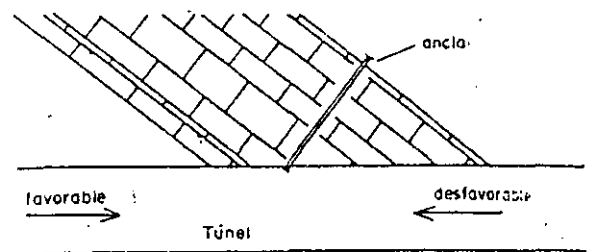
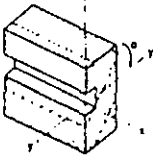
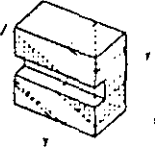
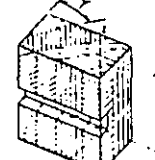




Fig. 5 Túnel atravesando capas inclinadas.

Tabla 1. Influencia de la orientación de la estratificación en la estabilidad de las obras subterráneas (C.F.F. 1979)						
Caso N	Rumbo de los Estratos	CORTE DIAGRAMÁTICO	$\alpha = 0$	$0 < \alpha < 20^\circ$	$20^\circ < \alpha < 70^\circ$	$70^\circ < \alpha < 90^\circ$
1	Paralelo al eje longitudinal de la obra y echado igual a $\alpha$ .		Se tiene el caso de estratificación horizontal tratado en el inciso 2.4.2 la.	$0 < \alpha < 20^\circ$ Las paredes laterales se comportan como en el caso $\alpha = 0^\circ$ ya que la roca falla a través de los estratos y no a lo largo de los planos de debilidad. Si el techo se forma con la misma inclinación que la estratificación se aplica el método recomendado en 2.4.2 la. Por otra parte, si el techo se excava horizontalmente los estratos interceptan el techo con un ángulo pequeño y algunos bloques débiles da detectar, quedan en situación crítica. Esta condición aunque importante es local y no constituye un problema de estabilidad estructural de la obra. La estabilidad de los bloques mencionados debe asegurarse con anclaje instalado en hileras longitudinales y no en bloques aislados.	$20^\circ < \alpha < 70^\circ$ Los bloques caídos de las paredes son más frecuentes debido a que los bloques pueden deslizarse a través de los planos de estratificación. La sujeción de los bloques sueltos de las paredes y techo puede lograrse con anclaje ligero. Para un estado de esfuerzos en que el esfuerzo horizontal es pequeño o no existe, debido al esfuerzo de tensión en el techo al aumentar el ángulo $\alpha$ , la estabilidad se incrementa.	$70^\circ < \alpha < 90^\circ$ La estabilidad depende en gran medida del estado de esfuerzos existente. Para un estado de esfuerzo horizontal sea igual o mayor a un tercio del vertical, el criterio de diseño y/o evaluación de la estabilidad debe ser el del inciso 2.4.1.1. relativo a excavaciones en roca masiva. Cabe hacer notar sin embargo, que puede ser necesario también su jalar con anclas bloques en forma de cuña que tienden a desprenderse de las paredes. Para un estado de esfuerzos en el cual el esfuerzo horizontal es igual a cero menor que un tercio del vertical, existirá esfuerzo de tensión en la clave y en el peso, los bloques de la clave pueden caer y el caído extenderse hacia arriba en la dirección de la estratificación. En la práctica este caso es común cuando se construye el túnel paralelo a la ladera del cañón de un río.
2	Perpendicular al eje de la obra y echado igual a $\beta$ .		$\beta = 0$ Igual a $\alpha = 0$	$0 < \beta < 20^\circ$ El problema de las paredes laterales es similar al de $0 < \alpha < 20^\circ$ , pero las condiciones del techo son diferentes ya que se creará la situación crítica de bloques sueltos en los extremos de los estratos. Sin embargo la estabilidad general de la formación suprayacente no queda afectada. Es conveniente asegurar la estabilidad por medio del anclaje sistemático del techo ya que es difícil detectar los bloques sueltos de los extremos de los estratos durante la excavación.	$20^\circ < \beta < 70^\circ$ El soporte local del techo es menos importante a medida que $\beta$ crece sobre $20^\circ$ . La resistencia al corte de las paredes es menor que en rocas masivas.	$70^\circ < \beta < 90^\circ$ La orientación $\beta = 90^\circ$ , aunque un tanto adversa a la eficiencia de la excavación mediante explosivos, es la mayor estabilidad para atravesar formaciones estratificadas.
3	formando un ángulo $\gamma$ con el eje de la obra. Echado vertical.		$\gamma = 0$ Igual a $\beta = 90^\circ$	$0 < \gamma < 20^\circ$ La condición de estabilidad es tan favorable como cuando $\beta = 90^\circ$ .	$20^\circ < \gamma < 70^\circ$ Puede requerirse soporte ligero en el techo y paredes laterales, pero la estabilidad general de la obra no se afecta.	$70^\circ < \gamma < 90^\circ$ Es la orientación más desfavorable con estratificación vertical.
4	Paralelo al eje de la obra. Estratificación ondulada.		Cuando el eje longitudinal de la obra subterránea deba ser paralelo al rumbo de los estratos en una formación ondulada en la que exista anticlinal y sinclinal la obra deberá ubicarse en el anticlinal donde existirá mayor estabilidad. En el sinclinal la obra quedará expuesta a deslizamiento de bloques hacia el interior y a inundaciones y filtraciones.			
5	Perpendicular al eje de la obra. Estratificación ondulada.		Cuando el eje longitudinal de la obra subterránea sea perpendicular al rumbo de los estratos en una formación ondulada con anticlinales y sinclinales las presiones probables y, por tanto, la tendencia al deslizamiento de bloques al interior de la excavación varía a lo largo del túnel. Los tramos desfavorables son las entradas de los anticlinales y los favorables son las zonas centrales de los mismos. En los sinclinales las condiciones son a la inversa.			

La situación estructural de las capas es significativa, ya que si se construye un túnel en un anticlinal existirá mayor estabilidad, puesto que la presión vertical sobre el techo es menor que en un sinclinal.

Además, si la formación rocosa es permeable, en los anticlinales el agua escurrirá por los flancos, mientras que en los sinclinales fluirá hacia el túnel (Fig. 6).

Sin embargo, es necesario tomar en cuenta, que en los anticlinales, los estratos superiores están más doblados y fisurados que los inferiores, por lo que es aconsejable tratar de situar el túnel a una profundidad tal que la fisuración no tenga consecuencias o bien en los flancos de la estructura (Fig. 7).

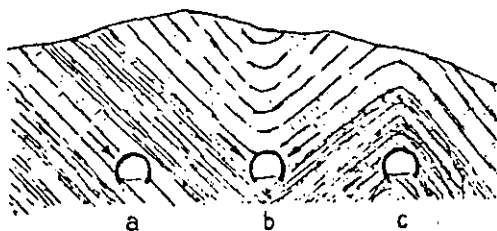


Fig. 6. Diversas posiciones de un túnel con respecto a la entrada de agua a la excavación (Zaruba, 1976).

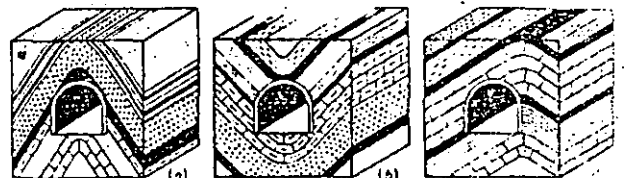


Fig. 7. Túneles situados en anticlinales y sinclinales (Krypinne, 1957).

En cuanto a la tendencia al deslizamiento de bloques al interior de la excavación, los tramos desfavorables son las entradas de los anticlinales y los favorables las zonas centrales de los mismos. En sinclinales las condiciones son a la inversa.

En los túneles cercanos a las laderas escarpadas una estratificación desfavorable puede poner en peligro la estabilidad de un túnel entero (Fig. 8).

### 2.2.2 Fracturas o diaclasas

La presencia de fracturas o diaclasas, cualquiera que sea su origen y roca que afecte, puede causar serios problemas de estabilidad, ya que comúnmente se presentan asociadas en uno o varios sistemas con diversas direcciones e inclinaciones, los cuales definen bloques inestables.

Un túnel donde el echado de las capas fracturadas sea de  $30^\circ$  o más, dará lugar a bloques inestables (Bell, 1980). Si las

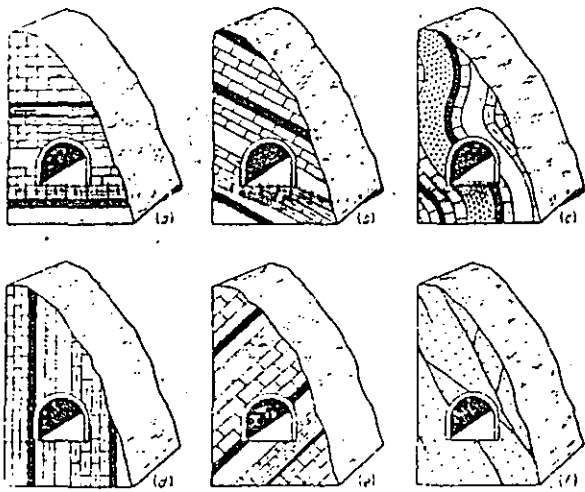


Fig. 8 Túneles próximos a laderas escarpadas (Kiyine, 1957).

juntas buzan entre  $45$  y  $90^\circ$  y son paralelas al eje del túnel, se formarán bloques con tendencia a deslizar tanto en la clave como en las paredes de la excavación (Fig. 9).

En el caso de rocas estratificadas horizontales, el fracturamiento es importante, ya que si el espesor de la capa es grande y tiene pocas fracturas el estrato actúa como viga proporcionando estabilidad (Fig. 10) sin embargo, las rocas con estratos delgados y fracturas tienden a dejar una zona inestable en el techo (Fig. 11), de aproximadamente  $0.5$  el ancho del túnel, (Bell, 1980).

### 2.2.3 Fallas

La presencia de fallas puede ocasionar múltiples problemas durante la construcción:

- Las fallas deben detectarse perfectamente; conocer su posición respecto al túnel y dónde están los bloques desplazados para planear el sentido de ataque y la forma de estabilizar las paredes.
- Es importante determinar si la falla es inactiva o activa, ya que si este es el caso, poco podrá hacerse para proteger la construcción; ya que el túnel estaría sometido, repentinamente, a fuertes esfuerzos cortantes, que inclusive podrían ocasionar corrimientos.
- Si por necesidades de proyecto hay que atravesar una falla, es conveniente hacerlo, lo más perpendicular que sea posible, para así acortar la zona de problemas. Si es

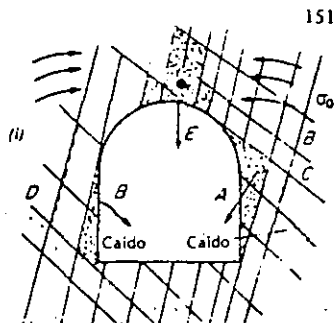


Fig. 9 Túnel en rocas con fuerte inclinación de juntas. i) Junta entre  $45$  y  $90^\circ$  paralelas al eje del túnel, dejan bloques inestables A, B y E (Bell, 1980).

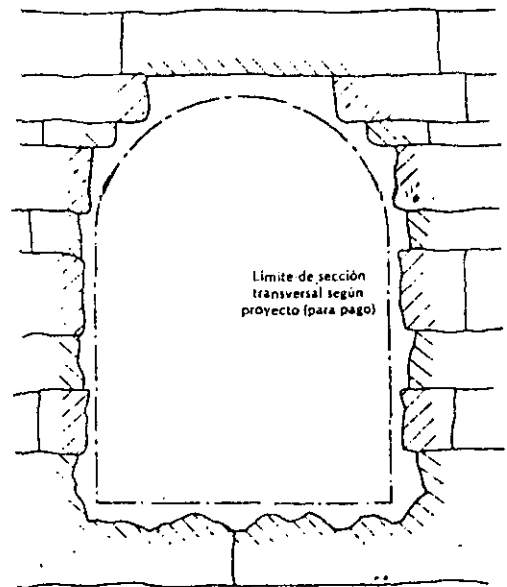


Fig. 10 Las rocas estratificadas horizontales cuando son de espesor grande son estables (Bell, 1980).

necesario seguir el trazo del túnel paralelo a la falla, también es recomendable que se aleje lo más posible de ellas.

- Las fallas grandes están asociadas, por lo general, con fallas menores y con fracturas. La zona de dislocación puede ser de muchos metros. Los problemas tienden a incrementarse con el ancho de la zona de falla.
- En ocasiones, las zonas de falla están formadas por materiales alterados o faltos de cohesión con tendencia a fluir en el túnel y que puede confundirse con arena. Si el relleno está formado por materiales expansivos, se producirán presiones sobre los revestimientos. También puede encontrarse milonita o algún material impermeable que podría obstaculizar el paso del agua subterránea de uno a otro lado de la falla, produciendo fuertes cargas hidrostáticas sobre el túnel; o bien, puede suceder lo contrario, poniendo en contacto a rocas permeables que ocasionen fuertes entradas de agua al túnel.

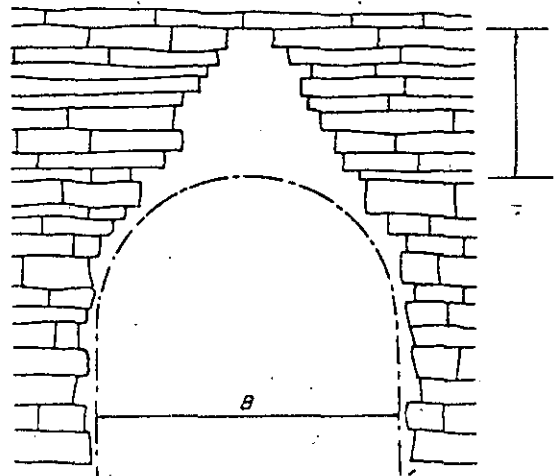


Fig. 11 Las rocas con estratificación delgada y en posición horizontal o inclinada, que estén afectadas por fracturas dan lugar a desprendimientos en el techo (Bell, 1980).

Tabla II. Densidad de las discontinuidades (Aftes, 1978)

Clases	Intervalos entre las discontinuidades		Densidad de discontinuidad en el macizo rocoso
ID 1	>	200 cm	Muy baja
ID 2	de 60 a	200 cm	Baja
ID 3	de 20 a	60 cm	Media
ID 4	de 6 a	20 cm	Alta
ID 5	<	6 cm	Muy alta

### 2.2.4 Descripción de las características de las discontinuidades

Como se vió en los capítulos anteriores, las discontinuidades son de suma importancia para la estabilidad del túnel, por lo que se analizaron sus características y la forma de describirlas de una manera completa.

#### a) Densidad de las discontinuidades (ID)

Se refiere a la cantidad o frecuencia de discontinuidades que afectan al macizo rocoso. Para su medición se emplea como índice básico, el intervalo entre discontinuidades (ID) y se describen según los rangos de la Tabla II.

#### b) Orientación e inclinación

La orientación del plano de una discontinuidad está dada por el vector de buzamiento (P) del plano y la inclinación por el ángulo (B), mostrados en la figura 12.

La forma de representación aconsejable para manejar un volumen grande de datos, es por medio de estereogramas que permiten representar la posición y dirección preferencial de sistemas de discontinuidades, y mostrarlas en forma objetiva y estadística (Fig. 13).

#### c) Número de familias (N)

Los planos de estratificación de las rocas sedimentarias, y la esquistosidad y foliación de las rocas metamórficas, es común que se formen en una familia de discontinuidades, ya sea paralelas o subparalelas. Las diaclasas, fracturas y fallas, muy a menudo también se organizan en varias familias, cuyos elementos son subparalelos, y tienen en común, además

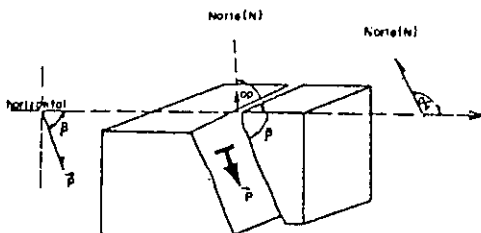
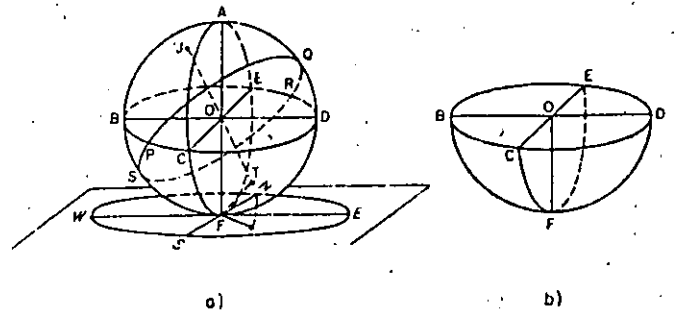


Fig. 12 Dirección del vector  $N\alpha_p$  (con relación al norte (Aftes)).



a) Esfera que muestra la representación estereográfica de una fractura con rumbo NE 45° SW y echado 45° NW.  
b) El hemisferio inferior, empleado comúnmente en geología estructural.

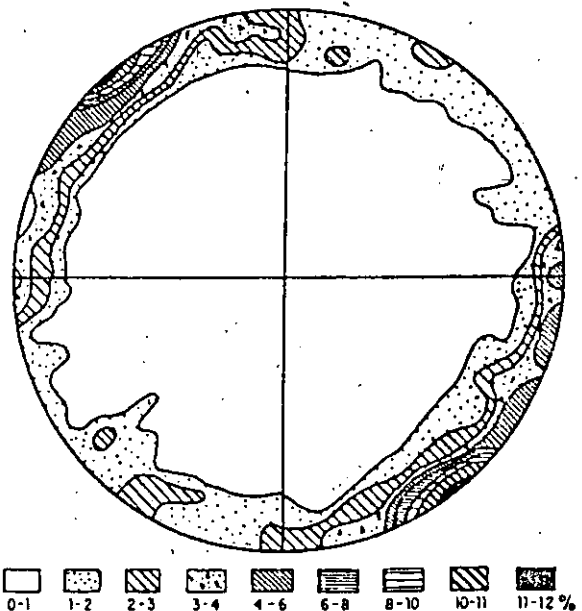


Fig. 13 Diagrama de frecuencia de las 311 diaclasas de los montes en Adirondak representadas en el hemisferio inferior (C.F.E., 1979).

Tabla III. Familias de discontinuidades (Aftes)

Descripción		
N 1		Ninguna discontinuidad o algunas discontinuidades dispersas.
N 2	a	Una familia principal.
	b	Una familia principal y discontinuidades difundidas.
N 3	a	Dos familias principales.
	b	Dos familias principales y discontinuidades difundidas.
N 4	a	Tres (y más) familias principales.
	b	Tres (y más) familias principales y discontinuidades difundidas.
N 5		Varias discontinuidades sin jerarquización ni constancia en la repartición.

de la dirección, muchas otras características descritas más adelante.

Esta organización se observa directamente "in situ", y/o en estereogramas, y se describen según la tabla III.

d) Espaciamientos (S o R.Q.D.)

El espaciamiento medio es la distancia que existe entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicular al plano de esta familia.

En el caso de macizos estratificados, se determina, principalmente, el espesor de las capas.

Tabla IV. Clases de espaciamientos

Clases		Descripción	
Espaciamiento	(S) o (E) Espesor en cm.	Espaciamiento de las discontinuidades de una familia.	Espesor de las capas.
S 1	E 1 200 cm	Discontinuidades muy espaciadas.	Capas muy gruesas.
S 2	E 2 de 60 a 200 cm.	Discontinuidades especiales.	Capas gruesas.
S 3	E 3 de 20 a 60 cm.	Discontinuidades mediamente especiales.	Capas mediamente gruesas.
S 4	E 4 de 6 a 20 cm.	Discontinuidades reducidas.	Capas delgadas.
S 5	E 5 de 6 cms.	Discontinuidades muy reducidas.	Capas muy delgadas.

Tabla V. Índice de calidad de la roca (Aftes)

Clases	R.	Q.	D.	%	Descripción de la fracturación
RQD 1			>	90	Densidad de fracturación muy baja.
RQD 2	de	90	a	75	Densidad de fracturación baja.
RQD 3	de	75	a	50	Densidad de fracturación mediana.
RQD 4	de	50	a	25	Densidad de fracturación alta.
RQD 5			<	25	Densidad de fracturación muy alta.

Las clases de espaciamientos se muestran en la tabla IV.

Otro parámetro de suma utilidad para medir la frecuencia de discontinuidades es el Índice de Calidad de la Roca (R.Q.D.), propuesto por D. Deere en 1963, el cual se basa en la recuperación modificada de un testigo, con diámetro del orden de 50 mm. Sólo se toman en cuenta los trozos del testigo superiores a 10 cm, en estado sano y compacto, que sean cortadas por discontinuidades. La suma acumulada, expresada en porcentaje, sobre la longitud perforada, proporciona el índice de calidad de la roca, el cual se relaciona con el espaciamiento y densidad de fracturamiento (Tabla V).

Existen nuevas técnicas para la medición del R.Q.D., a partir de datos de superficie, las cuales miden el número total de discontinuidades por metro cúbico o por metro lineal. Sin embargo, estas mediciones deben ser corregidas para poder extrapolarlas al nivel del túnel, ya que la densidad de discontinuidades no es la misma en superficie que a profundidad.

e) Continuidad

Es importante investigar si las discontinuidades conservan o no su continuidad, tanto lateral como a profundidad. Una buena ayuda para comprender su comportamiento, es conocer el origen de las discontinuidades y el de la roca misma.

f) Abertura

La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel primordial en su comportamiento mecánico; afecta también la circulación del agua en el macizo, y, como consecuencia, las filtraciones de agua hacia la excavación.

g) Morfología

Es un elemento importante en el comportamiento mecánico, en particular su resistencia al corte; describe la planaridad,

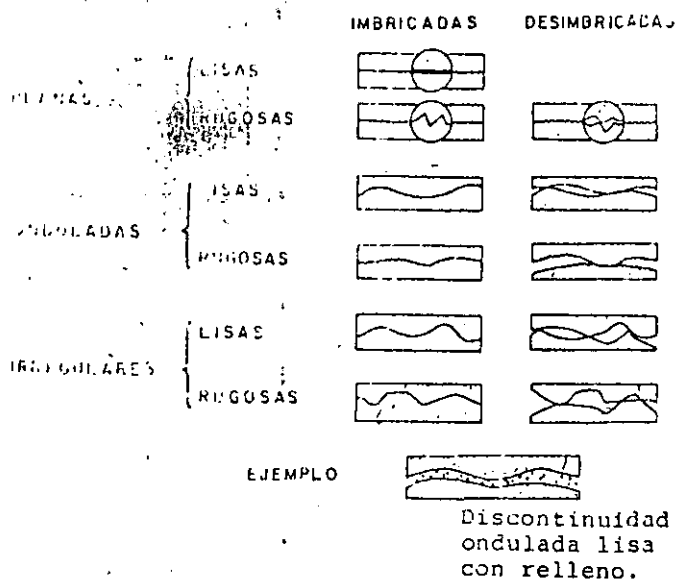


Fig. 14 Morfología de las caras de las discontinuidades (Aftes).

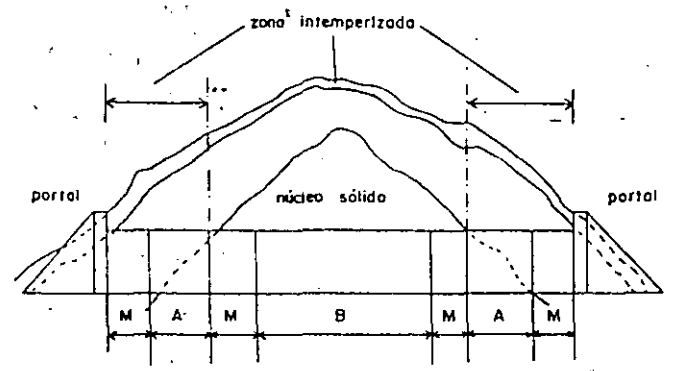
las irregularidades y la rugosidad de la superficie de las caras (Fig. 14).

h) Relleno

El comportamiento de una discontinuidad sin relleno es muy distinto al de una con relleno; entonces es necesario precisar la naturaleza, el espesor, la alteración y la resistencia del material de relleno.

2.3 Estado de alteración

Las rocas al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y en su composición mineralógica.



A. Condiciones de alta presión  
 M. Condiciones de presión media  
 B. Condiciones de baja presión

Fig. 15 Extensión de la zona intemperizada (De Széchy, 1973, p. 59).

La alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca; ya que a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material.

La alterabilidad (capacidad de una roca para alterarse en el futuro) de una roca es consecuencia de la fisuración y la alterabilidad específica de sus minerales.

En el caso de túneles carreteros este parámetro es de suma importancia, ya que en algunas ocasiones, se tiende a construir los túneles, a poca distancia de la pendiente de una ladera con la finalidad de reducir su longitud, lo cual no es conveniente ya que es precisamente esta zona donde, comúnmente, es mayor el grado de alteración del macizo. También las zonas de los portales de entrada o salida del túnel son zonas de mayor alteración (Fig. 15).

Para describir el estado de alteración de los macizos rocosos se recomienda utilizar la clasificación mostrada en la Tabla VI.

2.4 Condiciones hidrogeológicas

La construcción de un túnel puede variar el régimen hidrológico de un lugar, es decir la posición del agua dentro de las rocas, su dirección, velocidad de movimiento y provocar variaciones en el tiempo (Fig. 16).

Es lógico pensar que si el túnel esta excavado en rocas permeables y se encuentra por debajo del nivel freático, la presencia de agua dentro de él es muy probable. (Fig. 17); por lo

Tabla VI. Descripción del estado de alteración del macizo rocoso (Aftes).

Clase	Descripción	Terminología
A M 1	Ninguna seña visible de alteración o indicios muy leves de alteración limitados a las superficies de las discontinuidades principales.	Sano
A M 2	Las superficies de las discontinuidades principales están alteradas pero la roca sólo lo está levemente.	Levemente alterado
A M 3	La alteración se extiende a toda la masa rocosa, pero la roca no es friable.	Medianamente alterado
A M 4	La alteración se extiende a toda la masa rocosa y la roca es en gran parte friable.	Muy alterado
A M 5	La roca está totalmente descompuesta y es muy friable. Sin embargo la textura y la estructura de la roca están preservadas	Completamente alterado



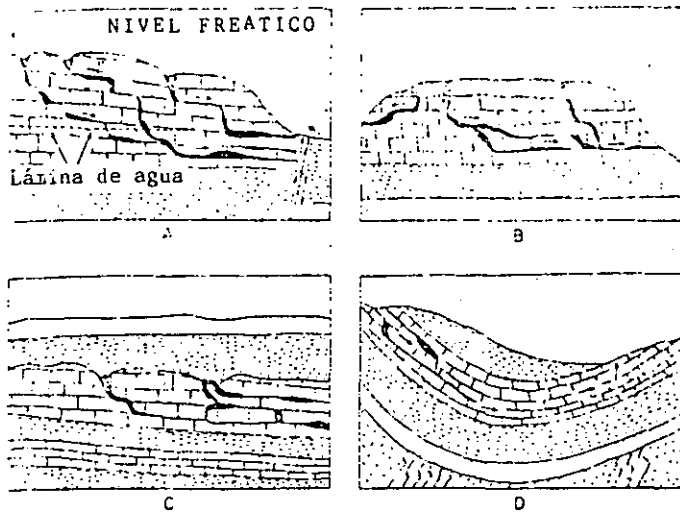


Fig. 16. Origen y distribución de conductas de disolución en calizas (Wahlstrom, 1973).

que es recomendable ubicar el túnel por encima del nivel hidrostático.

La cantidad de agua que contiene el macizo rocoso depende de sus propiedades de almacenamiento y son las que condicionan la cantidad de agua que puede drenar al túnel. Para que una roca contenga agua debe presentar una permeabilidad ya sea primaria o secundaria, esta última es más común en los macizos rocosos, ya sea por fracturamiento o por fenómenos de disolución (fig. 17). Las fallas, anticlinales, sinclinales y otras estructuras geológicas pueden también acumular el agua (Fig. 18).

En general, el caudal de agua que fluye en un túnel disminuye a medida que se avanza en la construcción de éste. El fenómeno se debe al abatimiento gradual en el origen de la corriente y en la disminución del gradiente. También puede darse el caso de que con las operaciones constructivas se provoque un fracturamiento de la roca que ocasione un aumento del caudal de agua, o se corte una zona acuífera.

Es importante estimar correctamente el caudal de agua que entrará al túnel, así como la distribución de los flujos a lo largo de él y sus cambios con el tiempo, ya que estos influyen en el programa de construcción.

El agua puede penetrar al túnel de modos diferentes: ya sea goteando por el techo, con intensidad variable; por las paredes, en forma de gotas o corriente continua; bajo una fuerte presión puede irrumpir en forma de chorro por cualquier punto de la periferia, debido a la presencia de alguna discontinuidad permeable.

En el caso de túneles carreteros ubicados en las laderas de montaña y que se construyan sobre roca fracturada o alterada, es muy segura la presencia de agua durante la construcción, aunque no se encuentren necesariamente por debajo del nivel hidrostático.

## 2.5 Geodinámica externa

Corresponde a la actividad de los agentes modificadores del medio natural que se desarrollan externamente a la corteza

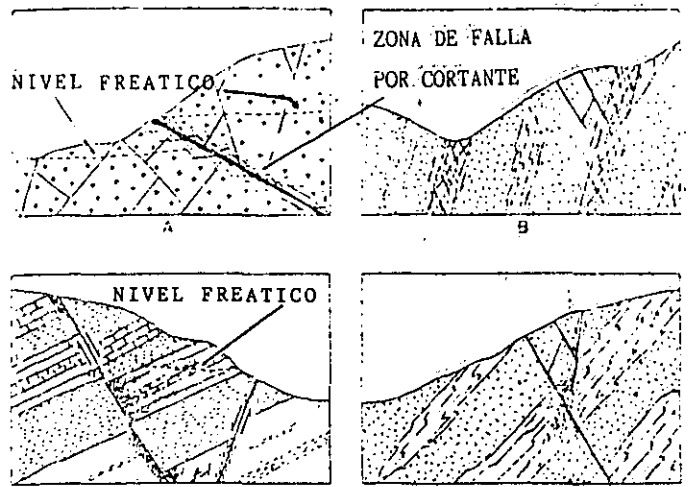


Fig. 17. Condiciones geológicas que ocasionan acumulaciones de cuerpos de agua atrapados (Wahlstrom, 1973).

terrestre (agua, viento, temperatura, nieve); es decir, la geodinámica externa estudia los fenómenos de erosión y movimientos en masa del terreno como soliflucción, "creep", deslizamientos y avalanchas.

Estos parámetros adquieren una importancia muy especial en el caso de los túneles carreteros cercanos a laderas, ya que es en estas zonas donde los fenómenos de geodinámica externa adquieren mayor importancia (Fig. 18).

La acción erosiva del agua es de las más fuertes, produciendo entre otros problemas: alteración física y química de la roca; facilita el deslizamiento de los macizos rocosos al reducir el ángulo de fricción, etc.

La presencia del agua superficial puede ocasionar infiltraciones al túnel, o bien si la fuerza de la corriente es grande, al paso del tiempo, podría llegar a entrar completamente a la excavación.

El intemperismo actúa sobre las rocas bajando su resistencia mecánica; se produce una zona de descompresión que crea nuevas fracturas, o bien agranda las ya existentes, o las rellena con materiales perjudiciales.

Los cambios climáticos extremos alteran fuertemente algunos tipos de roca (granito).

El agua infiltrada en las fracturas o poros al ser sometida a congelamiento aumenta su volumen ocasionando agrietamientos en el macizo.

## 2.6 Esfuerzos internos

Las rocas, especialmente a profundidad, están afectadas por el peso de los materiales que le sobreyacen y por los esfuerzos que éstas ocasionan. En algunas zonas, principalmente en áreas orogénicas, el estado de esfuerzos está también influenciada por factores tectónicos, los cuales se presentan en diversas direcciones.

Mientras las rocas contienen confinadas los esfuerzos, se acumularán y pueden llegar a valores altos. Si se altera la condición confinante como en un túnel, los esfuerzos resi-

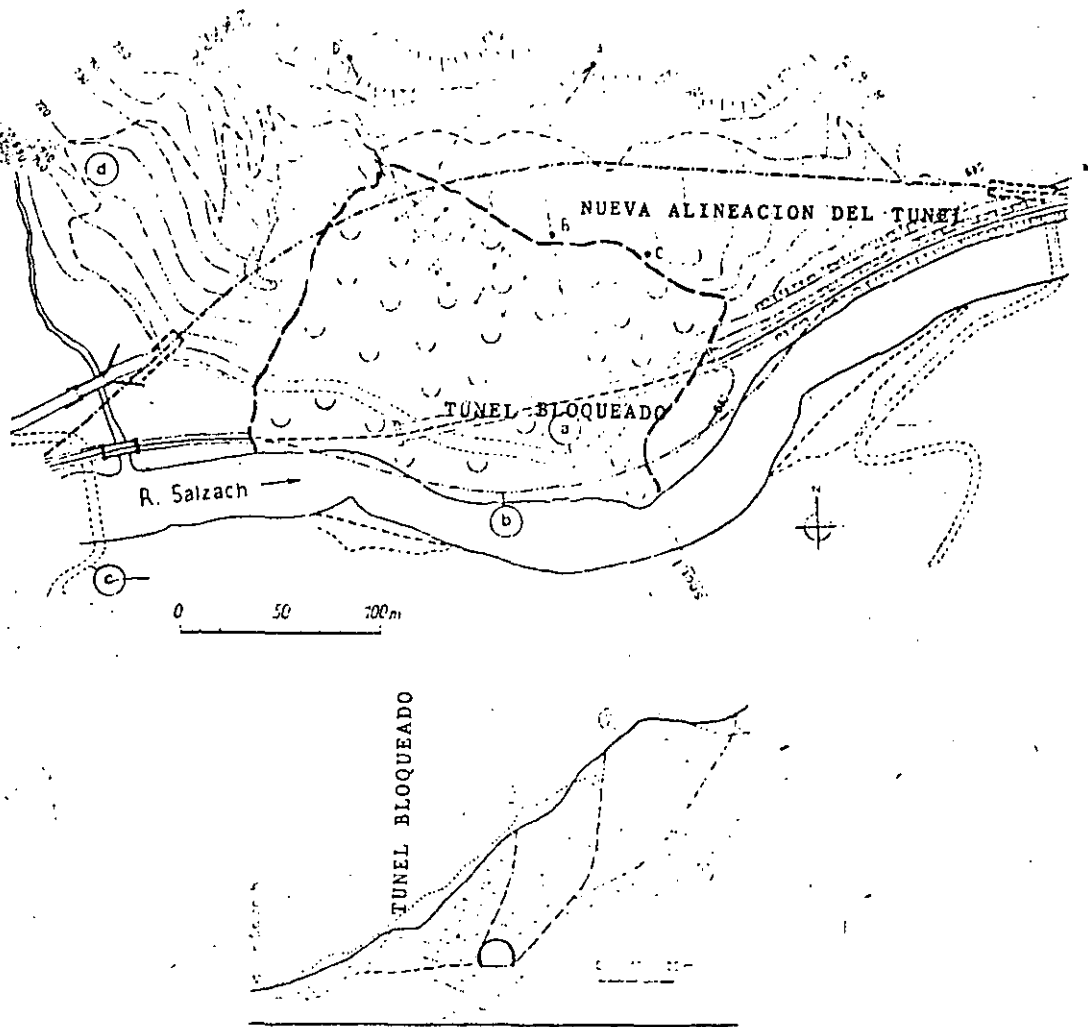


Fig. 18 Perfil de un Talud Colapsado. 1. Esquistos cloríticos. 2. Superficie Original de Talud. 3. Superficie del talud del deslizamiento. (Zaruba, 1976).

duales pueden causar desplazamientos. La cantidad de movimiento depende de la magnitud de los esfuerzos residuales. Los esfuerzos se miden mediante pruebas de campo.

Las excavaciones subterráneas destruyen el estado de equilibrio existente de los materiales alrededor del túnel y se establece un nuevo estado de esfuerzos.

Es muy importante detectar y cuantificar la magnitud de los esfuerzos para lograr realizar un diseño del revestimiento adecuado y prevenir problemas de inestabilidad.

### 3. GRADO DE CONFIABILIDAD EN LA PROYECCION A PROFUNDIDAD O LATERALMENTE DE LOS RASGOS GEOLOGICOS OBSERVADOS EN SUPERFICIE

Niveles de confiabilidad en la proyección a profundidad o lateralmente de los rasgos geológicos observados en superficie, según Wahlstrom (1973).

#### 3.1 Proyección con la máxima confiabilidad (Fig. 19a)

- a) Fallas aisladas y marcadas, zonas de falla o zonas diaclasadas con fronteras planas y bien acusadas de rumbo

y echado conocidos por haberse medido en afloramientos o en barrenos.

- b) Estratos sedimentarios no plegados y no fallados de espesor constante cuyos detalles estratigráficos están disponibles en los exámenes de superficie o bajo superficie.
- c) Coladas de lava o de materiales piroclásticos en las que los espesores de las capas individuales no varían apreciablemente de un lugar a otro.
- d) Grandes intrusiones ígneas monolíticas, particularmente grandes cuerpos de granito.

#### 3.2 Proyecciones con apreciable confiabilidad (Fig. 19b)

- a) Fallas maestras de tendencias conocidas en regiones de complejidad geológica moderada.
- b) Sistemas de diaclasas asociados a fallas maestras.
- c) Conjuntos de rocas sedimentarias falladas o plegadas pero con secuencias claramente entendibles, rocas piroclásticas o coladas de lava, de espesor constante y cuya geometría de plegamientos y fallas es conocida.
- d) Conjuntos de rocas metamórficas gruesas, no falladas o moderadamente falladas, de estructura regional conocida.

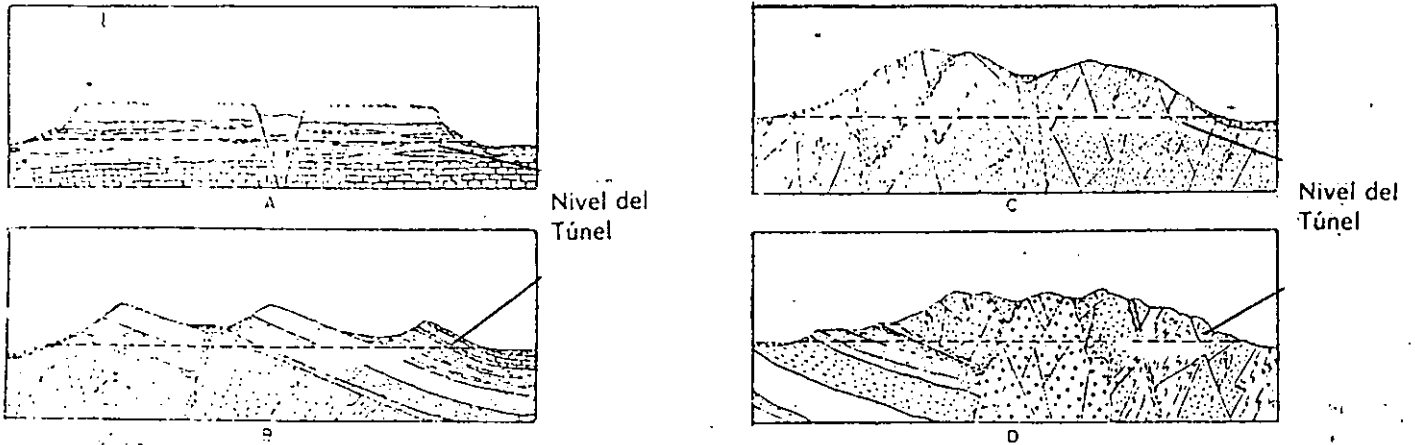


Fig. 19 Cortes longitudinales hipotéticos a lo largo de trazos de túneles. Perfiles (Wahlstrom, 1973).

3.3 Proyecciones con cierta reserva respecto a la precisión de la proyección (Fig. 19c)

- a) Falla secundaria en áreas de afallamiento complejo.
- b) Sistemas de diaclasas asociados de fallas subsidiarias o secundarias.
- c) Rocas estratificadas plegadas o falladas en las que la geometría de fallas y fracturas es conocida sólo parcialmente.
- d) Conjuntos de roca estratificadas con discordancias angulares.
- e) Conjuntos de rocas estratificadas altamente lenticulares.
- f) Intrusiones ígneas transversales como diques y "stocks".
- g) Intemperización localizada a lo largo de la zona de fracturamiento.
- h) Alteración destructiva a profundidad por soluciones templadas a calientes 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.

3.4 Proyecciones dudosas (Fig. 19d)

- a) Fallas o sistemas de diaclasas o subsidiarias, que no afloran en superficie ni se encuentran en los barrenos y que se supone están presentes por los resultados de prospecciones geofísicas de superficie o del análisis de la cubierta de roca y de los rasgos topográficos.
- b) Zonas alteradas de formas irregulares y de controles estructurales desconocidos.
- c) Rocas estratificadas con estratigrafía y tendencias poco o mal conocidas.
- d) Rasgos de superficie identificados sólo por mapeo de muestras lavadas o de residuos de roca y suelo.

3.5 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.

C. F. Salinas F.

## 1. CRITERIOS DE LOCALIZACIÓN

En la planeación y proyecto de carreteras debe considerarse seriamente la necesidad de prever parámetros que permitan proporcionar a los usuarios el más alto nivel de servicio dentro del marco de posibilidades económicas con que cuenta el país.

Es por eso que al contemplar el crecimiento de la demanda de mejores y más eficientes sistemas de comunicación terrestre, la preocupación por abatir los costos de operación y mejorar la calidad del medio ambiente, conducen a pensar cada vez más en opciones más audaces, como viaductos, y túneles, formando parte inherente de las soluciones a los problemas carreteros.

La importancia y complejidad de los problemas de circulación se ponen de manifiesto en la atención constante con que se examinan las redes de carreteras, y es por medio de amplios estudios que se trata de alcanzar una solución a los problemas del transporte, evaluada en términos de mejoramiento de los flujos de circulación, de economías en distancias y tiempos y del abatimiento del costo total de estos proyectos.

Por otra parte, la urgente demanda de servicios y la limitación de recursos económicos ha justificado la realización de análisis cuidadosos para tratar de que las inversiones que se apliquen en la construcción de carreteras beneficien al mayor número de personas o a la mayor área del territorio nacional.

Para jerarquizar en lo posible los recursos disponibles de acuerdo a la magnitud de las necesidades, los proyectos de carreteras se han clasificado en seis tipos, que van desde el "Especial" para soportar eficientemente un tránsito de más de 15 000 vehículos de tránsito promedio diario anual (T.P.D.A.) hasta el conocido como tipo "E" para menos de 50 vehículos de T.P.D.A.

En cada uno de estos tipos varían las características geométricas a que debe sujetarse el diseño. Correspondiendo al primer caso la corona más amplia y los alineamientos vertical y horizontal más suaves para permitir mayores capacidades; disminuyendo la dimensión de la corona y tornándose más fuerte los alineamientos, conforme disminuyen los volúmenes de tránsito de proyecto.

Con esta clasificación los localizadores y proyectistas se enfrentan a las primeras limitaciones. En las siguientes etapas tendrán que aplicar su mejor técnica para sortear los problemas topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos y de uso de suelos.

El problema topográfico es sin lugar a dudas el más significativo en nuestro país, ya que el 70% del territorio nacional es montañoso, lo que ha obligado hasta ahora a localizar los caminos con fuertes desarrollos con ascensos y descensos muy importantes.

Tomando en cuenta esta configuración topográfica del país, algunos de los estudios de modernización de carreteras concluyen hacia la necesidad de realizar acortamientos importantes a las distancias por recorrer; correspondiendo a la alternativa de túnel ser una opción importante a estudiar.

Paralelamente a la modernización de carreteras, en donde la tendencia en la construcción es hacia mayores secciones transversales con pendientes longitudinales y curvaturas suaves que provocan cortes y terraplenes considerables, se ha venido observando un conflicto de mala apariencia y falta de integración al paisaje ya que a su paso se provoca en múltiples ocasiones un aspecto artificioso o de destrucción y que además afecta el equilibrio natural de la zona al producirse erosiones, interrupciones de cuencas y diversas consecuencias de tipo biológico. La solución de paso subterráneo en ocasiones resulta una alternativa viable ya que reduce en forma notable la magnitud de los desarrollos por superficie y permite minimizar las perturbaciones provocadas.

Se nos presenta entonces la necesidad de abocarnos al estudio de rutas que en forma de análisis alternativo contemple todas las posibilidades económicamente lógicas para alojar el camino en cuestión sean opciones totalmente superficiales o con tramos subterráneos.

El estudio de rutas es un proceso que involucra varias actividades, que van desde la recopilación de información y análisis de la misma, hasta los levantamientos terrestres y aéreos que sean necesarios para plantear a este nivel la localización de acuerdo a las especificaciones de proyecto, optimizando características y ventajas de cada alternativa.

La geología y la geotecnia tienen un factor determinante en la localización de la obra y de hecho constituyen la información básica para el desarrollo del proyecto.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

BIBLIOGRAFIA

SEPTIEMBRE, 1985

# CURSO : DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

Coordinador: Ing. Luis Vieitez Utesa

CAPITULO : ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES

SUBTERRANEAS Y DISEÑO DE REVESTIMIENTO  
DE TUNELES

Por: Raúl Cuéllar Borja

## BIBLIOGRAFIA:

- 1.- Rock Mechanics in Engineering Practice - Stagg - Zienkiewicz  
(Wiley)
- 2.- Rock Engineering - Charles Jaeger
- 3.- The Art of Tunnelling, K. Szechy, Budapest 1967
- 4.- Rock Mechanics and the Design of Structures in rock -  
L. Obert & I. Duvall, Wiley 1967
- 5.- Rock Mechanics Principles - D.F. Coates
- 6.- Methods of Working Coal and Metal Mines - Woodroff.  
Pergamon Press
- 7.- Principles of dimensioning the support system for the  
"New Austrian Tunnelling Method"  
Rabcewicz & Golser, Water Power, Marzo 1973
8. Buckling of Pressure-shaft and Tunnel Linings.  
Ernest Amstutz, Water Power, Noviembre, 1970.
- 9.- Resistencia de Materiales II Tomo - S. Timosheuko

Bibliografía.

TOPOGRAFIA

Ing. Miguel Montes de Oca  
Representaciones y Servicios  
de Ingeniería, S. A. México.

TOPOGRAFIA Y FOTOGRAFIA EN LA PRACTICA MODERNA

Karl Orlof - Tenrid  
Editorial SECSA.

GEOMETRIA ANALITICA

Lechmann  
UTEHA.

APUNTES DE VIAS FERREAS

Ing. Gonzalo Medina Vela

VIAS DE COMUNICACION

Carlos Crespo Villalaz  
LIMUSA.

Ferrocarriles.

Ing. Francisco M. Togno.

CUESTIONARIO PARA EL CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
CARRETEROS EN EL TEMA " VENTILACION "

- 1.- Cree usted que pueda justificarse el considerar como un sistema la ventilación en un túnel carretero ?
  
- 2.- Si la respuesta es SI ; que fines cree usted que debe perseguir este sistema desde el diseño y en la construcción de un túnel ?
  
- 3.- Si la respuesta es NO ; cuales son sus razones ?



PREGUNTAS SOBRE EL TEMA "METODOS Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION  
Y REVESTIMIENTO EN ROCA"

PREGUNTA # 1

¿ QUE HAY QUE TENER EN CUENTA PARA ESCOGER ENTRE UN EQUIPO PARA LA EXTRACCION DE REZAGA SOBRE NEUMATICOS O SOBRE VIA ?

PREGUNTA # 2

¿ CUALES SON LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS AL SELECCIONAR ENTRE UN EQUIPO DE PERFORACION NEUMATCA E HIDRAULICA ?

PREGUNTA # 3

¿ CUALES SON LOS PUNTOS MAS IMPORTANTES QUE HAY QUE TENER EN CUENTA PARA EVITAR UN ALTO FACTOR DE REBOTE EN EL LANZADO DE CONCRETO SOBRE UNA SUPERFICIE ?

ING. LUIS GONZALEZ SICILIA.-



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

EFFECTO DE LA RELACION DE ESBELTES EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE

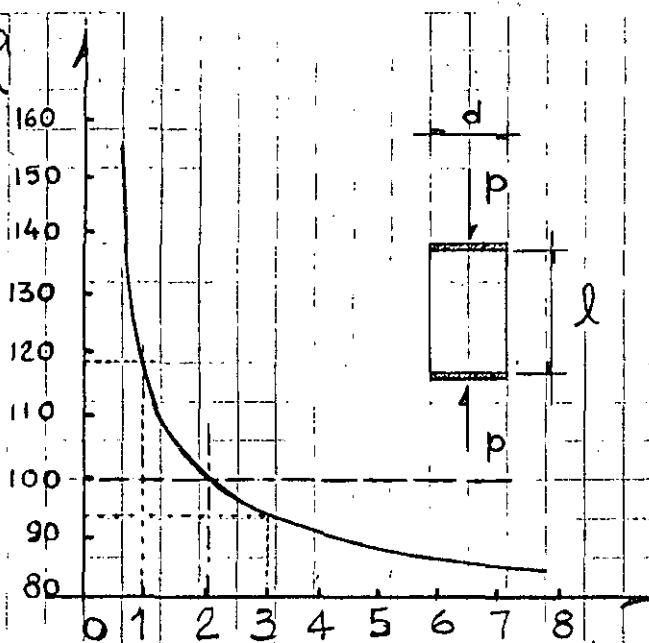
Ing. Raúl Cuéllar Borja

SEPTIEMBRE, 1985

# EFFECTO DE LA RELACION DE ESBELTES EN LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE

Raúl Cuéllar B

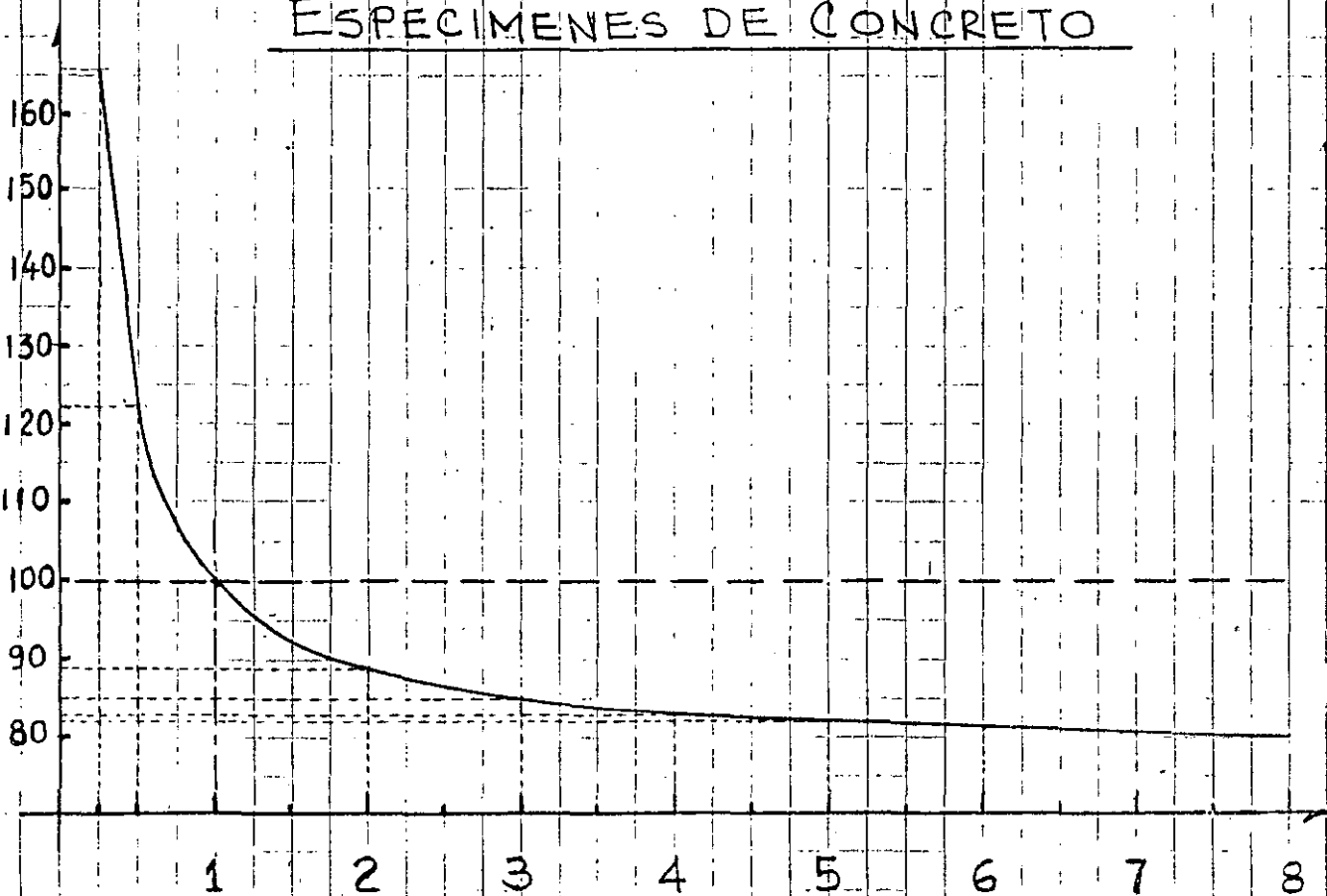
Resistencia  
relativa  
(%)



( $l/d$ ) Relación de esbeltes

## ESPECIMENES DE CONCRETO

RESISTENCIA EN COMPRESION, RELATIVA (%)



RELACION DE ESBELTES

$h/d$

## PILARES DE ROCA

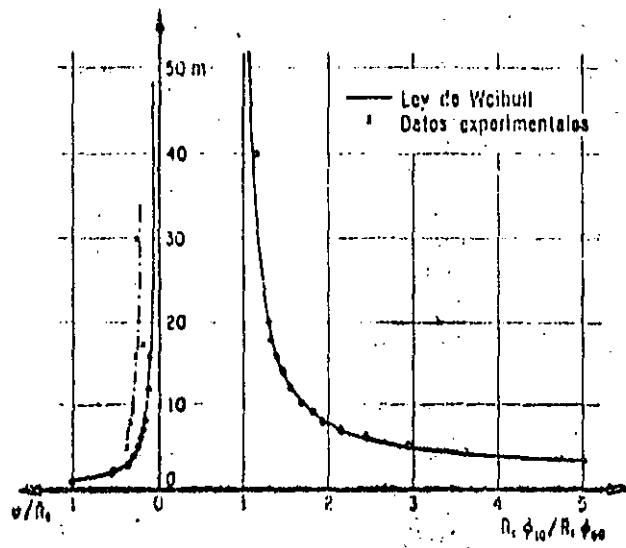


Fig 11.9 Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

PERFORACION DE TUNELES

MAQUINAS DE FRENTE CORTADOR INTEGRAL

MAQUINAS DE ATAQUE SELECTIVO

JORGE GAMBOA CH.

OCTUBRE, 1985



- PROCEDIMIENTOS MECANIZADOS DE TUNELEO
- MAQUINAS DE FRENTE. CORTADOR INTEGRAL. TOPOS

Entre los métodos modernos de tuneleo 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 rezaga.

El tamaño uniforme del material a extraer permite el diseño y uso de sistemas continuos de rezaga 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, tovas, 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 números 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 efectúa 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 sobre 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 cm.

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 (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 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, cualesquiera 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.-** Importancia de la separación entre ranuras.

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, hechas por los filos o botones de los cortadores en su viaje; este espaciamiento afecta la interacción entre las ranuras 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  $\frac{C}{Q} = K_c$  se le llama coeficiente de corte y la fuerza normal  $Q$  es igual aproximadamente al empuje total 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, sept. 75), determinó las variaciones de 4 parámetros como funciones de la separación entre líneas de corte en diferentes tipos de roca.

Los parámetros son:

- 1.- Energía específica. El trabajo realizado por la fuerza cortadora C entre volumen de material obtenido.
- 2.- Coeficiente de corte  $K_c$ , (definido antes).
- 3.- Peso de la rezaga obtenida.
- 4.- Profundidad de corte.

Para una separación determinada entre ranuras vecinas puede haber o no interacción en la producción de rezaga.

La mayor distancia a la cual esa interacción existe constituye el espaciamiento crítico; más allá de éste, las ranuras se comportan como independientes. Hay también un espaciamiento óptimo para el cual la producción de material es máxima y la energía específica mínima.

Las esquirlas producidas por la fractura entre ranuras con separaciones comprendidas en la región de interacción son mayores que las producidas por ranuras independientes y el volumen de rezaga también aumenta. Un incremento o disminución en el espaciamiento óptimo da como resultado una reducción en la eficiencia de corte medida por la energía específica y el peso de la rezaga obtenida.

El estudio se hizo en cuatro tipos diferentes de roca:

1.-	Mármol	con	730	kg/cm <sup>2</sup> .	de	esfuerzo	de	ruptura
2.-	Caliza	"	1100	"	"	"	"	"
3.-	Granito	"	1870	"	"	"	"	"
4.-	Cuarcita	"	2400	"	"	"	"	"

Un resumen de las características de corte se muestra en la tabla siguiente para las rocas estudiadas.

	Mármol	Caliza	Granito	Cuarcita
Espaciamiento óptimo, mm	16.41	19.51	11.66	9.83
Espaciamiento crítico, mm	27.08	39.93	20.30	18.75
Peso óptimo de rezaga gr/cm	1.124	1.519	0.713	0.408
Peso independiente de rezaga, gr/cm	0.678	0.493	0.315	0.166
Energía específica óptima en Kgcm/cm <sup>3</sup> , (Kg/cm <sup>2</sup> )	607.5	442.7	899.5	1050
Energía específica inde- pendiente en Kgcm/cm <sup>3</sup>	776.5	1141.5	1487.5	2015
Coefficiente de corte óp- timo Kco	0.086	0.090	0.079	0.061
Coefficiente de corte in- dependiente Kc	0.063	0.066	0.054	0.039

Si la máquina es operada en rocas muy duras o con espaciamientos entre ranuras mayores que el crítico, la velocidad de avance puede incrementarse aumentando el valor del empuje hacia adelante y sin embargo no alcanzar la condición óptima. En estas condiciones el valor del empuje está limitado por la resistencia de los cortadores. Una mejor solución es reducir el espacio entre líneas de corte.

A continuación se tiene la clasificación de rocas según Deere y Miller.

#### CLASIFICACION DE ROCAS (Deere y Miller)

CLASE	ESFUERZO DE RUPTURA Kg/cm <sup>2</sup> .	ROCA
A Muy alta resistencia	2250 o más	Cuarcita Diorita Granito
B Alta resistencia	1125 - 2250	Gneiss Basalto
C Media resistencia	550 - 1125	Caliza Mármol
D Baja resistencia	275 - 550	Arenisca Lutita
E Muy baja resistencia	275 o menos	Pizarra Limolita

Desde luego los valores de Kc se han establecido en rocas sanas con R.Q.D.  $\pm$  100 y para este tipo de formaciones se puede considerar, en lo relativo a la utilización de topos, 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/cm<sup>2</sup> y los 2200 Kg/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup>. 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/cm<sup>2</sup> son fácilmente atacables y en este tipo de materiales es en donde se han logrado los avances más espectaculares llegando a perforar más de 2 km. por mes.

Rocas clase E con esfuerzo de ruptura inferiores a los 275 Kg/cm<sup>2</sup> pueden presentar problemas para el ataque 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 la velocidad de 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.
- Qc = Fuerza normal por cortador (de un filo) en Kilo Newtons
- $\sigma_c$  = Esfuerzo de ruptura a la compresión simple en Mega Newtons entre mm<sup>2</sup>. (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/cm<sup>2</sup> 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:

$$a = 3.5 \frac{150}{58.8} = 8.93 \text{ mm/vuelta}$$

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 10 tons. sin aplastarse o romperse y esto sería la base para su selección.

Usando la misma fórmula para rocas de alta resistencia con  $\sigma_c = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2$  atacadas con un topo cuya cabeza gira a 10 RPM y cortadores con 60 Kn de capacidad (6 000 Kg.)

$$\sigma_c = 196 \text{ MPa}$$

$$a = 3.5 \frac{60}{196} = 1.07 \text{ mm/vuelta}$$

$$\text{avance por hora} = \frac{1.07 \times 10 \times 60}{1\,000} = 0.64 \text{ m/h}$$

Dependiendo del empuje máximo que puede proporcionar el topo sería el número de filos cortadores.

## ROCAS FRACTURADAS.

Hasta ahora se ha hablado de rocas sanas, sin embargo, en un gran número de túneles de roca se encuentra con diversos grados de fracturamiento, que influye decisivamente en el avance del topo.

Así, rocas de alta resistencia pero con un fracturamiento favorable pueden ser atacadas con buen éxito tanto desde el punto de vista de avances como económico.

Por el contrario rocas de resistencia media, fracturadas en tal forma que suelten bloques suficientemente grandes como para causar daños al sistema de cangilones, banda transportadora del topo y aun a cortadores u otras partes de la cabeza pueden convertirse en un material difícil de atacar. En estos casos se pueden mejorar los avances si en el extremo delantero del topo se coloca una rejilla adecuada, que detenga esos bloques, y a través de la cual pasen los cortadores.

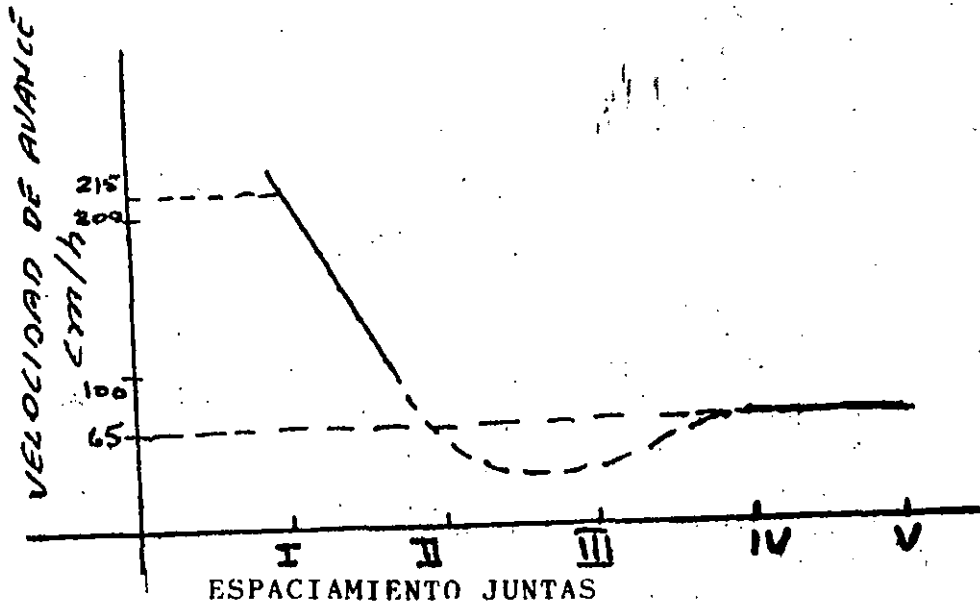
La tabla siguiente de Deere, da una terminología de acuerdo con el espaciamiento de las fracturas.

TABLA No. 2

TIPO	TERMINO	ESPACIAMIENTO JUNTAS
I	Muy cerrado	Menos de 5 cm.
II	Cerrado	5 cm. a 30 cm.
III	Moderadamente	30 cm. a 1.00 m.
IV	Abierto	1.00 a 3.00 m.
V	Muy abierto	Mayor a 3.00 m.

Los mejores avances se logran en formaciones foliadas del tipo I, o la parte baja de II. La orientación de la foliación tiene influencia en el avance del topo, más desfavorable cuando es más o menos paralela al eje de túnel e incrementándose a medida que aumenta el ángulo entre ambos. Aparentemente los mejores avances se tienen cuando el ángulo en cuestión anda por los 60°.

La gráfica siguiente, en donde se pone de manifiesto la gran importancia del grado de fracturamiento de una roca de alta resistencia en el avance, fue obtenida para misma máquina atacando rocas de esfuerzos de ruptura similares, # 2000 Kg/cm<sup>2</sup> pero grados de fracturamiento totalmente diferentes,



En rocas con fracturamiento favorable los cortadores duran más y en general la máquina sufre menos, ya que casi nunca es necesario emplear toda la capacidad de empuje.

Así pues una roca de alta y aún muy alta resistencia puede ser atacada con buen éxito si su R.Q.D. tiende a 0.

En ocasiones es necesario soportar el túnel en esta clase de terrenos. Cuando el soporte se requiere cerca de la frente normalmente se logra con anillos seccionados formados con perfiles cuyo peralte permita el paso de las patas de atraque retraídas durante el movimiento de acercamiento de la máquina hacia la frente, para empezar un nuevo ciclo.

Se puede también asegurar el terreno con anclas, malla metálica y otros de los métodos empleados en el sistema convencional.

En cualquier caso el revestimiento definitivo puede y resulta conveniente hacerlo inmediatamente después del paso del topo y consiste en dovelas, generalmente de concreto, colocadas por medio de un brazo erector.

## SISTEMAS DE APOYO

Para lograr buenos resultados los sistemas de apoyo deben estar acordes con las características de la máquina, naturaleza del terreno, avances máximos esperados etc.

Al diseñar los sistemas deben tomarse en cuenta también la ocurrencia de circunstancias o condiciones indeseables que hagan necesario, por ejemplo, el llevar equipos especiales a la frente por lo que debe haber un acceso rápido y fácil a través de la cabeza.

Como el cambio de cortadores puede ser frecuente es indispensable también el facilitar su remoción e instalación con aditamentos especialmente diseñados para este fin.

## REZAGA.

El sistema de rezaga más simple consiste en una banda transportadora larga, en la que descarga la del topo, soportada por una estructura bajo la cual pueden entrar las vagonetas que serán llenadas. Esta estructura es jalada por el topo durante su avance. El tren de vagonetas bajo la estructura va saliendo a medida que estas se llenan y se va cuando todas lo están, su lugar es ocupado por otro que entra en reversa y que ha estado esperando en laderos convenientemente situados de acuerdo con la longitud del túnel.

Si el túnel es de diámetro suficientemente grande es posible disponer de dos pisos con vagonetas y lograr una carga ininterrumpida.

El sistema de vías debe estar perfectamente hecho y mantenido para tener las menores pérdidas de tiempo en la extracción de la rezaga.

Los trenes también se utilizan para introducir diversos materiales hasta la frente como dovelas para recubrimiento, cortadores, elementos para la prolongación de líneas eléctricas, ventilación, agua, piezas para ademe, etc.

El movimiento de extracción de la rezaga se realiza por medio de un sistema de bandas transportadoras que se conectan a la máquina en la frente para su transporte al exterior.

## AGUA Y VENTILACION

Durante el ataque se produce, en la frente una gran cantidad de polvo. El topo tiene detrás de la cabeza giratoria una pantalla fija sellada contra las paredes del túnel que evita que este polvo salga libremente ya que es extraído por una tubería de succión que es parte del sistema del topo y pasado por un sistema de ciclones para precipitarlo. Agua, es enviada a la frente y ciclones para ayudar al control del polvo y además para enfriar el área de la frente, en la que se generan grandes cantidades de calor en el proceso de perforación.

La ventilación debe ser excelente y preferentemente la línea debe succionar entrando el aire fresco por el túnel en cantidad suficiente para mantener una temperatura adecuada en la zona de operación del topo. El movimiento de aire en túneles del orden de los 4 m. de diámetro puede ser de unos 25 000 P.C.M.

El suministro de agua es aquí mucho más importante que en el método convencional.

## ENERGIA

El suministro de energía hasta la frente se hace a voltajes elevados, de 4 000 a 10 000 voltios, por lo que para reducirlo al de los motores del topo, generalmente de 440 V, se hace necesario un transformador que también viaja arrastrado por el topo.

El mantenimiento de la máquina y sus sistemas debe ser cuidadosamente planeado y ejecutado rigurosamente ya que un paro en alguno de estos elementos significa un paro total.

## FACTORES DEL COSTO.

Es indispensable, en el curso de los trabajos el conocer la disponibilidad del topo, sus horas efectivas de ataque, avances y rendimientos.

Para este fin conviene el hacer algunas definiciones y establecer fórmulas que en forma sencilla las relacionen entre si.

Horas Programadas (H.P.) son las horas para las cuales el equipo tiene operadores y todo lo necesario en un periodo determinado, por ejemplo si hay 3 turnos diarios durante 6 días de la semana, las H.P. para este período serán 144.

Horas disponibles (H.D.) son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente de que se use o no, dentro de las H.D. El topo puede no estar disponible por reparaciones y mantenimiento, etc.



Horas trabajando (H.T.) son las horas en que el equipo, en su totalidad o parte de el se encuentra trabajando es decir atacando, alineandose, moviendo rezaga etc., el equipo disponible puede no estar trabajando por causas tales como falta de energía, de materiales, de personal clave etc.

Horas atacando (H.A.) son las horas en que el topo avanza y el material, producto de la perforación, fluye por las bandas transportadoras.

Con lo que se tiene lo siguiente:

$\frac{H.D.}{H.P.} \times 100$  Porcentaje de disponibilidad del topo.

$\frac{H.T.}{H.D.} \times 100$  Porcentaje de eficiencia de la administración de la obra.

$\frac{H.A.}{H.T.} \times 100$  Porcentaje de eficiencia de la superintendencia de la obra.

El rendimiento se obtiene con el cociente del avance medido entre H.A.

El producto  $100 \frac{H.A.}{H.P.} \cdot \frac{H.T.}{H.D.} \cdot \frac{H.A.}{H.T.} = \frac{H.A.}{H.P.} \cdot 100$

da el porcentaje de ataque efectivo de la máquina.

Una distribución de tiempos podría ser la siguiente:

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

En los apéndices se detalla y amplía el uso de los conceptos arriba definidos.

## EVALUACION DE LOS TOPOS

Entre las principales características de un topo se tienen el empuje axial, la potencia en la cabeza giratoria y la velocidad angular.

El empuje axial y el desplazamiento de los cortadores por medio de la cabeza giratoria, inducen en los filos fuerzas cortadoras. La suma de estas fuerzas por sus distancias al centro de rotación componen el par de torsión T.

Si la estructura de la cabeza es suficientemente rígida se tiene que las fuerzas cortadoras C son aproximadamente iguales y en consecuencia:

$$T = \sum_1^n C r_n = C \sum_1^n r_n$$

en donde  $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$  son distancias de C al centro de giro

Es decir que el par de torsión es función del empuje E.

Por otra parte, la potencia requerida es igual al par de torsión por la velocidad angular.

$$P = TN$$

Hay topes con velocidad angular constante que varía de 1 a 2 R.P.M. en máquinas grandes hasta más o menos 12 R.P.M. en máquinas pequeñas. Los hay que tienen 2 velocidades y también de velocidades variables, estos últimos son los más convenientes ya que pueden, con la misma potencia, intercambiar valor del par de torsión por la velocidad angular y escoger la combinación más conveniente en cada tramo de túnel.

Mellor y Hawkes desarrollaron una serie de gráficas con valores obtenidos de la observación del comportamiento de un gran número de máquinas americanas y europeas. Estas gráficas relacionan el diámetro de la cabeza con el empuje, la potencia y el par de torsión así como también las tasas de corte y de trabajo y el esfuerzo de ruptura de una roca con el consumo específico de energía.

Las gráficas anexas, numeradas del 1 al 5 permiten establecer si las características de un topo determinado corresponden a las que tienen los que se encuentran en operación.

En el caso de la gráfica 4 que relaciona la tasa de trabajo en Kg-m/min. con la tasa de corte en m<sup>3</sup>/min., la primera se determina partiendo de la potencia media desarrollada por el tiempo (en este caso un minuto) y la segunda es el producto del área de la sección por el avance en ese mismo tiempo. 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 esto es a la energía empleada para excavar un volumen unitario de roca, así que:

$$C.E.E. = \frac{\text{Tasa de trabajo}}{\text{Tasa de corte}} = \frac{\text{Kg-m/min.}}{\text{min. m}^3} = \text{Kg/m}^2.$$

Las diagonales corresponden a consumos específicos de energía de  $5 \times 10^5$ ,  $5 \times 10^6$  y  $5 \times 10^7$  Kg/m<sup>2</sup>. Los puntos tienden a agruparse en la línea de los  $5 \times 10^6$  Kg/m<sup>2</sup>

En la gráfica 5 se compara el consumo específico de energía en Kg/cm<sup>2</sup> con el esfuerzo de ruptura de la roca, a la compresión simple, en las mismas unidades. Las líneas diagonales corresponden a un índice adimensional dado por el cociente del consumo específico de energía Ne entre el esfuerzo de ruptura.

A continuación se darán los resultados de dos experiencias en México con el empleo de topos.

### 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 tons.
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 Kg-m.
Nos. CORTADORES	23 Pza.

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 como 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  $E = 254\ 000\ \text{Kg}$ ;  $D = 3.66$

$E = K_e \cdot D^2$  de donde:

$$K_e = \frac{E}{D^2} = \frac{254\ 000}{3.66^2} = 18\ 961\ \text{Kg/m}^2.$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1.

b).- Potencia nominal en la cabeza.

$$P = 375 \text{ H.P.} \quad D = 3.66 \text{ m.}$$

$$K_p = \frac{P}{D^2} = \frac{375}{3.66^2} = 28 \text{ H.P./m}^2.$$

Punto en la gráfica 2.

c).- Par de torsión nominal en la cabeza.

$$T = 25\,000 \text{ Kg-m.}$$

$$D = 3.66 \text{ m.}$$

$$K = \frac{T}{D^{2.3}} = \frac{25\,000}{3.66^{2.3}} = 1265 \text{ Kg/m}^{1.3}.$$

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 Kg/cm., 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 ton.  |
| 4.- | Equipo fuera de disponibilidad en % del tiempo programado.    | 55 %      |
| 5.- | Pérdida de tiempo por falta de materiales, personal, energía. | 13 %      |

- 15
- 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 de tungsteno.
- b).- 103 cortadores Jarva de disco endurecido.
- c).- 36 cortadores Reed con botones 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:

$$P = \sqrt{3} \ V \ A$$

En donde:

- P = Potencia en watts  
 V = Voltios  
 A = Amperes

$$A = \frac{P}{\sqrt{3}V} = \frac{93\,250}{\sqrt{3} \times 440} = 122.5 \text{ amps.}$$

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 una 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 kg-m. realizado en un minuto.

Recordando que:

$$\begin{aligned} 1 \text{ watt} &= 1 \text{ julio/seg.} = 1 \text{ newton metro/seg.} \\ &= \frac{1}{9.81} \text{ Kg-m/seg.} \end{aligned}$$

El trabajo efectuado en 1 minuto vale:

$$W = 194\,336 \times \frac{60}{9.81} \text{ seg.} = 1\,183\,599 \text{ Kg-m/min.}$$

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 Kg/cm<sup>2</sup>. es:

$$W_c = \frac{1\,188\,599 \times 100 \text{ Kg-cm/min.}}{113\,976 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 1043 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Kg-cm/cm}^3)$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con = 1800 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$\frac{We}{G_c} = \frac{1043}{1800} = 0.58$$

Siendo este topo de velocidad angular constante, como son la mayoría, el par de torsión es función únicamente de la potencia, ya que:

$$P = T \gamma$$

En donde:

T = Par de torsión

$\gamma$  = Vel. ang. en rad/seg.

En este caso:

$$T = \frac{P}{\gamma} = \frac{194\,336}{9.81} \times \frac{60 \text{ seg.}}{2\pi \times 10.7} = 17679 \text{ Kg-m.}$$

Un topo 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 Ks/cm<sup>2</sup>, 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 <sup>2</sup> )  | 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 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 duración promedio de 170 h. y 369 m. teniendo todavía un 20 % de vida, así que:

$$\text{Vida probable} \frac{170}{0.80} = 212 \text{ h.}$$

$$\text{Metros probales} = 460 \text{ m.}$$

## Caso B

## CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA

## Potencia aplicada

Como antes se vió, la demanda de un 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:

$$P = 115 \text{ amps.} \times 440 \text{ volts} \times \sqrt{3} \times 3 = 262 \ 925 \text{ watts.}$$

$$P = \frac{262 \ 925}{746} = 352 \text{ H.P.}$$

El trabajo realizado en 1 minuto:

$$W = 262 \ 925 \times \frac{60}{9.81} = 1608104 \text{ Kg-m/min.}$$

Y a la velocidad de corte de 2.17 m/h. el volumen excavado en 1 minuto.

$$\text{Vol.} = \frac{3.66^2}{4} \times \frac{2.17}{60} = 0.3805 \text{ m}^3/\text{min.}$$

Valores que permiten localizar el punto correspondiente en la gráfica 4.

El consumo específico de energía en Kg/cm<sup>2</sup>., es:

$$W_e = \frac{1608104 \times 100}{380500} = 422.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Kg-cm/cm}^3)$$

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.

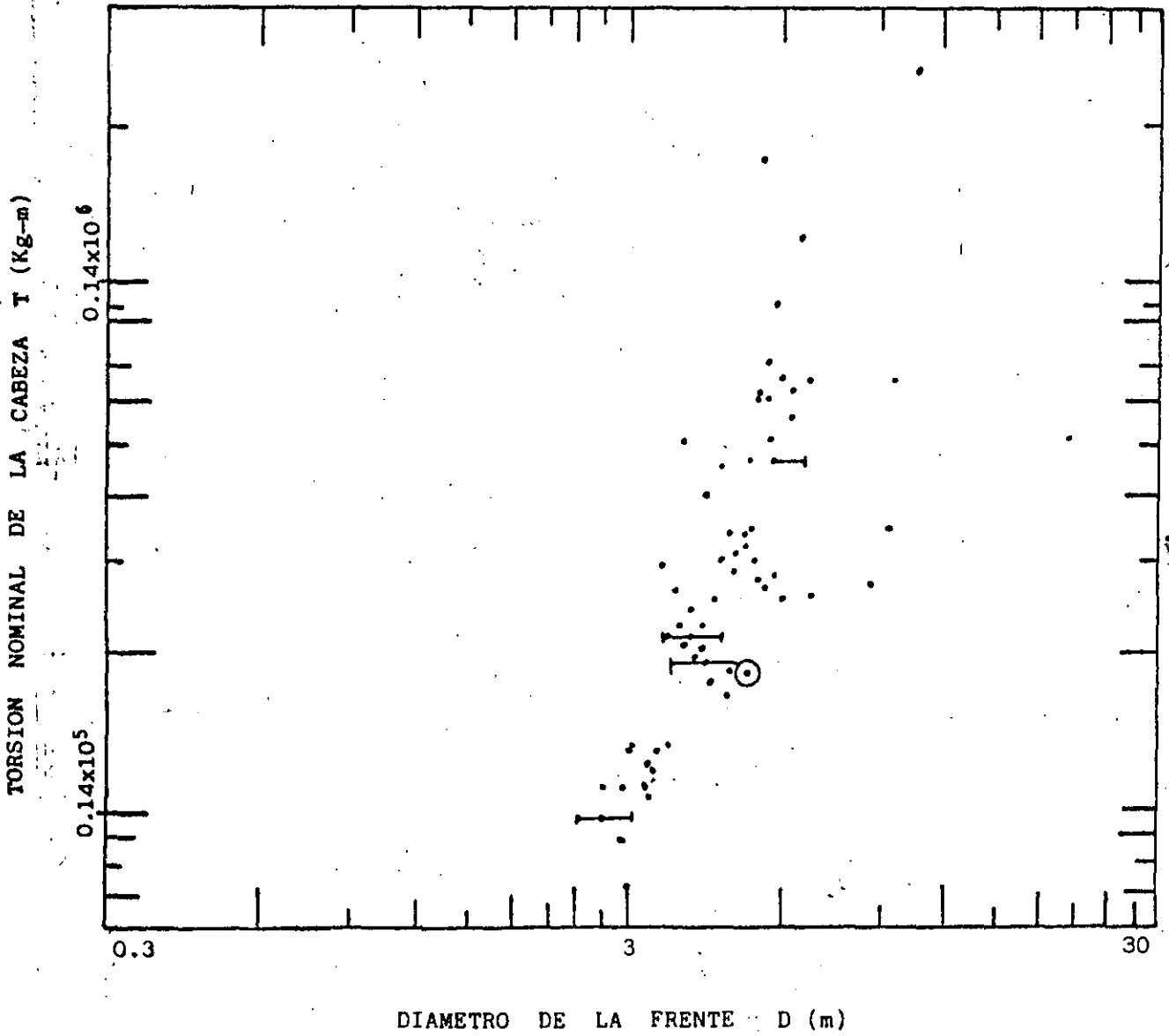


# GRAFICA 3

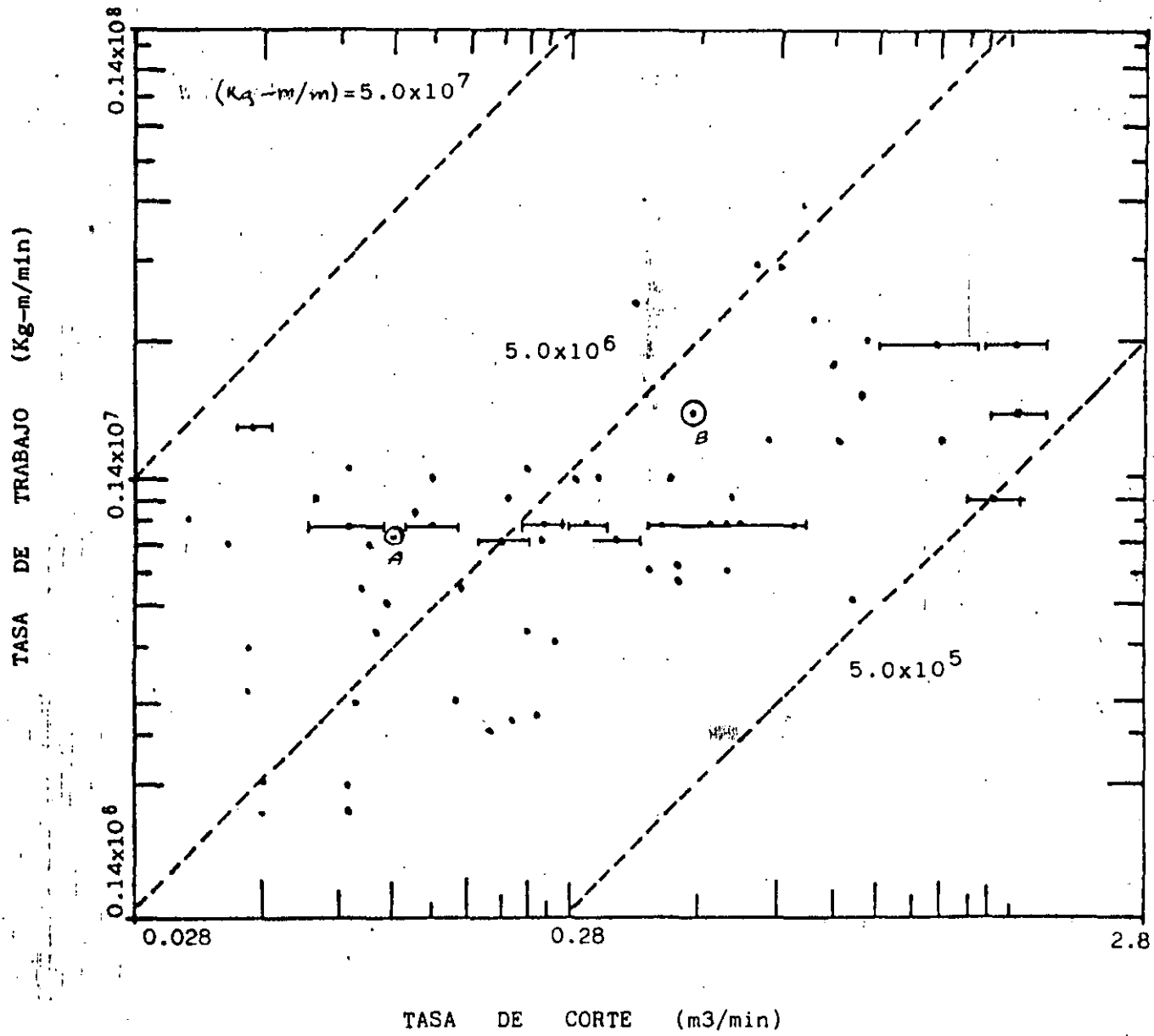
$$T = K T D^{2.3}$$

T en Kg.m

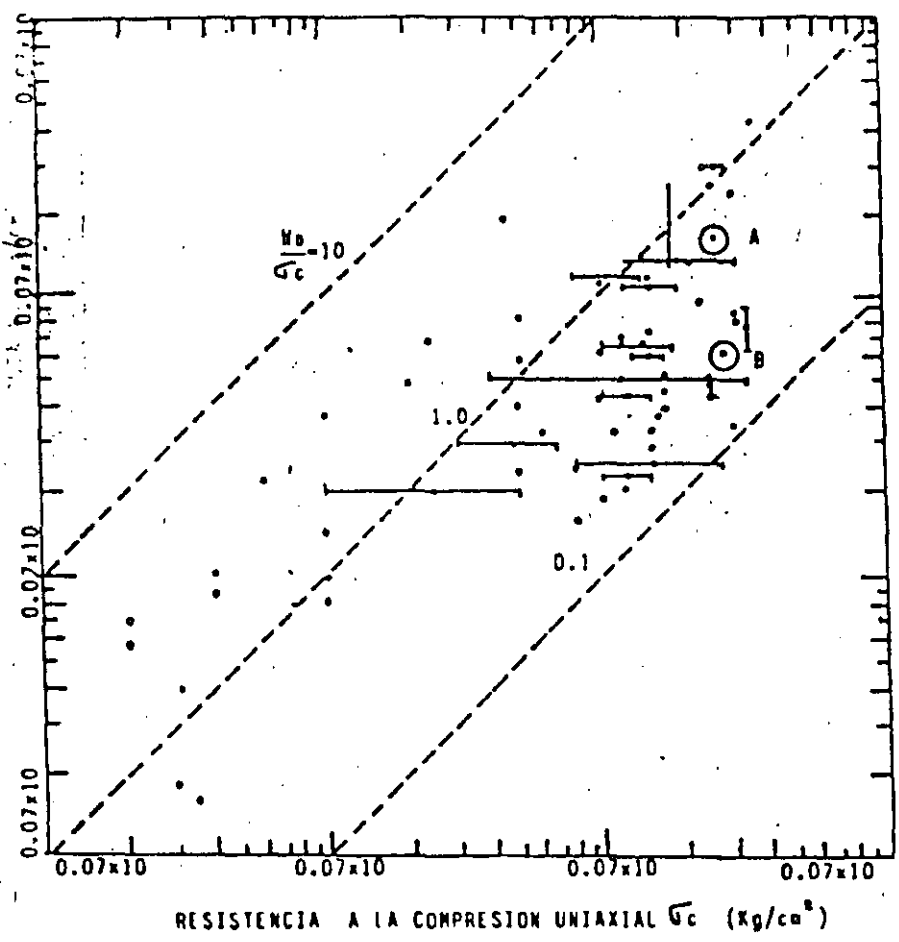
D en m.



# GRAFICA 4

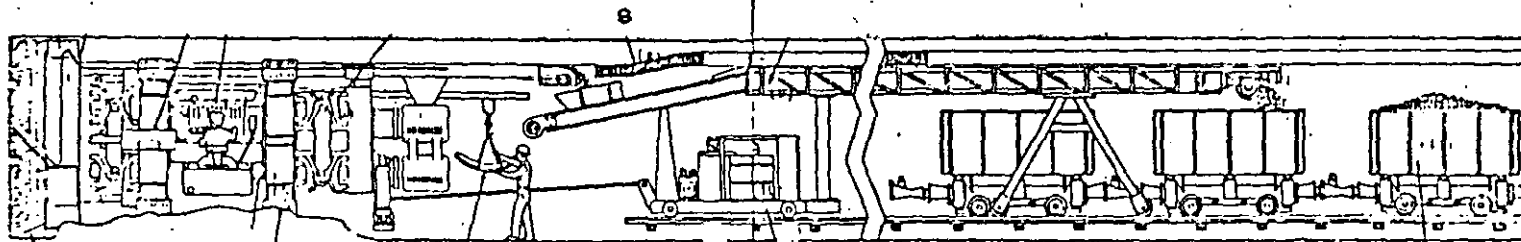


CONSUMO ESPECIFICO DE ENERGIA  $W_e$  (kg/cm<sup>3</sup>)



GRAFICA 5

CORTE ESQUEMATICO LONGITUDINAL.



1. Toma de la resaca.
2. Cilindros de empuje.
3. Tablero de controles hidráulicos.
4. Motor de la bomba hidráulica.
5. Catos hidráulicos de atraque.
6. Brazos de tensión.
7. Patas de soporte.
8. Conducto de la supresión de polvo.
9. Banda Resagadora.
10. Equipo auxiliar.
11. Vagoneta.
12. Cengilón.
13. Cortadoras.

FIG. 10

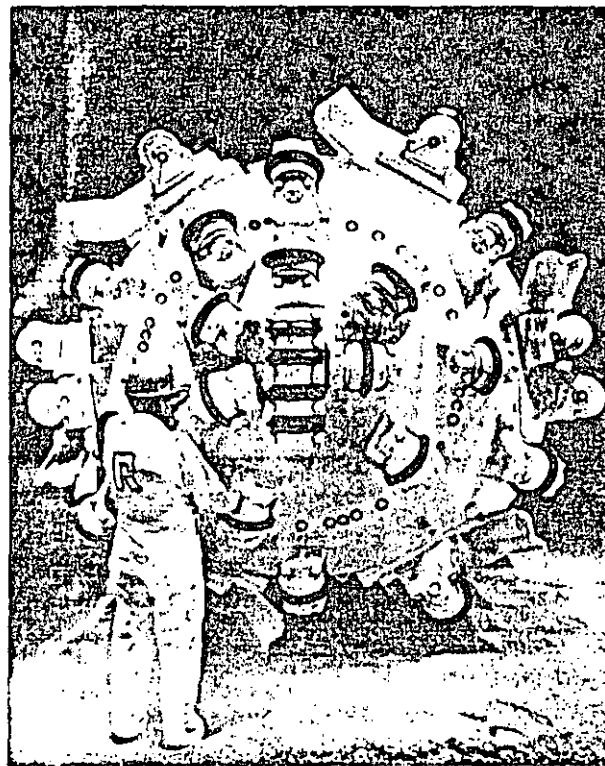
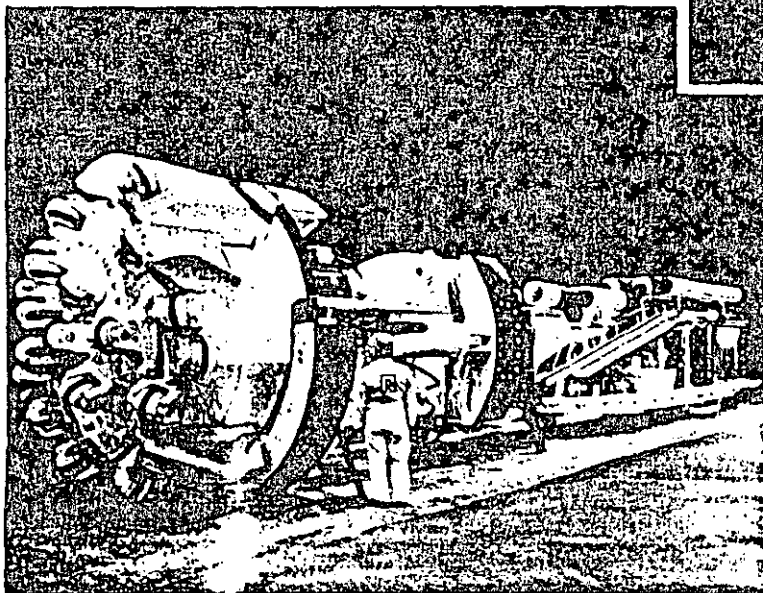
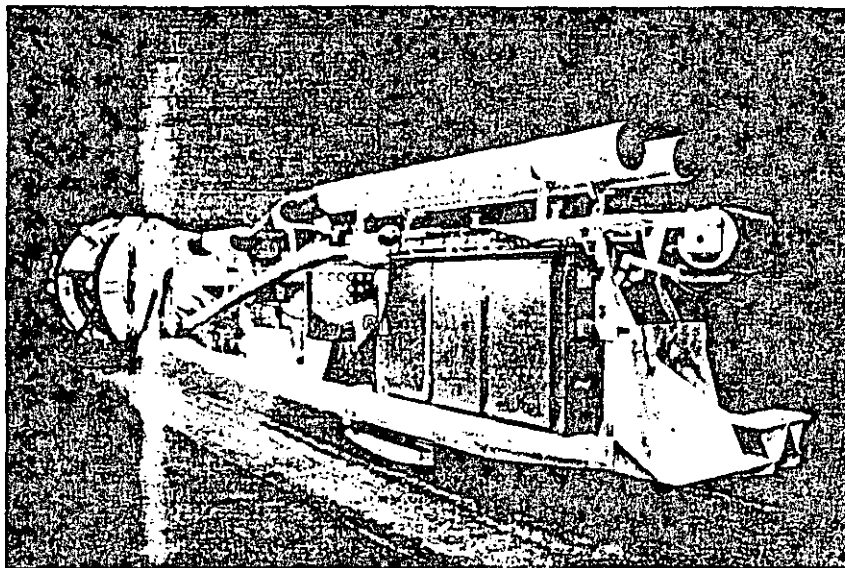
model

**114-163**

# Robbins Tunnel Machine



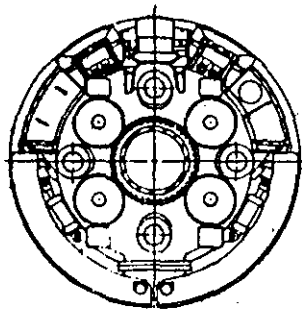
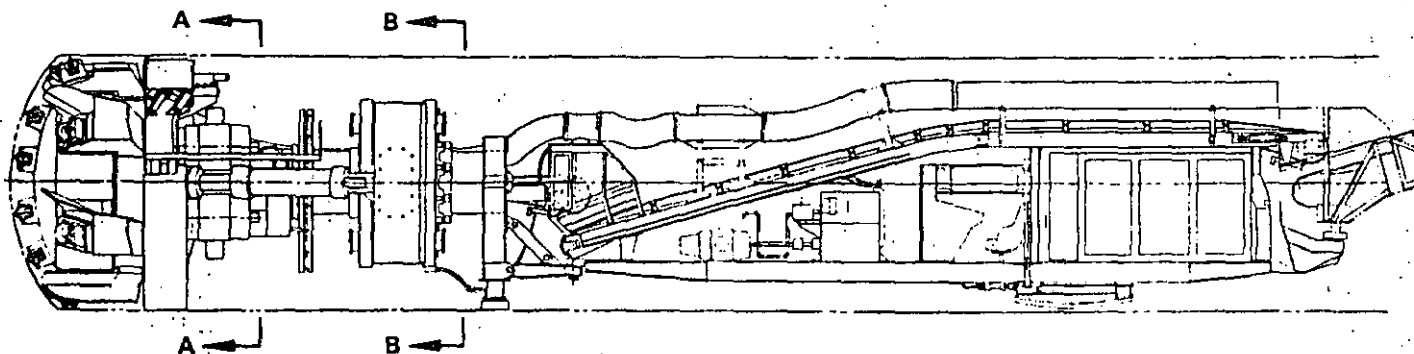
**ROTARY ROCK BORER  
DIAMETER 11 ft (3,35 m)**



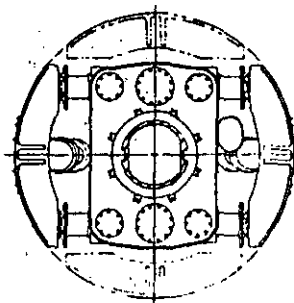
## Project Information:

LOCATION  
MATERIAL  
COMPRESSION  
SUPPORT  
TUNNEL LENGTH

Libanon Gold Mine / South Africa  
Quartzite  
18-30 ksi (1260-2100 kg/cm<sup>2</sup>)  
Rock Bolts and Mush or Ring Beams  
Mine Development



SECTION A-A



SECTION B-B

## Specifications:

TYPE	Rotary Rock Borer
DIAMETER	11.0 ft. (3,35 m)
HORSEPOWER	500
THRUST	1,120,000 lb. (508,000 kilos)
WEIGHT	70 tons (63,5 metric tons)
CUTTERS	28 Discs

## Features:

1. Heavy domed cutterhead for rigid, stable running head:

2. Multiple electric motors linked to speed reducers, all driving on a common ring gear, provide a rugged, efficient cutterhead drive system.

Pressure-lubricated double sealed anti-friction main bearing absorbs high cutterhead loads.

4. Robbins high-capacity disc cutters for high penetration rates in hard rock and maximum cutter life.

5. Hydraulically loaded roof shield for immediate, temporary crown support.

6. Full floating gripper system permits steering during the boring cycle. Gripper shoes operate in horizontal plane in normal operation and in vertical plane when passing previously bored turn out.

7. Regripping cycle is less than two minutes.

8. Mechanically positioned side supports stabilize cutting head and assist in steering through short radius curves.

9. Full contact bottom and side supports leave a clean invert.

10. Low pressure hydraulic system for long component life, low heat generation.

# 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.- (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 6 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.

**HORAS 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.

**HORAS TRABAJANDO.- (M.T.)** son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando.

**HORAS 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.

$\Delta L$  .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

$\Delta t$  .- Incremento de tiempo empleado en el avance  $\Delta L$

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$  .- 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, sendos Inspectores determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades anotadas.

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:

$$WD' = WP - \sum A$$

$$\alpha' = \frac{WD'}{WP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no estar trabajando por las causas enseguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- 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 planeación 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:

$$W.T. = W.D. - \sum B$$

$$\beta = \frac{WT}{WD} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

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

$$\gamma = \frac{WA}{WT} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice  $\gamma$  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  $\alpha, \beta, \gamma$  <sup>IT</sup> en periodos 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 si 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 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  $\Delta t$  (col. 2) y  $\Delta L$  (col. 3) y estas sumas se pondrán en el renglón C, el tiempo horas y decimales 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.- FE, FP, VT
- GRUPO C.- AT, CD, I, VA,

Periodicamente se comparará el avance acumulado con el cadenciamiento 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 H.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, 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 sirve 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 cadenamientos de entrada y salida, así como los metros avanzados. Además se tiene una columna para observaciones.

Control de Obra  
Est. Inicial \_\_\_\_\_  
Est. Final \_\_\_\_\_

Tunel No. \_\_\_\_\_

Fecha \_\_\_\_\_  
Turno \_\_\_\_\_

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	$\Delta t$	$\Delta l$ ó Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
(a)						
(c)	$\Sigma$					
(d)	$\Sigma$ Acum.					

$$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{Max.} =$$

Muestra No. \_\_\_\_\_

$$\left(\frac{\Delta L}{\Delta t}\right)_{Min.} =$$

Muestra No. \_\_\_\_\_

INSPECTOR \_\_\_\_\_

# SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

## GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

### CONTROL DE OBRA

Forma No. 2

TUNEL No. \_\_\_\_\_  
 EST. INICIAL \_\_\_\_\_  
 EST. FINAL \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_  
 TURNO \_\_\_\_\_

(1)	(2)	(3)	(4) COLOCACION DOVELAS			(7) MOVIMIENTO TRENES			(10) INSTALACIONES			(13) V A R I O S			(16)
Hora	At	Evento	Hora	At	Al	Hora	At	No. Vag.	Hora	At	Evento	Hora	At	Evento	OBSERVACIONES

- (c)  $\xi$  ( HP - HD )
- (d)  $\xi_{Ac}$  ( HPa - HDa )
- (e)  $\xi$  ( Hp' - Hd' )
- (f)  $\xi_{Ac}$  ( Hp'ac - Hd'ac )
- (g)  $\xi$  ( HD - HT )
- (h)  $\xi_{Ac}$  ( HDac - HTac )
- (i)  $\xi$  ( HT - HA )
- (j)  $\xi_{Ac}$  ( HTAc - HAC )

HP = \_\_\_\_\_  
 HPa = \_\_\_\_\_

INSPECTOR.- \_\_\_\_\_

MAQUINAS DE ATAQUE SELECTIVO.  
ROZADORAS.

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

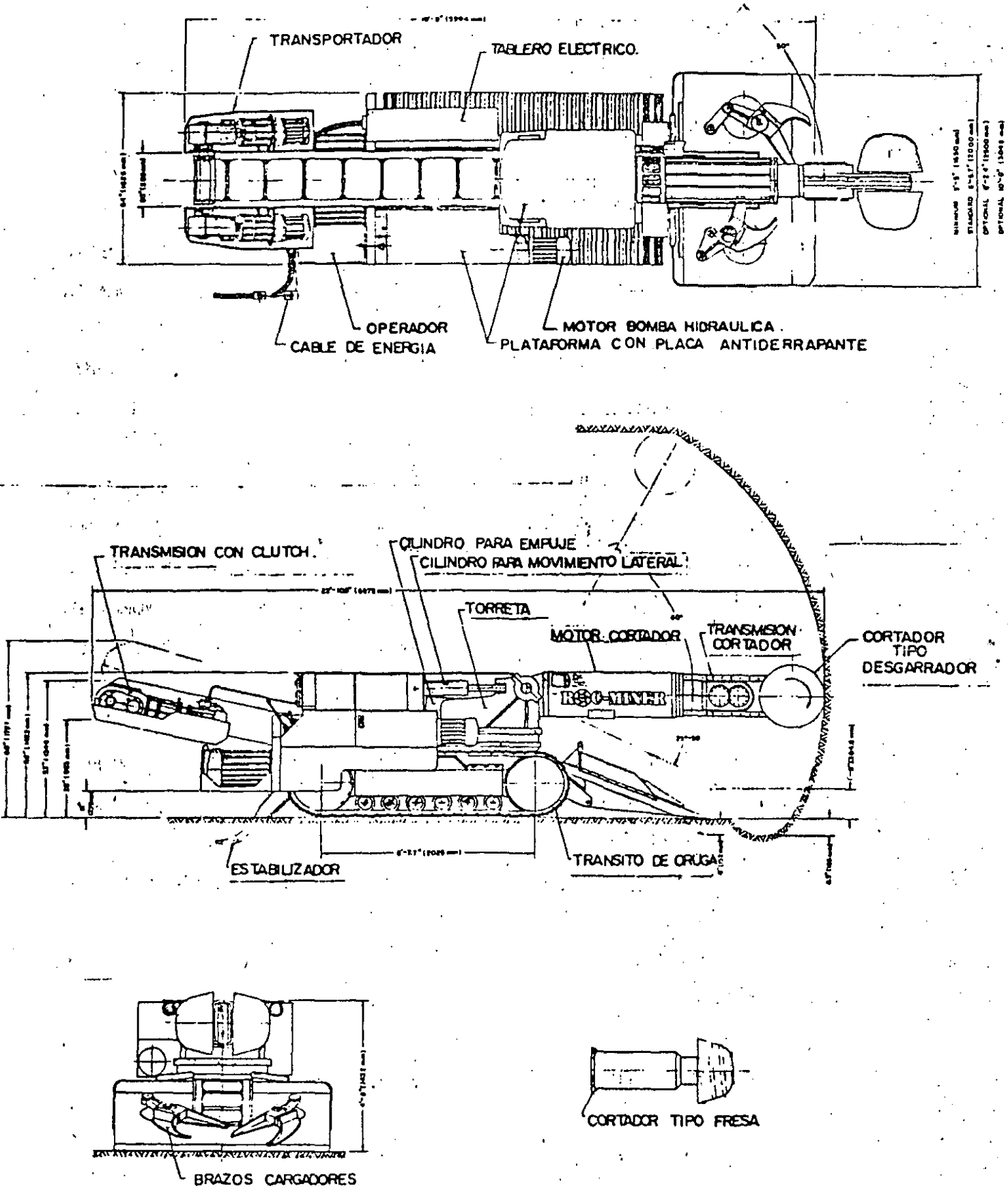
BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA EN DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA 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/CM<sup>2</sup>, 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/CM<sup>2</sup> - 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.



( FIG. 1 )

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 ESFUENZOS 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 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.

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

HO. 9 5

NOMBRE DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA		C.L.A.S.E.
			KW	HP	KW	HP	TON METRICA	TON CORTA	
#6-12 WIKEX HUNGARY	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	30	40	60.2	81	10.7	11.8	LIGERA
#6-A, ALPINE MINER HUNGARIAN LICENSE WEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	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 GERMANY	DESGARRA D'OR	TRANSPOR- TADOR DE CADENA	45	60	52.5	70	6	6.6	LIGERA

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	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 MINO 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

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TABLA

HOJA 7

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA TON METRICA   TON CORTA		CLASE
			KW	HP	KW	HP			
MOBILE EXCAVATOR MIMCO 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- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100 ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	225	300	450	600	80	88	SUPER PESADA

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TABLA Nº 1

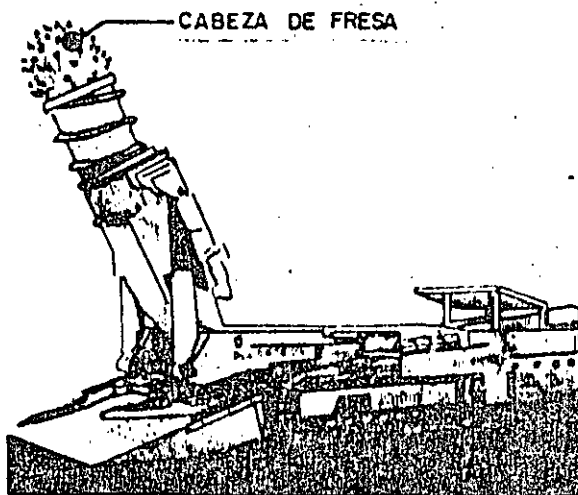
HOJA Nº 8

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			
TB. 600, TWIN BOOM MINER DOSCO U.K.	DOS CABE- ZAS FRESA	BRAZOS RE- COGEDORES	2 X190	2 X225	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	19.8	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 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

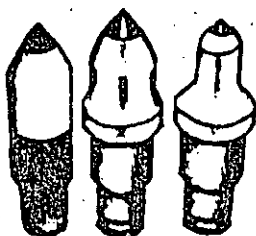
DEL TRANSITO PUEDEN UTILIZARSE PARA EFECTUAR EL ATAQUE. ADEMAS, UN 80% -  
DE LAS ESQUIRLAS SON ARROJADAS PRACTICAMENTE A LA CHAROLA Y DEJADAS A LA-  
BANDA TRANSPORTADORA.

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)

TANTO EL CORTADOR DE FRESA COMO EL DESCARRADOR, 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 FRETE 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)

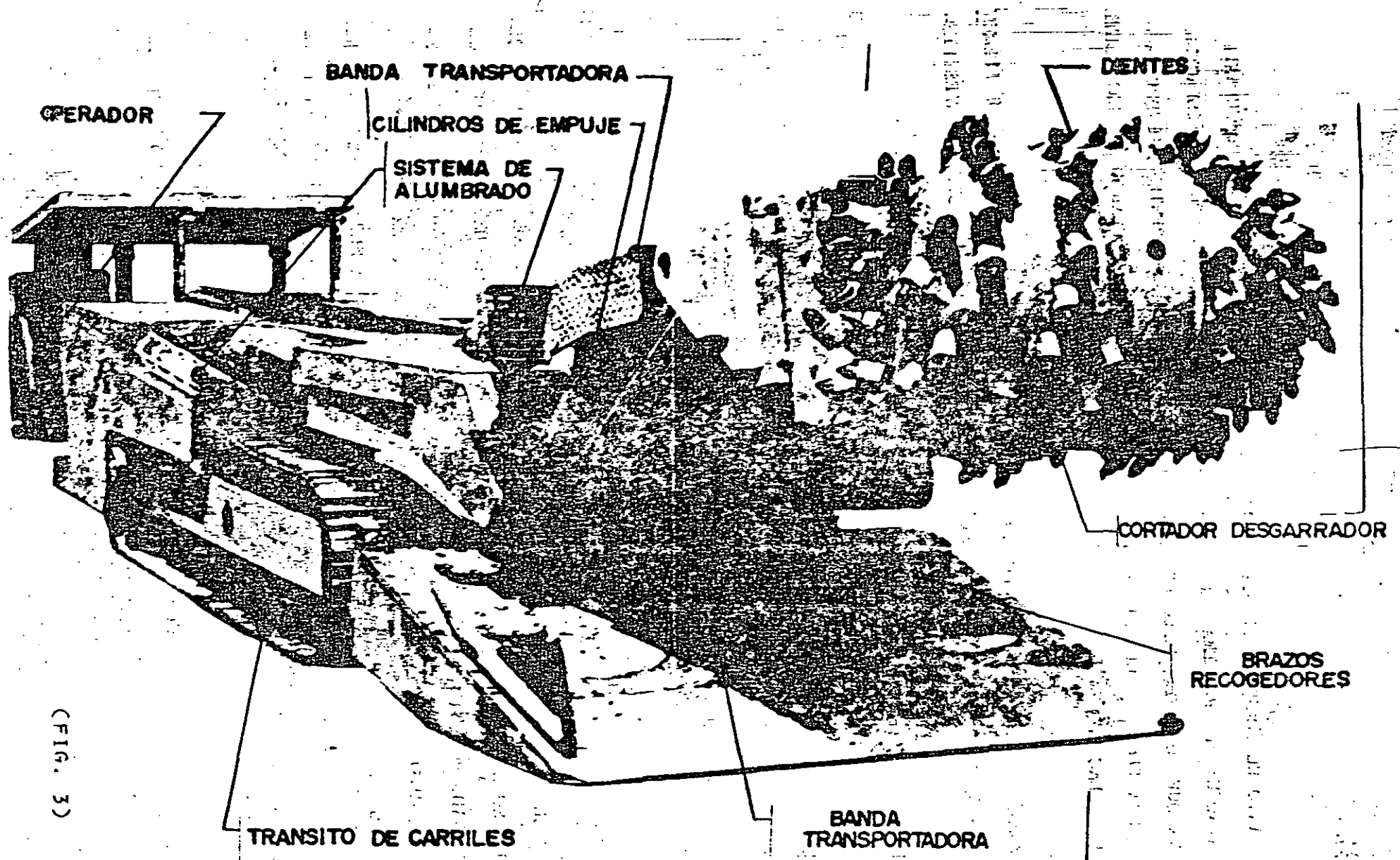


(FIG. 4)

EN EL CASO DEL DESCARRADOR EL CORTE ES PRODUCIDO POR LOS DIENTES AL INCLINAR SOBRE LA ROCA TENIENDOSE UNA FUERZA DEBILIA 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 FRETE Y LA PRODUCCION AUMENTA.





(FIG. 3)

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 DEPENDE EN FORMA IMPORTANTISIMA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DE LA FORMACION.

A CONTINUACION SE DAN CARACTERISTICAS DE UNA MAQUINA DE TIPO MEDIO:

TIPO CORTADOR	DESCARRADOR
POTENCIA MOTOR CORTADOR	160 K. W.
PESO DE LA MAQUINA	45 TONS
DIAMETRO DEL CORTADOR	940 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.

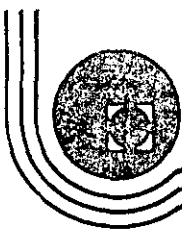
#### A P L I C A C I O N E S .-

EL EMPLEO DE ESTAS MAQUINAS SE HA LIMITADO, HASTA AHORA, A LA INDUSTRIA-MINERA, MUY ESPECIALMENTE EN LAS MINAS DE CARBON.

ALTOS HORNOS DE MEXICO, EMPLEA UN BUEN NUMERO DE ESTAS MAQUINAS EN SUS ESUS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS EN COAHUILA.

= BIBLIOGRAFIA =

- 1.- Cornejo A.L. "Las máquinas rozadoras en Túneles y Minas". Revista del CIC. No. 230
- 2.- Rad P.F. "Importance of groove spacing in tunnel boring machine operations". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Sept. 1975
- 3.- Rad and Olson "Interaction between disk-cutter grooves in rocks". Bureau of Mines. Report No. 881
- 4.- Romana M. Ponencia Congreso Tuneles. Madrid
- 5.- Wang F.D. y Ozdemir L. "Tunnel boring penetration rate and machine design". Transportation Research Record. No. 684
- 6.- Bulletin No. 12 of the International Association of Engineering Geology
- 7.- German - American Symposium of mining Technology. Vols. I y II, publicados por la Comisión de Fomento Minero.
- 8.- Reporte REC-ERC-74-7 Bureau of Reclamation.
- 9.- Revista Tunnels and Tunnelling. Números diversos.
- 10.- S.M.E. Mining Engineering Hand Book



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

EXAMPLES FOR DESIGN OF TUNNEL LININGS

Ing. Raúl Cuéllar Borja

SEPTIEMBRE, 1985

APPENDIX II  
EXAMPLES FOR DESIGN OF TUNNEL LININGS

H-1. Introduction. Five examples are presented which follow procedures outlined in Chapter 3 for designing tunnel linings.

H-2. Example No. 1, Reinforced Concrete Lining Design to Resist External Load. In this example, the lining is designed to resist the combined loading due to an external hydrostatic load equal to the reservoir head and an estimated rock load. The cross-section of the DeGray low-level outlet tunnel, shown in Figure H-1, is used for purposes of illustration.

carga  
V850

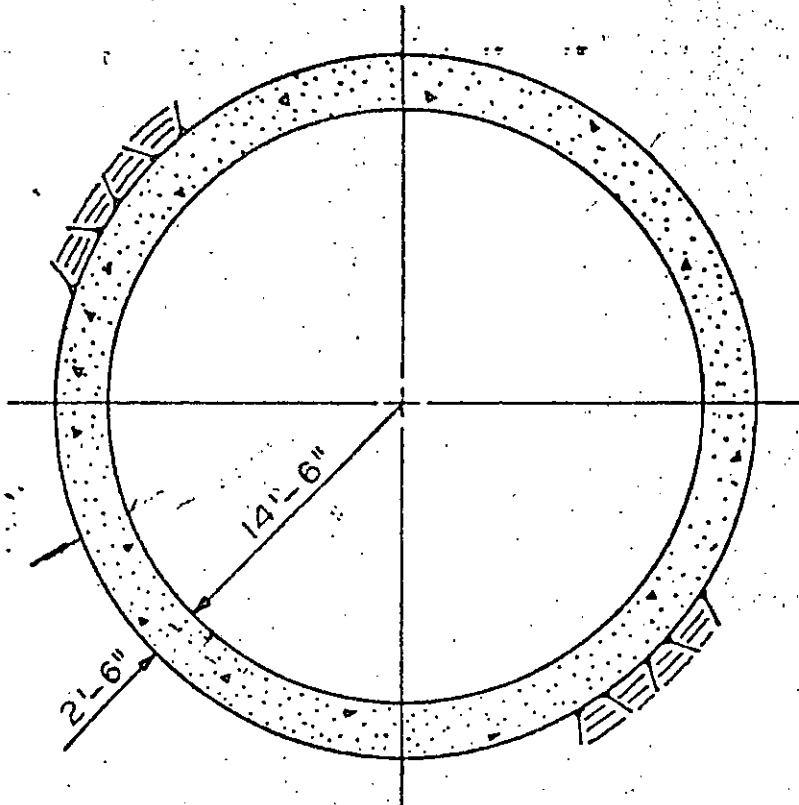


Figure H-1. Tunnel section.

Note that the concrete lining thickness is approximately consistent with the advice contained in the rule of thumb which states that "one inch of lining thickness be used for each foot of tunnel diameter (30 inches versus 29 feet outside diameter)."

a. The following information is given.

- (1) Use  $H_p = 15$  feet of rock for computing the active vertical rock load.

15 Sep 78

(2) Active horizontal rock load = 0. However, passive horizontal forces will develop due to deflection of the lining.

(3) Maximum possible reservoir head = 208 feet above the horizontal centerline of the tunnel.

(4) Initial rock support consists of W 12x36 circular steel set supports placed at four-foot centers (see Figure H-2).

(5) For reinforcing steel, use No. 9 bars at 12-inch centers in each direction on the inside face. The steel set supports are considered as steel reinforcement for the concrete at the outside face. (El acero de refuerzo considerado como refuerzo de superficie)

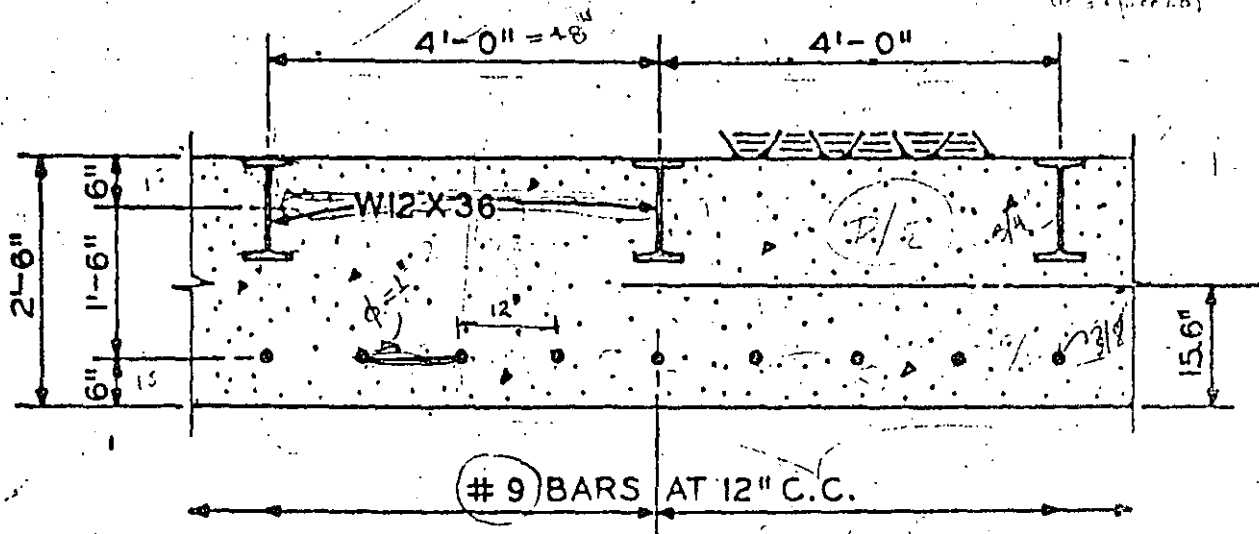


Figure H-2. Longitudinal section through lining.

b. Properties of the lining section and elements are computed below.

(1)  $A_s$  for W 12x36 =  $10.60 \text{ in}^2$  per 4 ft of tunnel length. Use one-inch diameter spreader holes; web thickness = 0.305 in. Deduct  $0.305 \text{ in}^2$  for spreader holes.

Therefore, for W 12x36,

$$A_s \text{ per inch of tunnel length} = \frac{10.60 - 0.305}{48} = 0.214 \text{ in}^2$$

For #9 bars at 12-inch centers,

$$A_s \text{ per inch of tunnel} = \frac{1 \text{ in}^2}{12} = 0.0833 \text{ in}^2$$

The lining will be under compression; therefore, use 2n times  $A_s$  as the equivalent area.

$$n = 9 \text{ for } f'_c = 3,000 \text{ lb/in}^2$$

Transformed area for W 12x36,

$$2nA_s = (2)(9)(0.214) = 3.85 \text{ in}^2/\text{in}$$

For #9 bars,

$$2nA_s = (18)(0.0833) = 1.5 \text{ in}^2/\text{in}$$

(2) Locate neutral axis.

Member	Area, in <sup>2</sup>	Arm, in	Moment, in <sup>3</sup>
W 12x36	3.85	24	92.45
#9 bar	1.50	6	9.00
concrete	30.00	15	450.00
	<u>35.35</u>		<u>551.45</u>

$$\text{N.A.} = \frac{\text{Moment}}{\text{Area}} = \frac{551.45}{35.35} = 15.60 \text{ in}$$

$$y = \frac{A_c d}{A}$$

(3)  $I_{C.G.}$  = moment of inertia about the center of gravity,  $I_t$  = moment of inertia of transformed section, and  $d$  = distance.

Member	Area, in <sup>2</sup>	Distance, in	$Ad^2$ , in <sup>4</sup>	$I_{C.G.}$ , in <sup>4</sup>
W 12x36	3.85	8.4	271.7	0
#9 bars	1.5	9.6	138.2	0
concrete	<u>30.0</u>	.6	<u>10.8</u>	<u>2250.0</u>
			<u>420.7</u>	<u>2250.0</u>

$$I_t = I_{C.G.} + Ad^2 = 2250.0 + 420.7 = 2670.7 \text{ in}^4$$

c. Computations follow for the case where horizontal loads are assumed equal to zero. Refer to Figures H-3 and 3-10.

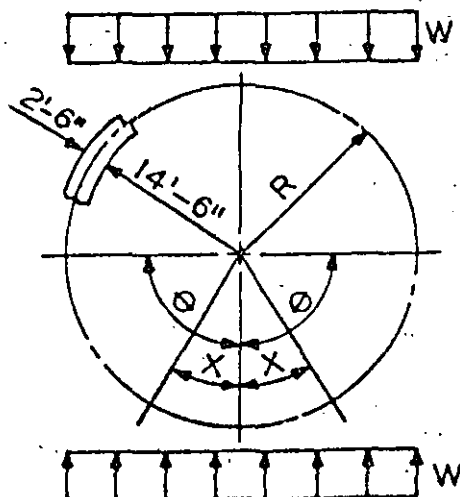


Figure H-3. Horizontal load equals zero.

15 Sep 78

Assume rock weighs 165 lb/ft<sup>3</sup> and that it is submerged. H<sub>p</sub> = 15 feet. Therefore, taking into account the hydrostatic load,

$$w = \frac{15 \text{ ft} (165 - 62.4) \text{ lb/ft}^3}{144 \text{ in}^2/\text{ft}^2} = 10.69 \text{ lb/in}^2, \text{ or}$$

$$w = 10.69 \text{ lb/in when tunnel section length} = 1 \text{ in}$$

$$R = 14.5 + 1/2(2.5) = 15.75 \text{ ft} = 189 \text{ in}$$

With the use of Equation 3-13, maximum moment (M) occurs at crown, invert and springline.

$$M = 0.25 wR^2 \text{ when } X = 0, 180^\circ$$

$$M = -0.25 wR^2 \text{ when } X = 90^\circ$$

$$M = \pm (0.25)(10.69)(189)^2 = \pm 95,464 \text{ in-lb}$$

Due to the loading condition, the vertical axis will tend to shorten while the horizontal axis will tend to elongate. Therefore, maximum compressive stress will be at the inside face at the springline. For this condition, c = 15.6 in (see Figure H-2) and stress due to bending is:

*distance  
above  
section*

$$f_c = \frac{Mc}{I_t} = \frac{(95,464)(15.6)}{2670.7} = 557.6 \text{ lb/in}^2, \text{ compression}$$

At the crown inside face, f<sub>c</sub> = 557.6 lb/in<sup>2</sup>, tension.

d. <sup>above</sup> A less conservative approach is justified because the surrounding rock medium would tend to limit deflections of the lining. In this example, rock consists of layered beds of shale and limestone.

(1) The value for modulus of deformation (E<sub>d</sub>) of the rock mass is taken equal to 66,500 lb/in<sup>2</sup>. The foundation modulus (k) is computed with the use of Equation 3-21 with ν<sub>r</sub> = 0.25 and R<sub>2</sub> = 17.75 ft = 213 in (assume 9-inch overbreak).

*con ayuda de*

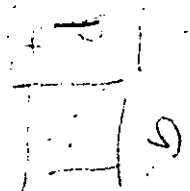
$$k = \frac{E_d}{R_2(1 + \nu_r)} = \frac{66,500}{213(1.25)} = 250 \text{ lb/in}^3$$

Maximum moment occurs at the crown and is computed with the use of Equations 3-17 and 3-19.

$$E = 57,000 \sqrt{f'_c} = 57,000 \sqrt{3,000} = 3,122,000 \text{ lb/in}^2$$

$$I = I_t = 2,670.7 \text{ in}^4$$

$$b = 1 \text{ in}$$





$k = 250 \text{ lb/in}^3$

$R = 189 \text{ in}$

$w = 10.69 \text{ lb/in}$

$m = \frac{EI}{bkR^4} = \frac{(3,122,000)(2670.7)}{(1)(250)(189)^4} = 0.02614 \quad (3-17)$

$M_{\max} = wR^2 \left[ 0.25 - \frac{0.014}{m+0.06416} \right] = 0.095 wR^2 \quad (3-18)$

$M_{\max} = 36,276 \text{ in-lb, at the crown.}$

Since the ring deflects to cause a shortening of the vertical diameter, the inside face at the crown is in tension.

$f_c = \frac{Mc}{I_t}$ , where  $M = M_{\max}$ ,  $c = 15.6$

$f_c = \frac{(36,276)(15.6)}{2670.7} = 212 \text{ lb/in}^2$  tension at inside extreme fiber

Likewise, the outside face at the crown is in compression. From Figure H-2,  $c = 14.4 \text{ in}$ .

$f_c = \frac{(36,276)(14.4)}{2670.7} = 196 \text{ lb/in}^2$  compression at outside extreme fiber

It should be noted that a large reduction in the bending moment results when the reaction of the medium is taken into account.

(2) For purposes of illustration, values are tabulated below which show the effect of varying the foundation modulus if the tunnel of this example was constructed in different rock types. As shown in the table, little decrease is shown in the values for moment or stress when the foundation modulus ( $k$ ) increases above 3,000  $\text{lb/in}^3$  (or modulus of deformation ( $E_d$ ) increases above 800,000  $\text{lb/in}^2$ ).

Table H-1. Effect of Varying the Foundation Modulus,

$E_d, 10^6 \text{ lb/in}^2$ (Given)	$k, \text{ lb/in}^3$ (Eq. 3-21)	$M_{\max}/wR^2$ (Eq. 3-19)	$M_{\max}, \text{ in-lb}$ (Eq. 3-19)	$f_c$ at crown, $\text{lb/in}^2$ (Eq. 3-22)	
				Inner Face	Outer Face
0.066	250	0.095	36,276	+ 212	- 196
0.133	500	0.069	26,348	+ 154	- 142
0.399	1,500	0.046	17,565	+ 103	- 95
0.798	3,000	0.039	14,892	+ 87	- 80
1.065	4,000	0.037	14,128	+ 83	- 76
1.331	5,000	0.036	13,746	+ 80	- 74
2.662	10,000	0.034	12,983	+ 76	- 70

NOTE: Under  $f_c$ , (+) = tension, (-) = compression

15 Sep 78

(3) Axial stress due to rock load is compressive and is determined with Equation 3-23.

$$f_w = \frac{wR_2}{R_2 - R_1}, \text{ where } R_2 = 204 \text{ in, } R_1 = 174 \text{ in} \quad (3-23)$$

$$f_w = \frac{(10.69)(204)}{30} = 73 \text{ lb/in}^2$$

(4) Compressive stresses due to external hydrostatic pressure are now computed. At the outer surface, use Equation 3-8.

$$R_2 = 204 \text{ in} = r, R_1 = 174 \text{ in, } p = 208 \text{ ft head} = 90.13 \text{ lb/in}^2$$

$$f_c = \frac{-pR_2^2(R_1^2 + r^2)}{r^2(R_2^2 - R_1^2)} = -571 \text{ lb/in}^2 \quad (3-8)$$

Maximum stress is at the inner surface by Equation 3-9.

$$f_c = \frac{-2pR_2^2}{R_2^2 - R_1^2} = -662 \text{ lb/in}^2 \quad (3-9)$$

(5) The lining should now be designed to resist stresses due to water and rock loads applied separately and also due to combined loading. In this example, only the combined loading is considered. Figure H-4 shows the magnitude of stress across the tunnel section at the springline where stress will be maximum. A conservative approach is taken by setting the springline moment equal (but opposite in direction) to the crown moment.

(6) Stress in the reinforcing steel of each face can now be computed. Let  $f_{co}$  = combined stress in concrete at any point and  $f_s$  = steel stress.

$$f_{co}, \text{ at inner face reinforcing steel} = 947 - \frac{6}{30} (947 - 448) = 847 \text{ lb/in}^2$$

$$f_s, \text{ inside face steel} = f_{co}(2n) = (847)(18) = 15,246 \text{ lb/in}^2$$

$$f_{co}, \text{ at outer face reinforcing steel} = 448 + \frac{6}{30} (947 - 448) = 548 \text{ lb/in}^2$$

$$f_s, \text{ outside face steel} = 18 f_{co} = (18)(548) = 9864 \text{ lb/in}^2$$

(7) A similar analysis can be conducted if an active horizontal load is applied in addition to the vertical rock load. In this case,

15 Sep 78

only the excess of vertical load over horizontal load is considered for computing bending stresses. The remainder is then treated as a hydrostatic load.

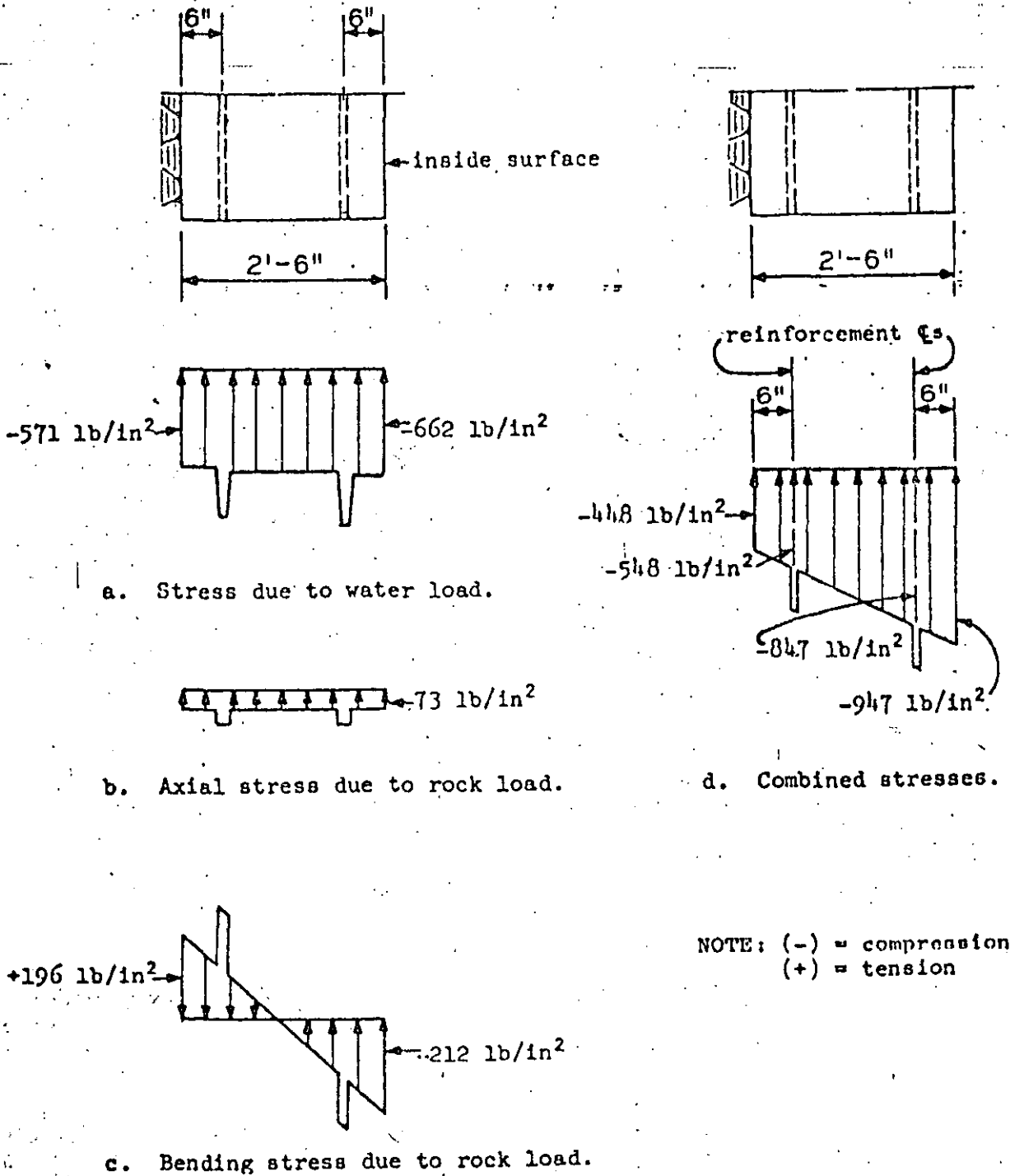


Figure H-4. Separate and combined stresses due to rock and water load.

15 Sep 78

H-3. Example No. 2, Reinforced Concrete Tunnel, Steel Lined. In this example, analysis is made of a steel-lined tunnel subjected to internal and external hydrostatic pressure. Only the steel lining and concrete reinforcement are utilized to resist internal pressure. The surrounding rock is not utilized in the analysis to resist a portion of the internal pressure. The cross-section of the tunnel is as shown in Figure H-1, except that the tunnel is lined with steel plate. The longitudinal section shown in Figure H-5 is representative of the steel-lined DeGray tunnel and is used in this example.

(no utiliza la ayuda de rock)

$$f_w = 0.8 f_y$$

$$f_w = 0.5 f_u$$

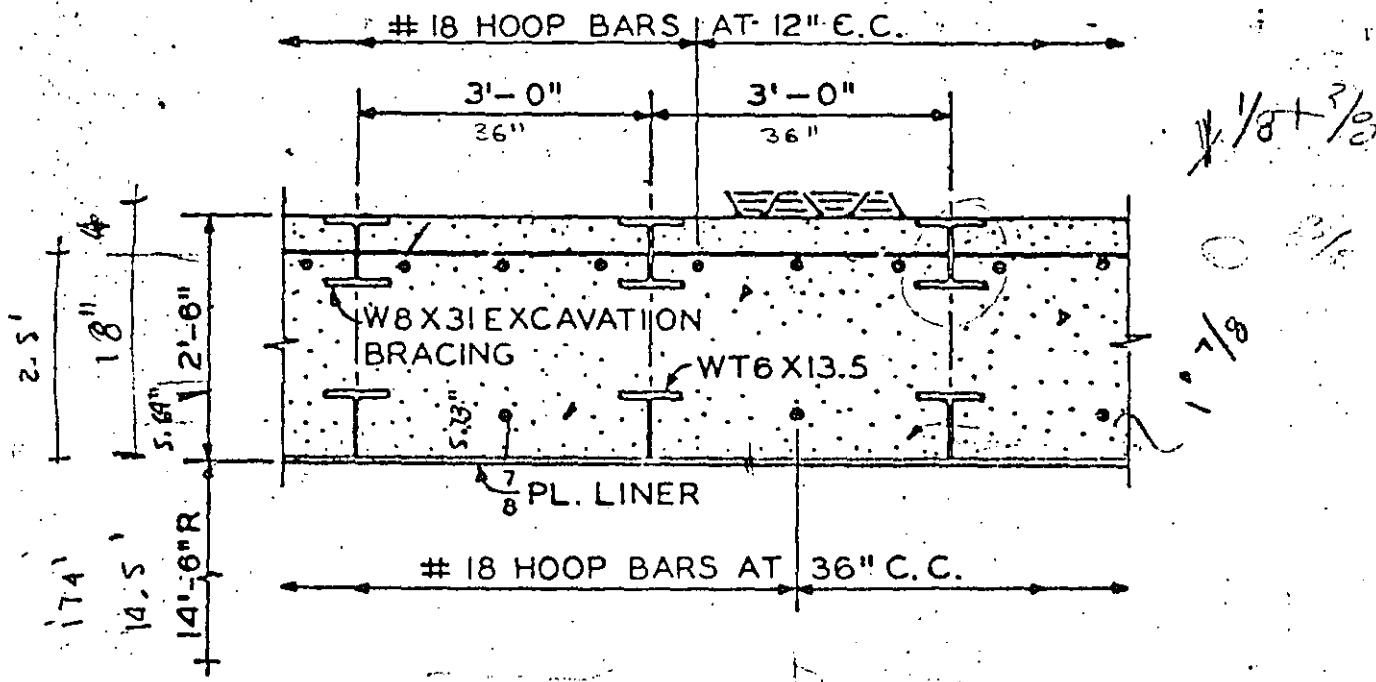


Figure H-5. Lining section.

a. Design for Internal Pressure. The internal pressure due to reservoir head plus water hammer is given as 125 lb/in<sup>2</sup>. The steel lining and the concrete reinforcement are considered to act independently and also together.

(1) Steel Lining Acting Independently. The allowable liner stress is taken at 80 percent of yield strength and 50 percent of ultimate, whichever is less. Use ASTM A516-67, Grade 60, Firebox Quality Steel, yield strength = 32,000 lb/in<sup>2</sup>, ultimate tensile strength = 60,000 lb/in<sup>2</sup>.

$$0.80(32,000) < 0.50(60,000)$$

$$25600 < 30,000$$

15 Sep 79

$$t = \frac{PR_1}{f_s}$$

(3-25)

$$t = \frac{(125)(14.5 \times 12)}{(0.80)(32,000)} = 0.85 \text{ in}$$

$$7/8 \text{ plate} = 0.875 \text{ in} > 0.85 \text{ in}$$

Use Equation 3-26 to check for minimum handling and erection thickness required.

$$t_{\min} = \frac{D + 20}{400}, \quad D = 29 \times 12 = 348 \text{ in} \quad (3-26)$$

$$t_{\min} = \frac{368}{400} = 0.92 \text{ in} \quad \dots \quad 0.92 > 0.85$$

Although  $0.875 < t_{\min}$ , the 7/8-inch thick plate can be stiffened to allow satisfactory handling and erection. Therefore, use 7/8-inch thick plate.

(2) Reinforcing Steel Acting Independently. When considered acting alone, the reinforcement is designed to resist the full internal pressure. The allowable stress is taken equal to the yield strength of the steel. In this case, reinforcement consists of steel set supports with a yield strength of  $36,000 \text{ lb/in}^2$  and intermediate grade reinforcing bars with a yield strength of  $40,000 \text{ lb/in}^2$ . The lesser yield strength of  $36,000 \text{ lb/in}^2$  controls the design.

(a) Equation 3-27 is used to compute the required area ( $A_s$ ) of reinforcing steel. Assuming an overbreak of nine inches,  $R_2 = 12(14.5 + 2.5) + 9 = 213$  inches.

*Sobreexcavación 9"*

$$A_s/\text{in} = \frac{PR_2}{f_s} = \frac{125(213)}{36,000} = 0.74 \text{ in}^2/\text{in} \quad \text{acero de refuerzo requerido} \quad (3-27)$$

(b). Determine steel area from Figure H-5. Also locate the neutral axis of reinforcement for later use. Assume an area reduction of  $0.36 \text{ in}^2$  due to spreader holes drilled in the steel set supports. Therefore, area of  $W 8 \times 31 = 9.12 - 0.36 = 8.76 \text{ in}^2$ .

Member	Area, $\text{in}^2$	Arm, in	Moment of Area, $\text{in}^3$
W 8x31	8.76	200	1752.0
WT 6x13.5	3.97	179.64	713.2
#18 bars (1 Ea)	4.00	179.73	718.9
#18 bars (3 Ea)	12.00	198.37	2380.4
	28.73		5564.5

$$A_s = 28.73 \text{ in}^2 / 36 \text{ in} = 0.80 \text{ in}^2/\text{in}$$

This is satisfactory, since a minimum requirement of  $0.74 \text{ in}^2/\text{in}$  was calculated above.

15 Sep 78

Also, from the above tabulation,

$$\text{C.G. of reinforcing} = \frac{5564.5 \text{ in}^3}{28.73 \text{ in}^2} = 193.68 \text{ in}$$

(3) Liner and Reinforcement Acting Together. The allowable stresses are limited to 50 percent of the respective yield strengths of the liner plate and reinforcement. Using the notation given for use with Equations 3-32 and 3-33, the following values are available from previous computations or from Figure H-5.

$$R_l = 14.5 \times 12 = 174 \text{ in}$$

$$v_s = 0.3$$

$$t = 0.875 \text{ in}$$

$$E_s = 30 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$$

$$R_r = 193.7 \text{ in}$$

$$A_s = 0.80 \text{ in}^2$$

$$L = 193.68 - (14.5)(12) - 0.875 = 18.805 \text{ in}$$

$$v_c = 0.15$$

$$P = 125 \text{ lb/in}^2$$

$$E_c = 3 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$$

$$\frac{P_l R_l^2 (1 - v_s^2)}{t E_s} = \frac{P_r R_r^2}{A_s E_s} - \frac{P_r L (1 - v_c^2)}{E_c} \quad (3-32)$$

$$\Delta Q \quad \frac{P_l (174)^2 (1 - 0.09)}{0.875 (30 \times 10^6)} = \frac{P_r (193.7)^2}{0.80 (30 \times 10^6)} - \frac{P_r (18.805) (1 - 0.0225)}{3 \times 10^6}$$

$$P_r = 0.674 P_l$$

$$\text{Also, } P_r = P - P_l \quad (3-33)$$

$$1.674 P_l = 125$$

$P_l = 74.67 \text{ lb/in}^2 =$  portion of internal pressure resisted by steel liner

$P_r = 125 - 74.67 = 50.33 \text{ lb/in}^2 =$  portion of internal pressure resisted by reinforcing

15 Sep 78

Use Equation 3-25 with  $R_1 = R_2 = 174$  inches to determine stresses.

$$\text{In steel plate, } f_s = \frac{P_L R_L}{t}$$

$$f_s = \frac{74.67(174)}{0.875} = 14,849 \text{ lb/in}^2$$

$$14,849 < 0.50(32,000)$$

$$\text{In reinforcing, } f_s = \frac{P_R R_L}{0.875}$$

$$f_s = \frac{50.33(174)}{0.80} = 10,946 \text{ lb/in}^2$$

$$10,946 < 0.50(36,000)$$

b. Design for External Pressure. Assume the concrete tunnel lining is cracked and that forces are transmitted to the steel liner due to water or grouting pressures.

(1) Critical pressure for elastic buckling is found from,

$$p' = \frac{0.807 E_S t^2}{L_1 R_1} \sqrt[4]{\left(\frac{1}{1 - \nu_S^2}\right)^3 \frac{t^2}{R_1^2}} \quad (3-42)$$

Try stiffeners spaced at 36-inch centers or  $L_1 = 36''$ .

$$p' = \frac{0.807(30 \times 10^6)(0.875)^2}{36(174)} \sqrt[4]{\left[\frac{1}{1 - (.3)^2}\right]^3 \frac{(0.875)^2}{(174)^2}}$$

$$p' = (2959.1)(0.07611) = 225.2 \text{ lb/in}^2$$

Maximum external pressure is assumed as 40 lb/in<sup>2</sup> due to grouting pressure. Therefore, a factor of safety of 2 is exceeded.

factor de seguridad de 2

(2) Find anchor reactive force or the force ( $P_a$ ) required per inch of stiffener to keep the cylinder circular.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1 - \nu_S)^2}{R_1^2 t^2}} \quad (3-44)$$

$$\beta = \frac{1.2854}{\sqrt{R_1 t}} = \frac{1.2854}{\sqrt{(174)(0.875)}} = 0.10417 \quad (3-45)$$

$$2\alpha = 8L_1 \beta = 0.10417(36) = 3.75 \text{ radians, and} \quad (3-46)$$

15 Sep 78

$$P_{ro} = 0.893 P_r = 21.10 \text{ lb/in}^2$$

$$P_l = 3.397 P_r = 80.27 \text{ lb/in}^2$$

c. Stresses in liner plate and reinforcing steel can now be checked. For liner,

$$f_s = \frac{P_l R_l}{t} = \frac{(80.27)(174)}{0.875} = 15,962 \text{ lb/in}^2$$

Stress in liner is less than 0.5 its yield strength. For reinforcing,

$$f_s = \frac{P_r R_l}{A_s} = \frac{23.63(174)}{0.35} = 11,747 \text{ lb/in}^2 < f_s = \frac{P_r R_a}{A_s}$$

Stress in reinforcing is less than 0.5 its yield strength.

d. Rock cover over tunnel should be sufficient to resist  $P_{ro}$ . Assume rock weighs  $165 \text{ lb/ft}^3$  or 1 foot of rock height =  $1.15 \text{ lb/in}^2$ .

$$\text{Height of rock cover required} = \frac{20.10}{1.15} = 17.48 \text{ ft.}$$

H-5. Example No. 4, Design of Intersection Reinforcement to Resist Internal Pressure. Intersections in pressure tunnels require heavy reinforcement to resist internal pressure at the junction. Extra strength may be provided either through the use of a heavy steel collar or by providing a thickened reinforced concrete section. In this example, reinforced concrete will be used to strengthen the intersection. The intersection under consideration is shown in Figure H-9.

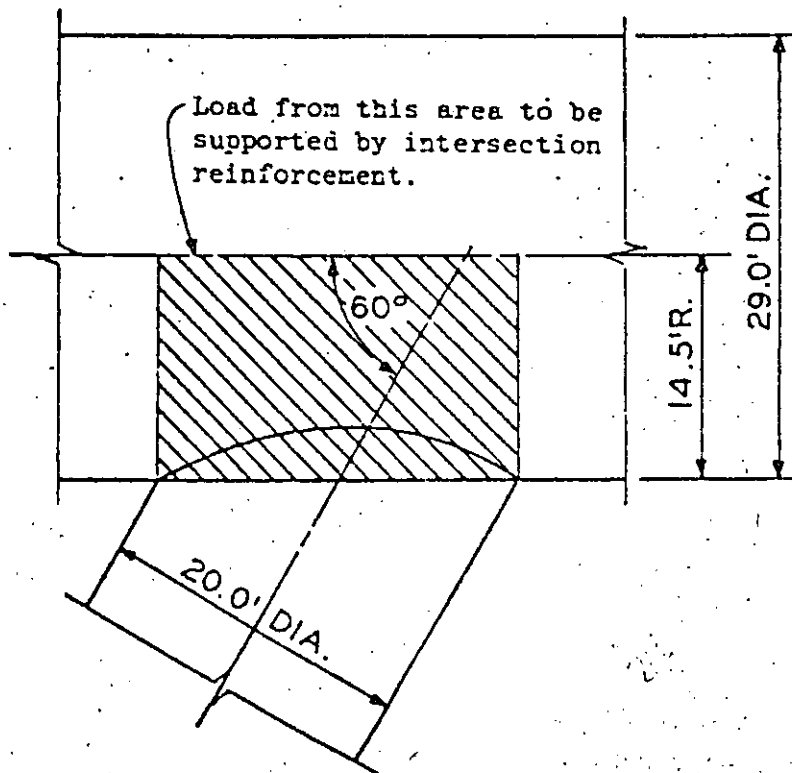


Figure H-9. Un supported area at intersection.

796.32



a. Design Method. Normally intersections contain steel set supports placed as initial rock support. The steel supports may be used as part of the steel reinforcement to resist internal pressure. In this example, it will be assumed that steel set supports were placed as shown in Figure I-15. The simplified approach discussed in paragraph 3-8c(4) will be used. This is considered as acceptable since the ratio of the small to the large diameter (20/29) is less than 0.7 and the intersection angle is 60 degrees. The reinforced concrete ring girder is shown in Figure H-10.

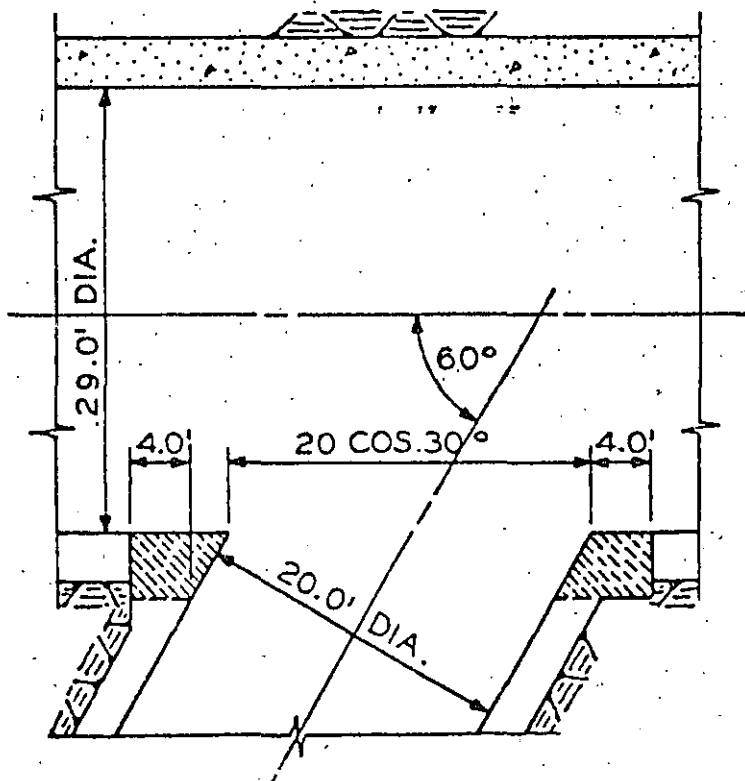


Figure H-10. Reinforced intersection.

b. Computations.

(1) Internal pressure (P) is given as 130 lb/in<sup>2</sup>. This includes water hammer in addition to full reservoir head. The uniform vertical load on the girder is determined from,

$$W_1 = PR_B, \text{ where } R_B = 14.5 \text{ ft.} \quad (3-52)$$

$$W_1 = 130(14.5)(12) = 22,620 \text{ lb/in}$$

Horizontal uniform load can be determined from,

15 Sep 78

$$W_2 = 1/2 W_1 = 11,310 \text{ lb/in} \quad (3-53)$$

(2) Assume that the cross-sectional thickness of the concrete girder is 5.2 feet at the springline and 6.0 feet at the crown and invert. For design purposes, assume the girder has an average thickness of  $1/2 (5.2 + 6.0) = 5.6$  feet.

(3) Assume inside diameter of ring girder (for design purposes) =  $20 \cos 30^\circ = 23.1$  feet; see Figure H-10. Outside diameter of girder, then, equals  $23.1 \text{ feet} + 2(5.6) \text{ feet} = 34.30$  feet.

(4) Moments and thrusts are now computed with the use of Figure 3-24 and the equations given below. Springline moment is computed with Equation 3-69. From the assumptions and information given above, the following values are given for terms in the equation. For computing moment, use only the difference between vertical and horizontal loading.

$$W_2 - W_1 = 22,620 - 11,310 = 11,310 \text{ lb/in}$$

$$R_1 = 1/2 (23.2) = 11.55 \text{ ft} = 138.6 \text{ in}$$

$$Y = 1/2 (5.6) = 2.8 \text{ ft} = 33.6 \text{ in}$$

$$M_2 = \frac{R_1(W_2 - W_1)}{4} (R_1 + 2Y) \quad (3-69)$$

$$M_2 = \frac{(138.6)(11,310)}{4} (138.6 + 67.2) = 80,651,270 \text{ in-lb}$$

This moment causes tension at the inside face at the springline.

For computing thrust at the springline, use  $W_1 = 22,620$  lb. Since the horizontal radius to the pressure surface = 138.6 inches,

$$T = 22,620 (138.6) = 3,135,132 \text{ lb, tension}$$

$$\text{Eccentricity} = \frac{80,651,270}{3,135,132} = 25.72 \text{ in}$$

For computing the crown and invert moments, use Equation 3-70. With  $\cos \theta = 0$  at  $\theta = \pm 90^\circ$ , the equation is rewritten as:

$$M = \frac{W_1 R_1}{4} (R_1 + 2Y) - W_1 R_1 (R_1 + Y) + \frac{W_1 R_1^2}{2} \quad (3-70)$$

$$M = \frac{W_1 R_1}{4} (R_1 + 2Y) - \frac{W_1 R_1 (R_1 + 2Y)}{2}$$

$$M = \frac{-W_1 R_1 (R_1 + 2Y)}{2} = -80,651,270 \text{ in-lb}$$

$$\text{at } \theta = \pm 90^\circ$$

The outside face is in tension at the crown and invert due to bending moment.

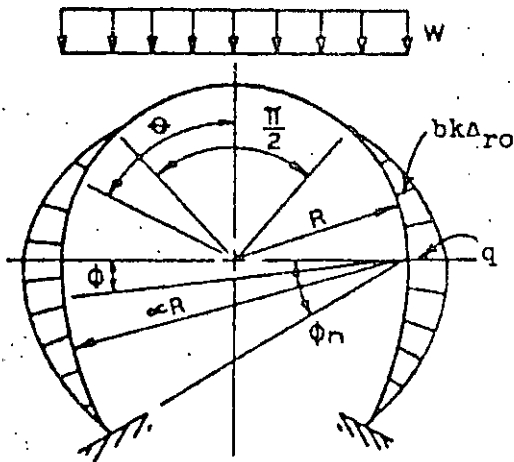
Thrust in the crown and invert is caused by the hydrostatic load due to the horizontal load and half the vertical load = 11,310 lb/in. Since the vertical radius to the water pressure surface = 10 feet,

$$T = 11,310 (10 \times 12) = 1,357,200 \text{ in-lb}$$

$$\text{Eccentricity} = \frac{80,651,270}{1,357,200} = 59.42 \text{ in}$$

c. The required reinforcing steel can now be designed by conventional methods based on the calculated moments and thrusts.

H-6. Example No. 5, Computation of Stresses Due to Rock Load in Lining of Horseshoe-Shaped Tunnel. In this example, general equations are first developed for determining moments and thrusts in a horseshoe shaped section consisting of a semi-circular arch and curved side legs. The equations are then applied to a given tunnel section subjected to rock loads. Figure H-11 is similar to Figure 3-15 except that the length and curvature of the legs are made variable (i.e.,  $\alpha$  and  $\phi_n$  are made variable):



$w$  = uniform rock load, lb/in

$k$  = coefficient of subgrade reaction (foundation modulus), lb/in<sup>3</sup>

$\Delta_{ro}$  = deformation of medium, in

$q$  = maximum ordinate, lb/in

$b$  = 1 in

Figure H-11. Rock load and medium reaction on horseshoe section.

a. Procedure and General Design Equations.

(1) Analysis of the indeterminate structure of Figure H-11 is made in a manner similar to that outlined in paragraph 42.22 of Szechy<sup>59</sup>. Only the condition of fixed ends with lateral support is investigated here since this condition best represents the action of a tunnel section which is completely lined. The structure is reduced to determinate by cutting it at the crown and applying redundants to the elastic center (point O) shown in Figure H-12. The distance between the crown and the elastic center ( $D_o$ ) is computed with the use of Equation H-1.

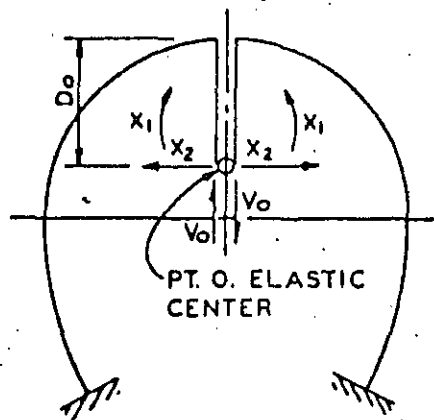
$$D_0 = R \frac{\alpha^2(1 - \cos \phi_n) + \alpha \phi_n + 0.5\pi - 1}{0.5\pi + \alpha \phi_n} \quad (H-1)$$

where  $D_0$ ,  $R$ ,  $\alpha$  and  $\phi_n$  are as shown in Figures H-11 and H-12.

For purposes of simplifying equations presented later in the discussion, let

$$d_0 = \frac{D_0}{R} \quad (H-2)$$

$$d = 1 - d_0 \quad (H-3)$$



NOTE: Because the crown is a point of maximum moment in the symmetrical arch,  $V_0$  is taken as equal to zero at the elastic center.

Figure H-12. Cut-back structure and elastic center reactions.

(2) Generally following procedures outlined in Szechy<sup>59</sup>, moments ( $X_1$ ) and horizontal forces ( $X_2$ ) are calculated separately due to the external rock load and to a unit lateral reaction of the rock medium. In the following equations,

$X_1^w$  = moment at the elastic center due to the external rock load ( $w$ ), in-lb

$X_2^w$  = horizontal force at the elastic center due to the external rock load ( $w$ ), lb

$X_1^k$  = moment at the elastic center due to a unit lateral reaction of the rock medium, in-lb

$X_2^k$  = horizontal force at the elastic center due to a unit lateral reaction of the rock medium, lb

$$a_1 = \frac{\sqrt{2}-1}{3\alpha^2} - \frac{\sqrt{2}-1}{3\alpha} + 1, \quad a_2 = \frac{1}{3 \sin^2 \phi_n}, \quad \text{and}$$

$$a_3 = \frac{\sqrt{2}-1}{3\alpha} - 1$$

$$X_1^w = wR^2 \left[ \frac{0.125\pi + \alpha^2 \sin \phi_n - \alpha \phi_n (\alpha - 0.5)}{0.5\pi + 2\phi_n} \right] \quad (H-4)$$

$$X_2^w = wR \left[ \frac{\alpha^2 d \sin \phi_n + \alpha^2 (\alpha - 0.5) \cos \phi_n + 0.5 \alpha^3 \sin^2 \phi_n + 0.125\pi d - \alpha^2 (\alpha - 0.5) - 1/6 - \alpha \phi_n d (\alpha - 0.5)}{d^2 (\alpha \phi_n + 0.5\pi) - 2d + 2\alpha^2 (1 - \cos \phi_n) + 0.25\pi + 0.5 \alpha^3 \phi_n - 0.25 \alpha^3 \sin(2\phi_n)} \right] \quad (H-5)$$

$$X_1^k = qR^2 \left[ \frac{0.5 - \frac{\sqrt{2}}{3} + \alpha^3 \left( \frac{\sqrt{2}}{3\alpha} + a_1 \phi_n + a_3 \sin \phi_n - \frac{\sqrt{2}}{3\alpha} \cos \phi_n \right) - \alpha^3 a_2 (1.5\phi_n + 0.25 \sin 2\phi_n - 2 \sin \phi_n)}{0.5\pi + \alpha \phi_n} \right] \quad (H-6)$$

$$X_2^k = qR \left[ \frac{d \left( 0.5 - \frac{\sqrt{2}}{3} \right) + \frac{\sqrt{2}}{24} \pi - \frac{\sqrt{2}}{18} - \frac{1}{9} + d \alpha^3 [a_1 \phi_n + a_3 \sin \phi_n + \frac{\sqrt{2}}{6\alpha} (1 - \cos \phi_n)] - d \alpha^3 a_2 (1.5\phi_n + 0.25 \sin 2\phi_n - 2 \sin \phi_n) + \alpha^4 \left[ \frac{\sqrt{2}}{6\alpha} \phi_n + a_1 (1 - \cos \phi_n) - \frac{\sqrt{2}}{12\alpha} \sin 2\phi_n + 0.5 a_3 \sin^2 \phi_n - a_2 / 3 (1 - \cos \phi_n)^3 \right]}{d^2 (\alpha \phi_n + 0.5\pi) - 2d + 2\alpha^2 (1 - \cos \phi_n) + 0.25\pi + 0.5 \alpha^3 \phi_n - 0.25 \alpha^3 \sin(2\phi_n)} \right] \quad (H-7)$$

(3) Horizontal displacements at the point of the maximum lateral reaction (springline of Figure H-11) are determined due to the external rock load as well as to the unit lateral reaction with use of Equations H-8 and H-9.

$$\Delta_w = \frac{wR^4}{EI} \alpha^2 \left[ 1.5(1 - \cos \phi_n) - \sin^2 \phi_n + (1 - \cos \phi_n) \frac{X_1^w}{wR^2} + [d(1 - \cos \phi_n) + \alpha(0.5\phi_n - 0.25 \sin 2\phi_n)] \frac{X_2^w}{wR} \right] \quad (H-8)$$

$$\Delta_q = \frac{qR^4}{EI} \alpha^2 \left[ -(\alpha^2) [a_1 (1 - \cos \phi_n) + \frac{\sqrt{2}}{6\alpha} \phi_n - \frac{\sqrt{2}}{12\alpha} \sin 2\phi_n + 0.5 a_3 \sin^2 \phi_n - a_2 / 3 (1 - \cos \phi_n)^3] + [1 - \cos \phi_n] \frac{X_1^k}{qR^2} + \frac{1}{qR} [d(1 - \cos \phi_n) + \alpha(0.5\phi_n - 0.25 \sin 2\phi_n)] X_2^k \right] \quad (H-9)$$

where  $\Delta_w$  = horizontal displacement at the springline due to the external rock load

$\Delta_q$  = horizontal displacement at the springline due to a unit lateral reaction ( $q = 1$  lb/in, Figure H-11), in

E = modulus of elasticity of the material in the section (tunnel lining), lb/in<sup>2</sup>

I = moment of inertia of tunnel lining section, in<sup>4</sup>

15 Sep 78

(4) The final solution for moment (M) and thrust ( $T_n$ ) at any point along the tunnel section (defined by angles  $\theta$  and  $\phi$  in Figure H-11) can now be developed. This is done by considering the effects of the external rock load and the compatibility of horizontal displacements at the springline, taking into account the physical properties of the lining section and surrounding rock medium. In the expressions that follow, the coefficients A, B, C and D vary depending on the value of  $\theta$  and  $\phi$ .

$$M = wR^2(A + Bn), \text{ in-lb} \quad (\text{H-10})$$

$$T_n = wR(C + Dn), \text{ lb} \quad (\text{H-11})$$

$$m = \frac{EI}{bkR^4} \quad (\text{H-12})$$

$$n = \frac{1}{m - \frac{\Delta_q EI}{qR^4}} \quad (\text{H-13})$$

where  $q$  = maximum lateral reaction = 1 lb/in, and

$b$  = width of tunnel section (breadth of beam used for computing I) = 1 in

Equations for determining A, B, C and D follow. For the top portion (from crown to springline)  $0 \leq \theta \leq \pi/2$ ,

$$A = -0.5\sin^2\theta + \frac{X_1^w}{wR^2} + \frac{X_2^w}{wR} (d - \cos\theta) \quad (\text{H-14})$$

$$B = \left[ \frac{X_1^k}{qR^2} + \frac{X_2^k(d - \cos\theta)}{qR} \right] \frac{\Delta_w EI}{wR^4}, \quad 0 \leq \theta \leq \pi/4 \quad (\text{H-15})$$

$$B = \left[ -\frac{1}{3} \cos 2\theta - \frac{\sqrt{2}}{3} (\sin\theta - \cos\theta) + \frac{X_1^k}{qR^2} + \frac{X_2^k(d - \cos\theta)}{qR} \right] \frac{\Delta_w EI}{wR^4}, \quad \pi/4 \leq \theta \leq \pi/2 \quad (\text{H-16})$$

$$C = \sin^2\theta + \frac{X_2^w \cos\theta}{wR} \quad (\text{H-17})$$

$$D = \left[ \frac{X_2^k \cos\theta}{qR} \right] \frac{\Delta_w EI}{wR^4}, \quad 0 \leq \theta \leq \pi/4 \quad (\text{H-18})$$

15 Sep 78

$$D = \left[ \frac{1}{3} \cos 2\theta + \frac{\sqrt{2}}{3} (\sin \theta - \cos \theta) + \frac{X_2^k \cos \theta}{qR} \right] \frac{\Delta_w EI}{wR^4} \quad (H-19)$$

$$\pi/4 \leq \theta \leq \pi/2$$

For the bottom portion (below the springline)  $0 \leq \phi \leq \phi_n$

$$A = -0.5 + \alpha(1 - \cos \phi) + \frac{X_1^w}{wR^2} + \frac{X_2^w(d + \alpha \sin \phi)}{wR} \quad (H-20)$$

$$B = \left[ -a_1 \alpha^2 - \frac{\sqrt{2}}{3} \alpha \sin \phi - a_3 \alpha^2 \cos \phi + a_2 \alpha^2 (1 - \cos \phi)^2 + \frac{X_1^k}{qR^2} + \frac{X_2^k(d + \alpha \sin \phi)}{qR} \right] \frac{\Delta_w EI}{wR^4} \quad (H-21)$$

$$C = \cos \phi - \frac{X_2^w \sin \phi}{-wR} \quad (H-22)$$

$$D = \left\{ \alpha \left[ \frac{\sqrt{2}}{3\alpha} \sin \phi + \frac{\sqrt{2-1}}{3\alpha} \cos \phi + 1 - \cos 2\phi - a_2 (1 - \cos \phi)^2 \right] - \frac{X_2^k \sin \phi}{qR} \right\} \frac{\Delta_w EI}{wR^4} \quad (H-23)$$

b. Application of Equations. With the use of equations given above, design moments and thrusts can now be determined for a particular lining section.

(1) For purposes of illustration, assume  $\alpha = 2$  and  $\phi_n = \pi/8$  in Figure H-11. Also assume values for rock load, tunnel lining properties and rock medium to be identical to values used in Example No. 1, paragraph H-2. These are again summarized below.

Lining Thickness	= 30 in
R	= 189 in
I (Transformed Section)	= 2670.7 in <sup>4</sup>
E	= 3,122,000 lb/in <sup>2</sup>
b	= 1 in
w	= 10.69 lb/in
k	= 250 lb/in <sup>3</sup>
$\alpha$	= 2
$\phi_n$	= $\pi/8$

(2) By Equations H-1, H-2 and H-3,

$$d_o = 0.704813$$

$$d = 0.287$$

15 Sep 78

(3) With Equations H-4 through H-7,

$$X_1^w = 0.31633 wR^2$$

$$X_2^w = 0.247614 wR$$

$$a_1 = 0.96548, a_2 = 2.27614, a_3 = -0.93096$$

$$X_1^k = 0.147193 qR^2$$

$$X_2^k = 0.341361 qR$$

(4) Solve for horizontal displacements with the use of Equations H-8 and H-9.

$$\Delta_w = 0.0282805 \frac{wR^4}{EI}$$

$$\Delta_q = -0.024704 \frac{qR^4}{EI}$$

(5) Values for coefficients used in moment and thrust equations are determined with Equations H-14 through H-23. Values are shown in Table H-2. Also with the use of Equations H-12 and H-13,

$$m = 0.02614$$

$$n = \frac{1}{m + 0.024704} = 19.67$$

Table H-2. Values for Coefficients

ANGLE (DEGREES)	A	B	C	D
$\theta = 0.0$	0.14181	-0.002641	0.24761	0.009654
$\theta = 22.5$	0.08743	-0.001907	0.37521	0.008919
$\theta = 45.0$	-0.03567	0.000186	0.67509	0.006826
$\theta = 67.5$	-0.13211	0.002769	0.94831	0.004244
$\theta = 90.0$ $\phi = 0.0$	-0.11058	0.003108	1.0	0.003905
$\phi = 11.25$	0.02447	-0.000256	0.93248	0.008805
$\phi = \phi_n$ $\phi = 22.5$	0.23118	-0.006232	0.82912	0.020835



(6) Values for moments and thrust can now be determined with Equations H-10 and H-11. These are shown in Table H-3 for selected points around the tunnel section. Procedures similar to those shown in Example No. 1 for circular tunnels may now be used for computing stresses and completing analysis of the tunnel section.

Table H-3. Design Moments and Thrusts

ANGLE (DEGREES)	$M = wR^2(A+Bn)$ (in-lb)	$T_n = wR(C+Dn)$ (lb)
$\theta = 0.0$	34,314.	884.
$\theta = 22.5$	19,062 "	1,113.
$\theta = 45.0$	-12,224.	1,635.
$\theta = 67.5$	-29,648.	2,085.
$\theta = 90.0$ $\phi = 0.0$	-18,881.	2,176.
$\phi = 11.25$	7,241	2,234.
$\phi = \phi_n$ $\phi = 22.5$	41,468.	2,503.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

EXCAVACION EN ROCA METODO CONVENCIONAL PARTE II

ING. JULIO CESAR ACEVES SERRANO

SEPTIEMBRE, 1985.

CONSTRUCCION DE TUNELES  
EXCAVACION EN ROCA. METODO CONVENCIONAL  
PARTE II

ING. JULIO C. ACEVES

TUNEL S A  
INTERCEPTORES PROFUNDOS  
MEXICO D F

79-05-24

2 (4)

Sam/

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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/min de aire fresco por HP.

5 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  $20 \text{ m/s}$ .

para  $v = 20 \text{ m/s}$ .

$$d \approx 0.25 \sqrt{q} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$d = 0.25 \cdot \sqrt{\frac{1200}{60}} = 1.12 \text{ m}$$

Se escoge el diámetro  $1.20 \text{ m}$  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

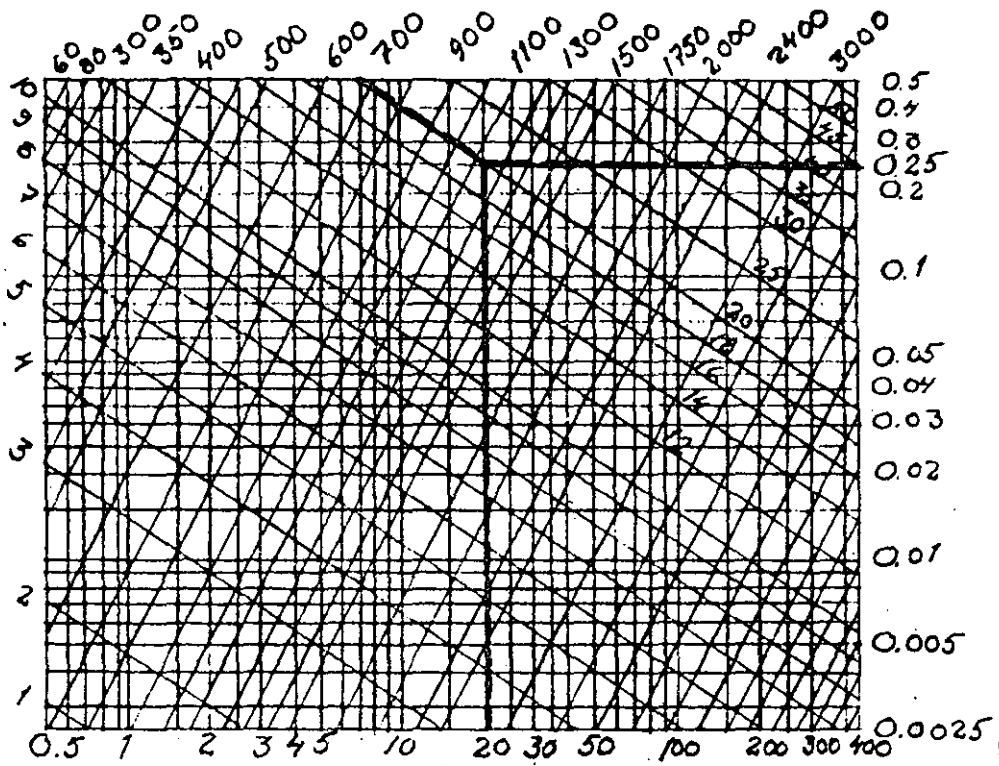
78-11-13

Sam/MS

NOMOGRAMA PARA TUBERIA DE VENTILACION

Diámetro del tubo, mm

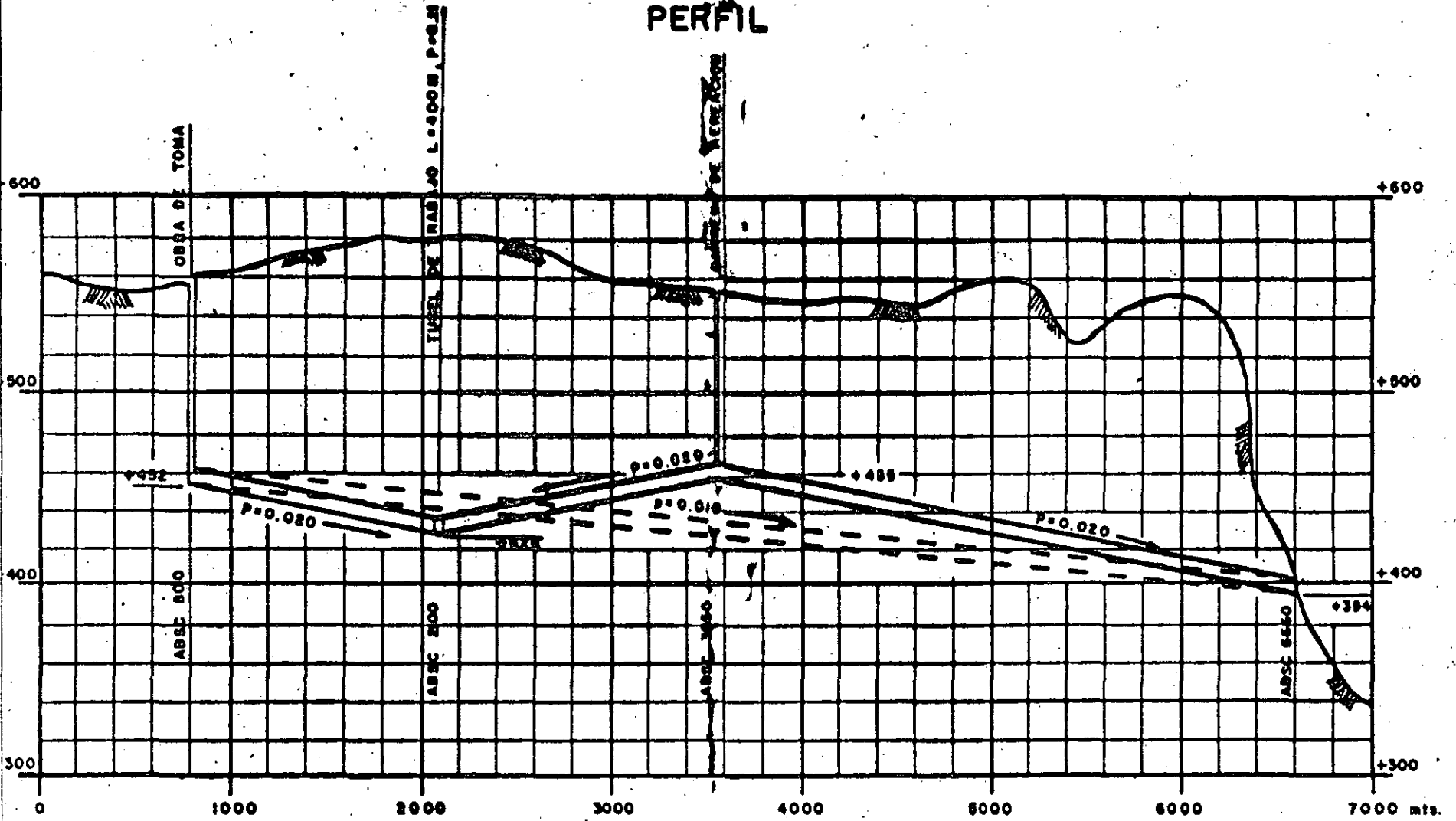
Velocidad del aire, m/s



Pérdida de fricción por metro de tubo,  
mm de columna de agua

Capacidad de ventilación, m<sup>3</sup>/s

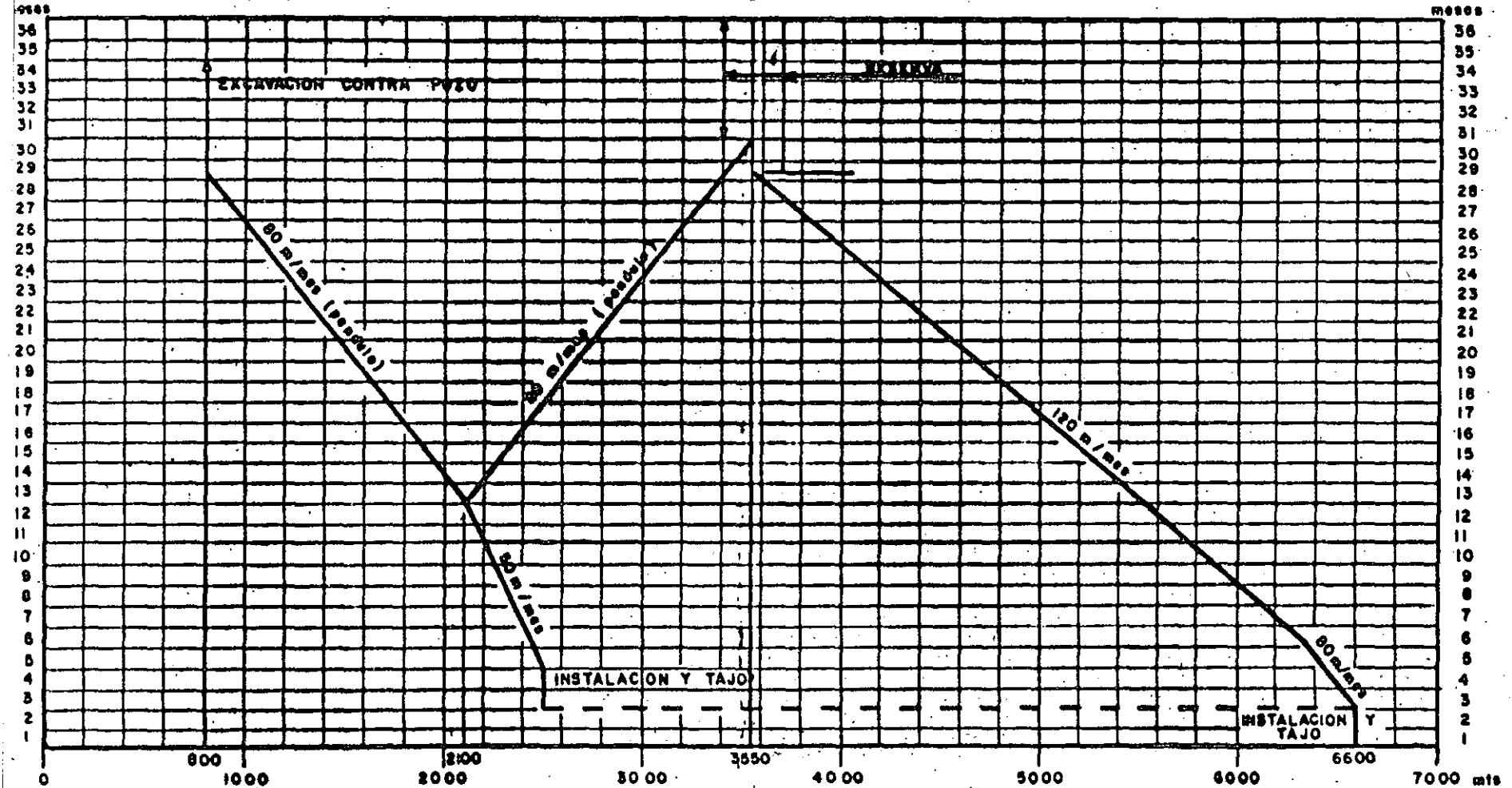
# PERFIL





# PROGRAMA

## TIEMPO DE CONSTRUCCION = 36 MESES



## Ejemplo de diagrama de barrenación y cálculo de carga

### 1 En general

Hasta ahora la mecanización de la barrenación ha implicado el uso de brocas de 45 a 51 mm. Por eso la aplicación de equipo mecanizado ha sido retrasada, especialmente en túneles con diámetro pequeño.

Ultimamente han salido en el mercado brazos hidráulicos que pueden barrenar con acero integral. En realidad estas máquinas salieron hace años, pero ahora han pasado el estado de experimento.

Se piensa que una comparación entre barrenación con acero integral y acero de extensión puede ser útil para escoger el procedimiento más económico.

#### 1.1 Datos

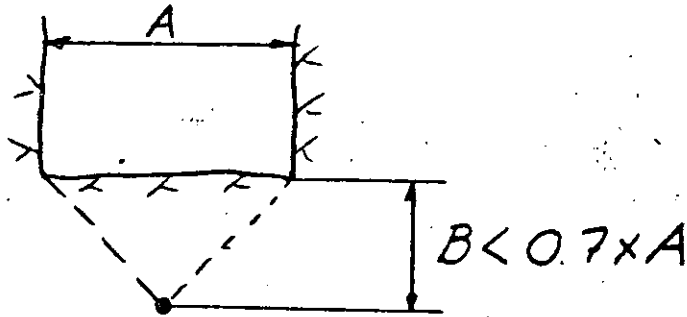
Sección del túnel en que se va a aplicar el ejemplo, ver anexo 1.

Diámetro de barrenación

Alt 1	Acero de extensión	$\phi = 1 \frac{7}{8}'' (48 \text{ mm})$
Alt 2	Acero integral, serie 12	$\phi = 40 - 29 \text{ mm}$
	con barrenación de 3,20 m	$\phi = 37 \text{ mm}$
Constante de roca		$c = 0,4 \text{ kg/m}^3$
Explosivos		Gelatina Extra 40% y Duramex G
Cuña (cule) cilíndrica con 2 barrenos		
	vacíos del diámetro 3" (76 mm)	
Profundidad de la barrenación		= 3,20 m
Postcorte del techo		
Estopines		MS, Acudet mark V e INSTANTANEO

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.

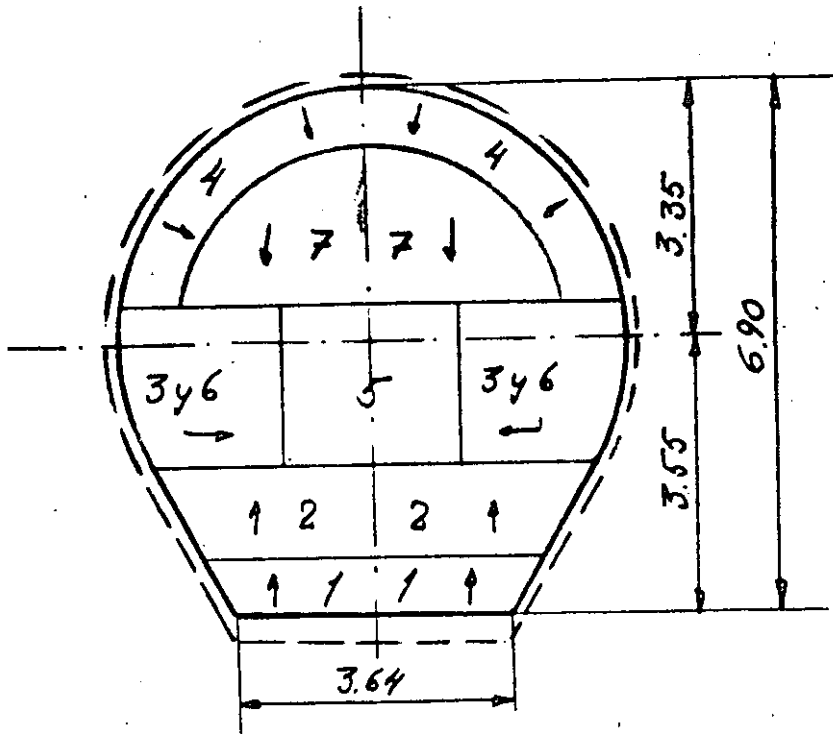
Otra mala costumbre es de tratar de rectificar un frente un poco doblado con barrenos más cortos en el centro. Con esto se pierde avance y un frente ligeramente doblado tiene además varias ventajas en cuanto a salida de los barrenos, estabilidad del frente, etc.

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 baba 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  $\phi$  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 x bordo para barrenos con salida hacia arriba. Para los barrenos de piso se reduce el taco a 0,2 x 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 puese 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.

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 Acudet 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 esponjamiento 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

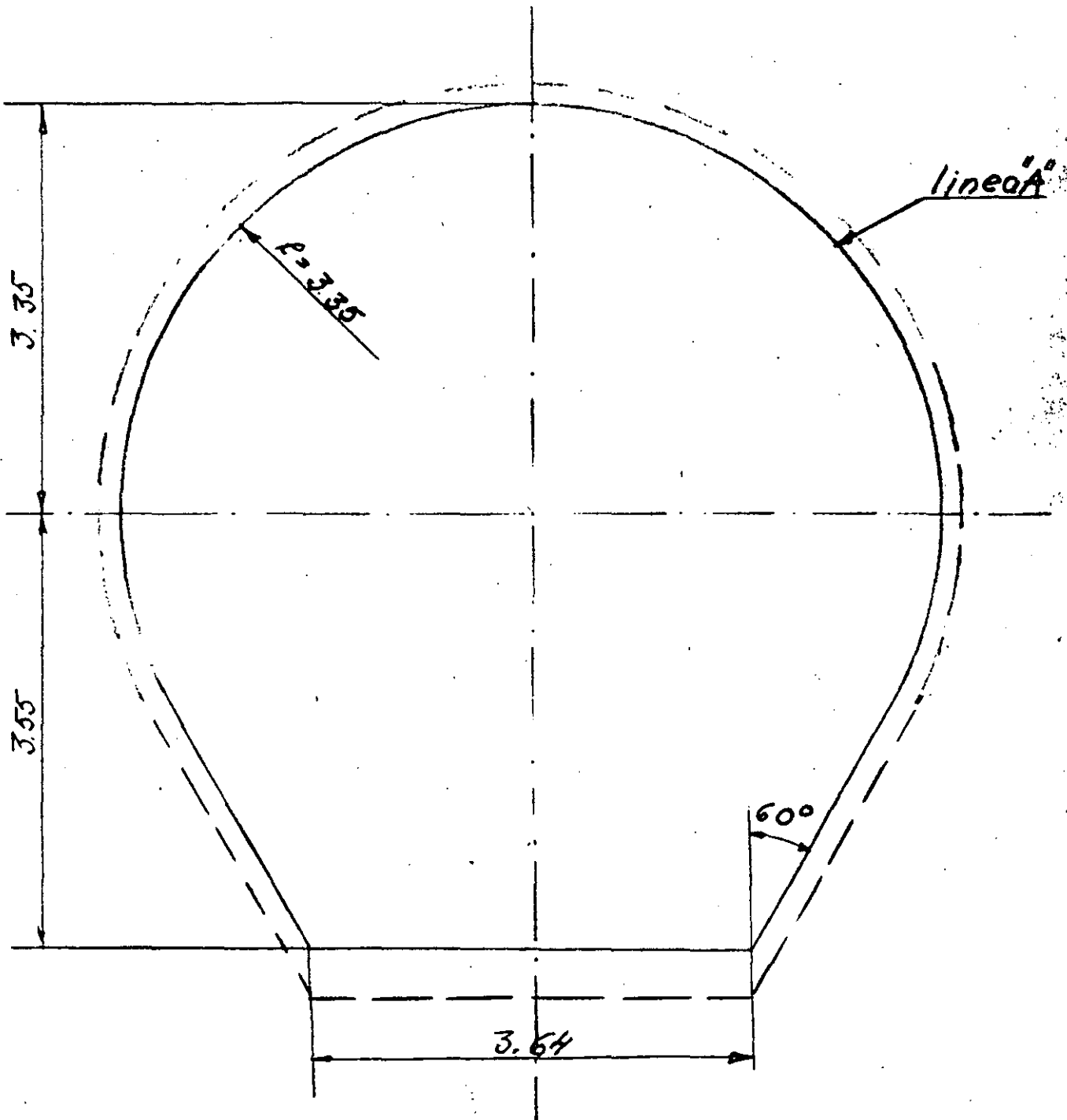
Se puede trabajar con diámetros de 45 a 51 mm.

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  $\approx 37,0 \text{ m}^2$  (línea A)Barrenación = 3,20 m,  $\phi = 37 \text{ mm}$  (serie 12)Avance estimado por voladura =  $0,90 \times 3,20 = 2,90 \text{ m}$ Volumen por voladura =  $2,90 \times 37,0 = 107,3 \text{ m}^3$ 

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramex G

Pesos: Gelatina Extra 40 %,  $1 \frac{1}{8}'' \times 8'' = 0,200 \text{ kg/cart}$ Gelatina Extra 40 %,  $7/8'' \times 8'' = 0,125 \text{ kg/cart}$ Duramex G,  $7/8'' \times 8'' = 0,080 \text{ kg/cart}$ 

Tipo de barrenos	Estopin no.	Número de barrenos	Carga por barreno			Carga total kg
			con retaque cart	sin retaque cart	$\approx$ cart	
			G E 40 %	7/8"		
Cuña	INST	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 50	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 100	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 150	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 200	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 250	1	1	13	14	1,75
Cuña	MS 300	4	1	13	14	1,75
Cuña	Ac 1	4	1	13	14	1,75
Ayudantes	Ac 2	4	3	12	15	1,88
			G E 40 %	1 1/8"		
Ayudantes	Ac 3	4	7	8	15	3,00
Ayudantes	Ac 4	5	7	8	15	3,00
Ayudantes	Ac 5	6	7	8	15	3,00
Ayudantes	Ac 6	6	7	8	15	3,00
Ayudantes y pared	Ac 7	10	7	8	15	3,00
Ayudantes	Ac 8	2	7	8	15	3,00
Piso	Ac 8	3	10	6	16	3,20
Piso	Ac 9	2	10	6	16	3,20
Techo	Ac 9	15				0,92 x)
Total		71				138,82

x) cargas preparadas de Duramex G  $7/8'' \times 8''$ 

$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{138,82}{107,3} = 1,29 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{71 \times 3,20}{107,3} = 2,12 \text{ m/m}^3$$

Barrenación con broca de 1 7/8" (48 mm)

## Tabla de carga

## Datos:

Ancho = 6,70 m    Altura = 6,90 m    Area = 37,0 m<sup>2</sup> (línea A)Barrenación = 3,20,  $\phi$  = 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 m<sup>3</sup>

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

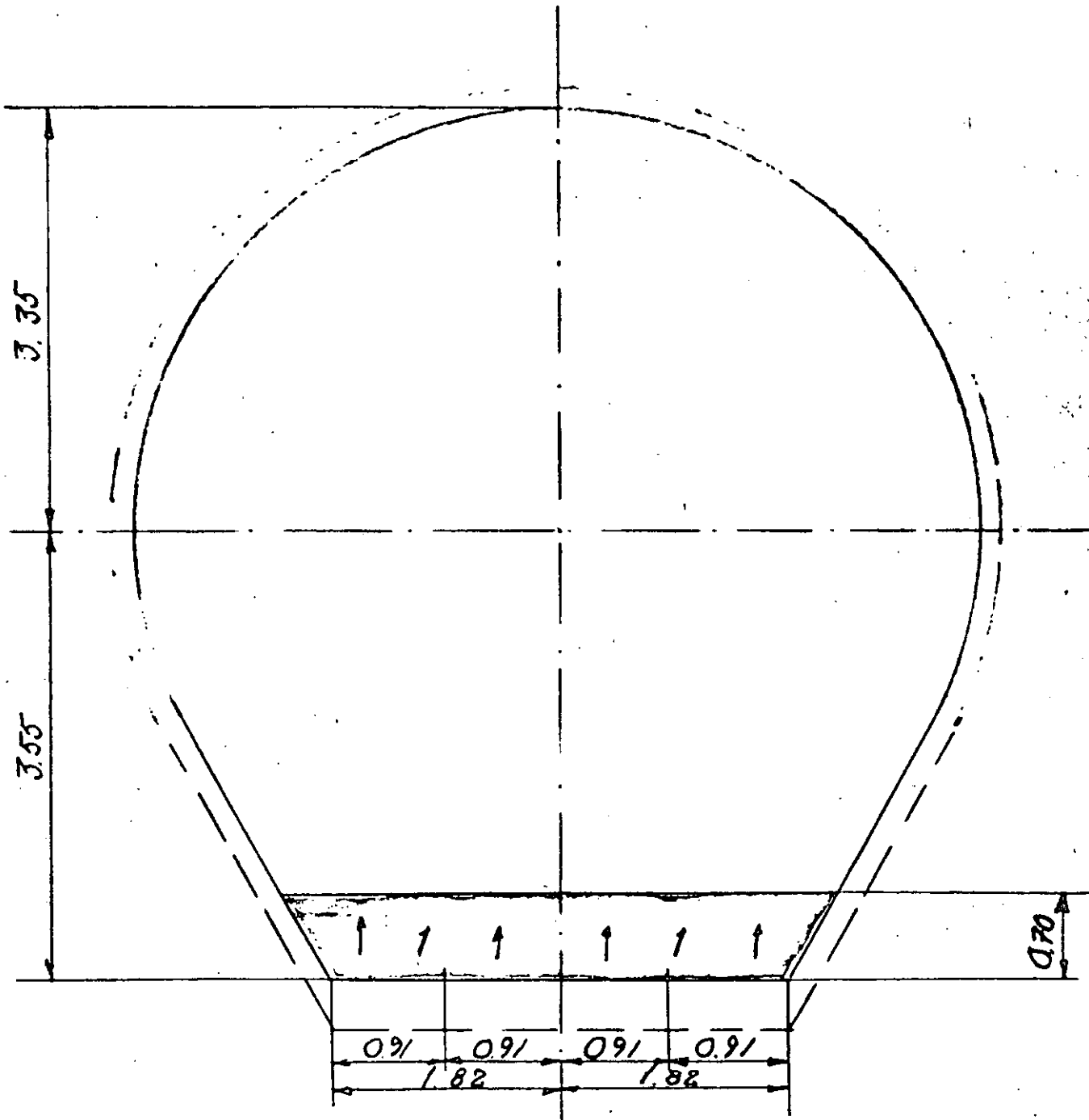
Duramex G, 7/8" x 8" = 0,080 kg/cart

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

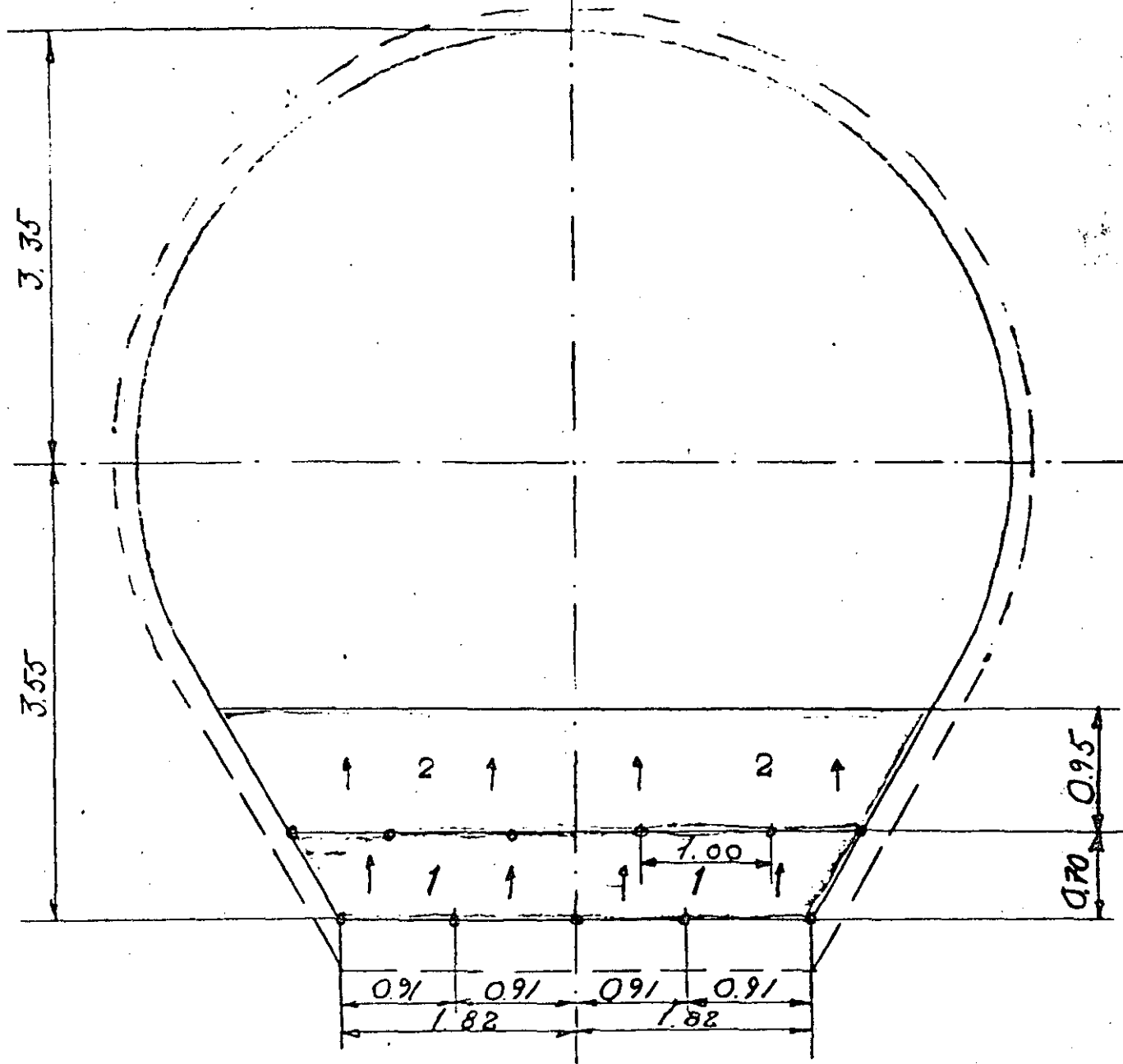
x) cargas preparadas de Duramex G 7/8" x 8"

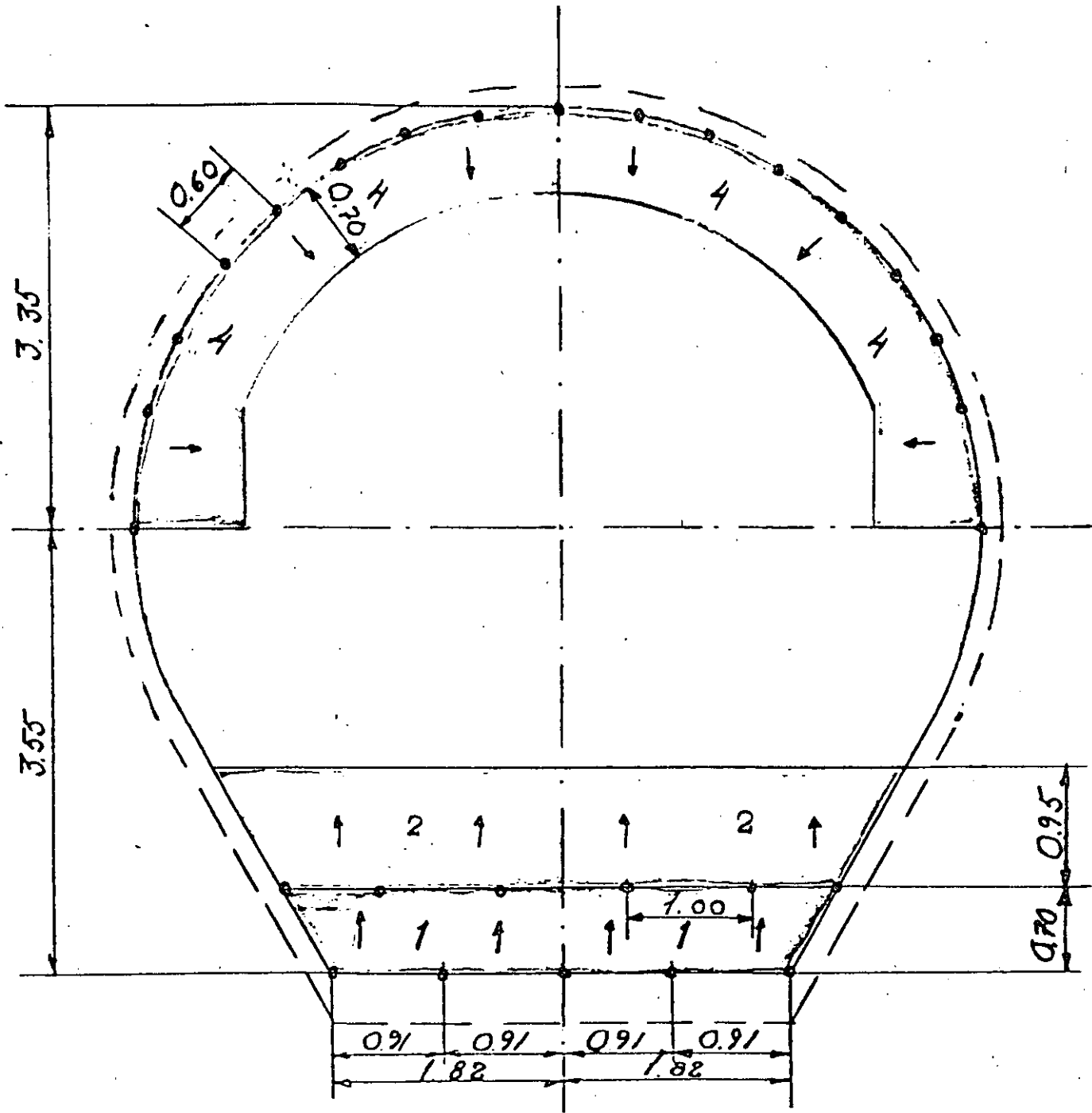
$$\text{Coeficiente de carga} = \frac{175,54}{107,3} = 1,64 \text{ kg/m}^3$$

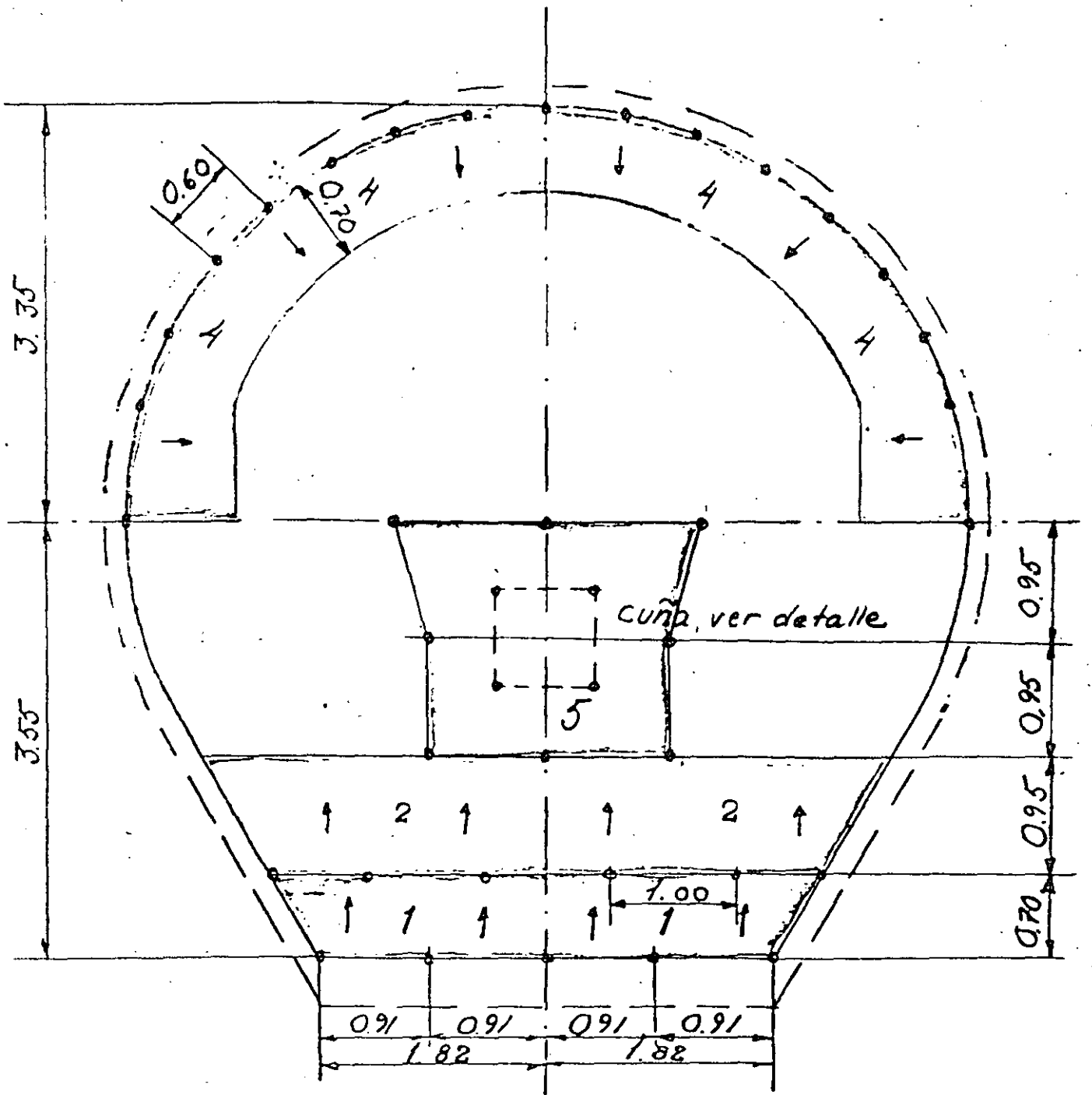
$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{62 \times 3,20}{107,3} = 1,85 \text{ m/m}^3$$

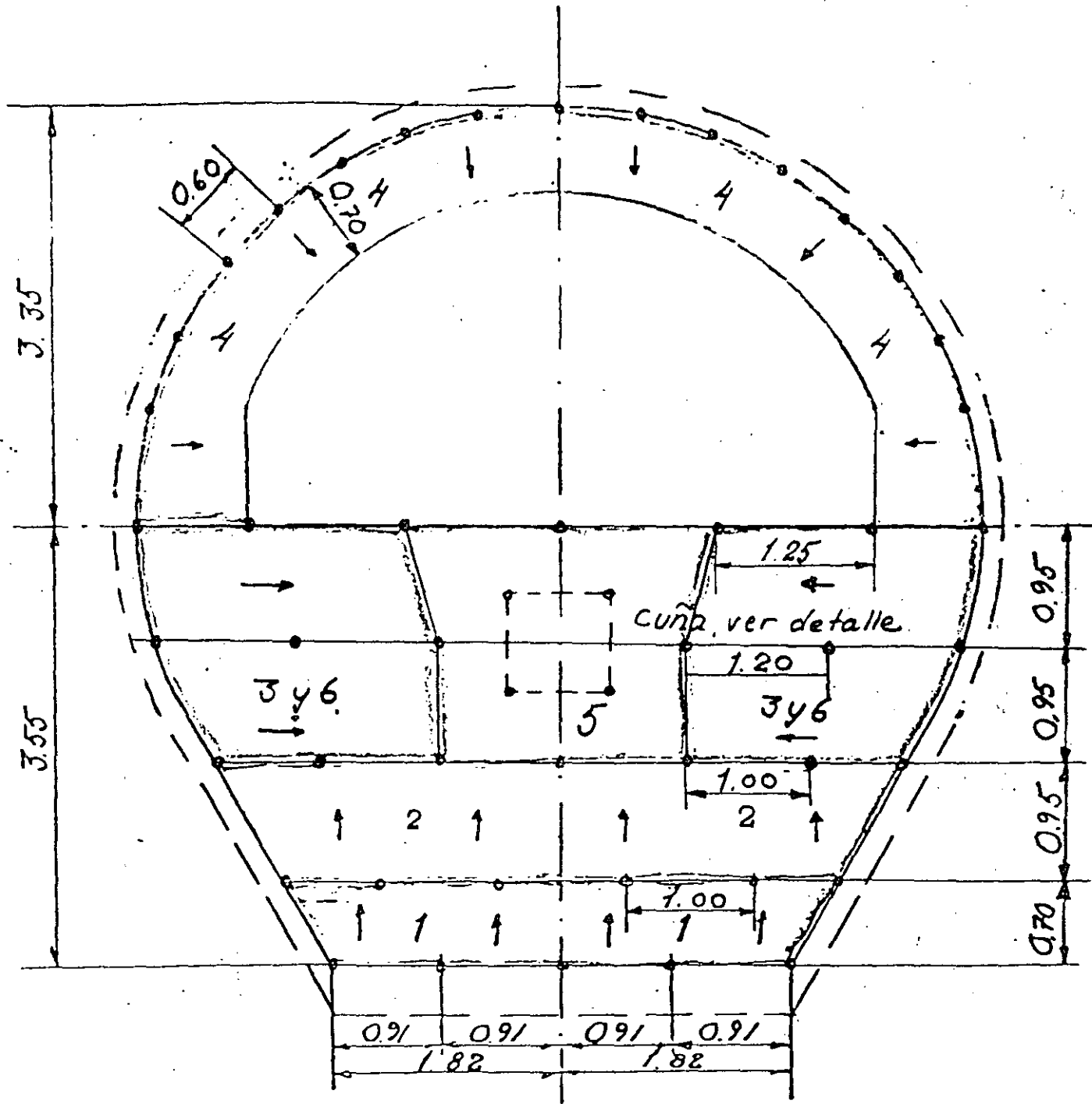


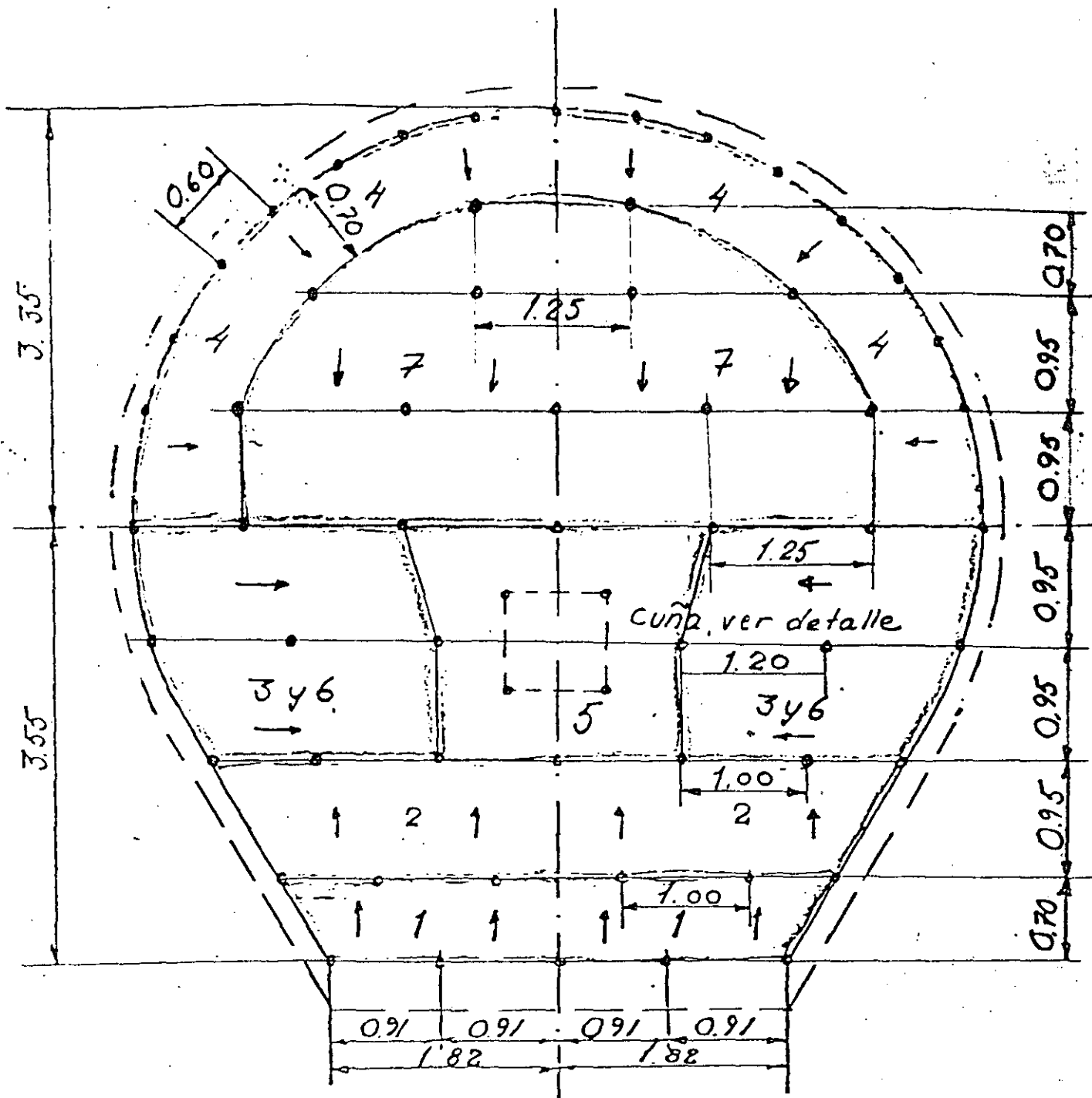
22





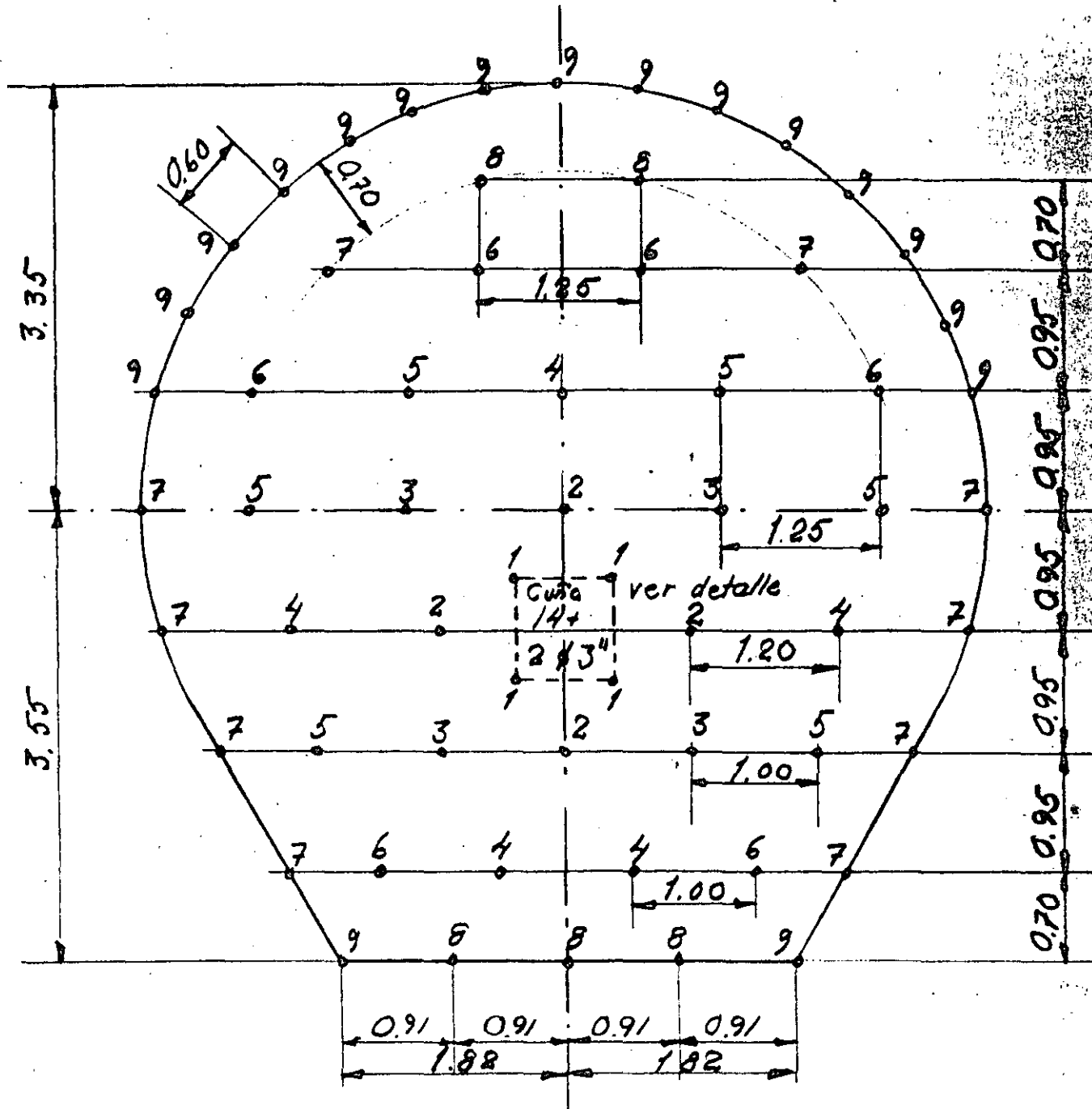








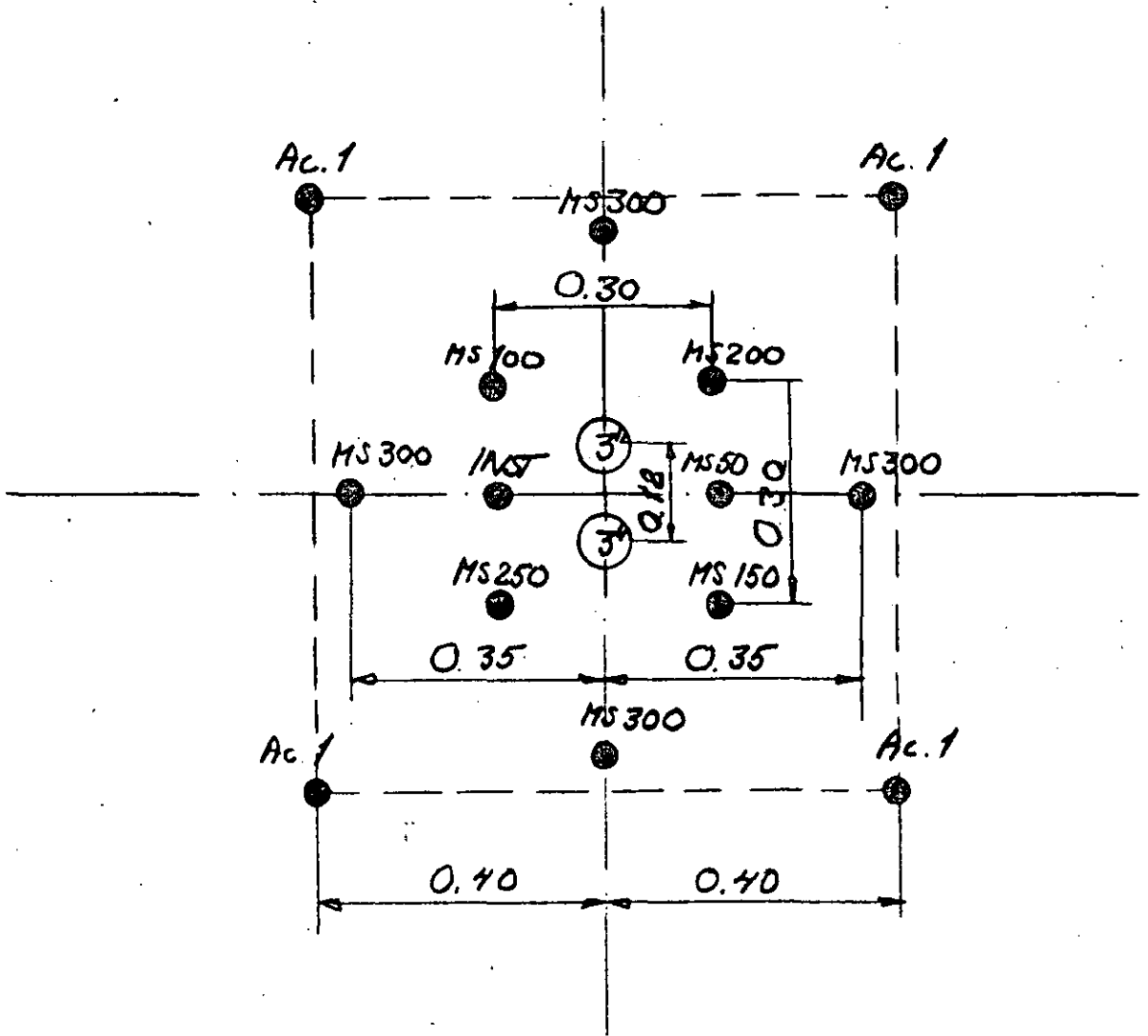
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 37 mm (SERIE 12)

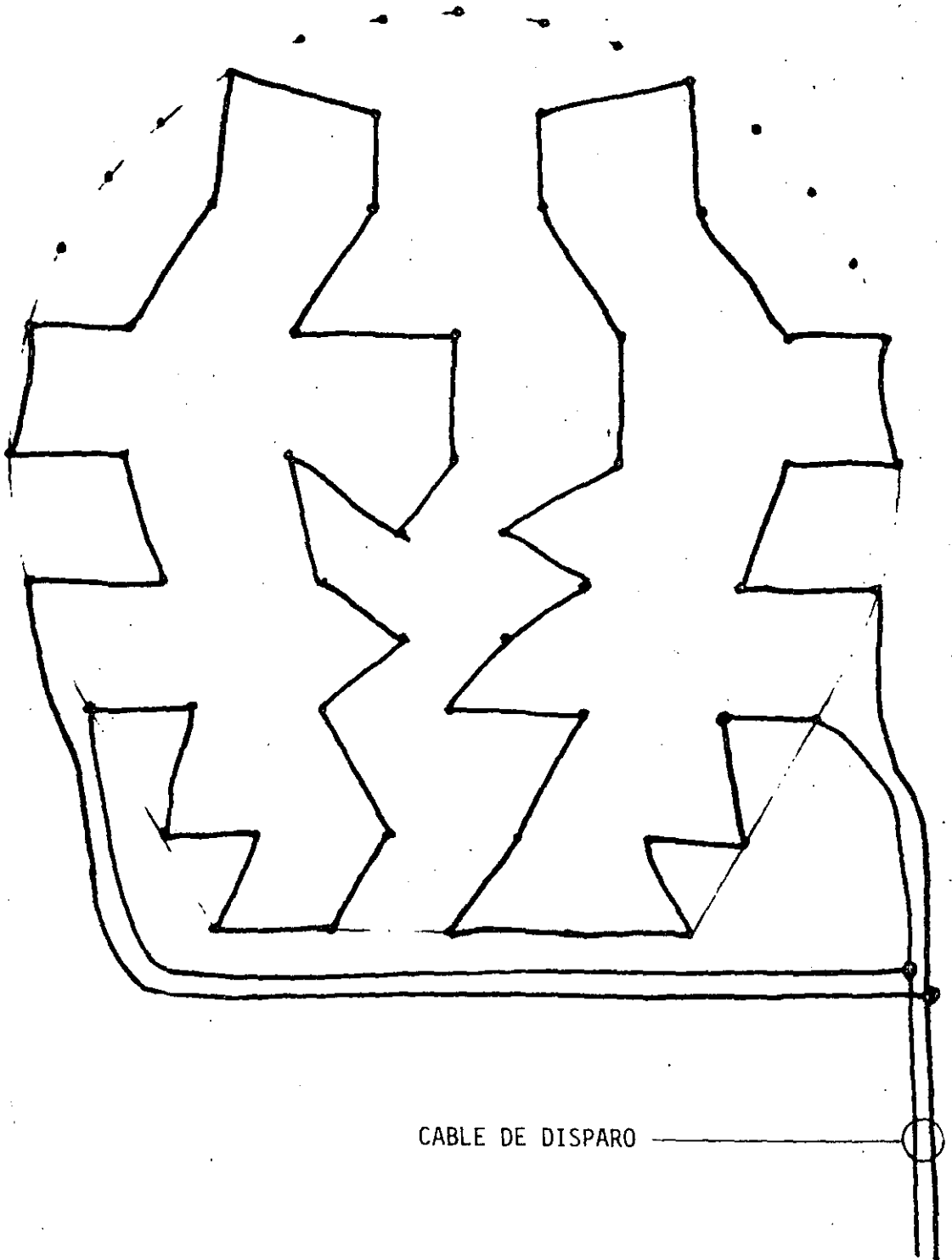
NUMERO DE BARRENOS: 71+ 2 VACIOS

DETALLE DE LA CUÑA PARALELA  
 CON 2 BARRENOS VACIOS DE 3"



ESTOPINES: INST, MS y ACUDET MARK V  
 BARRENACION: 37 mm (SERIE 12)

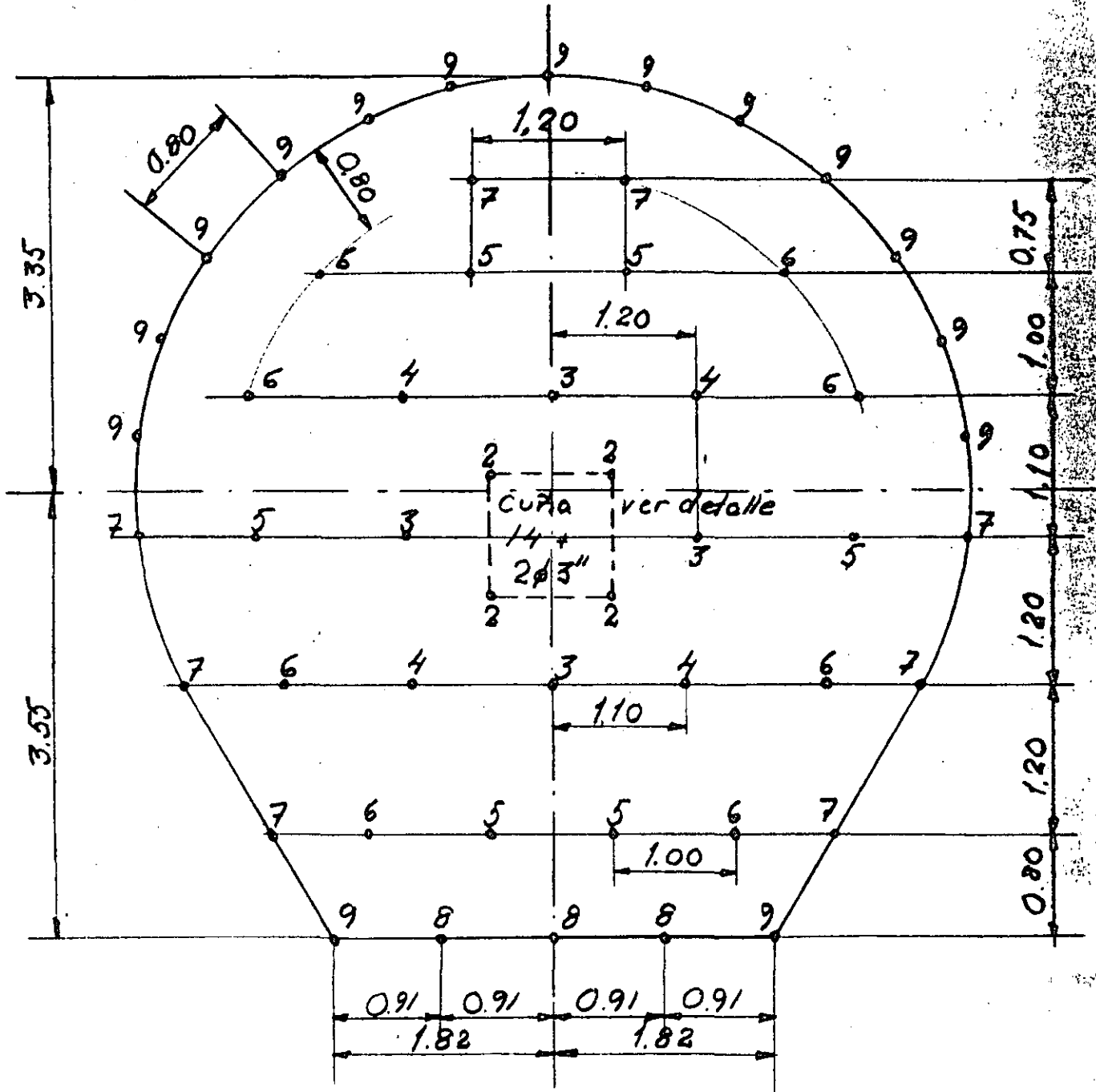
CONEXION DE LOS ESTOPINES.



CABLE DE DISPARO

AL EXPLOSOR

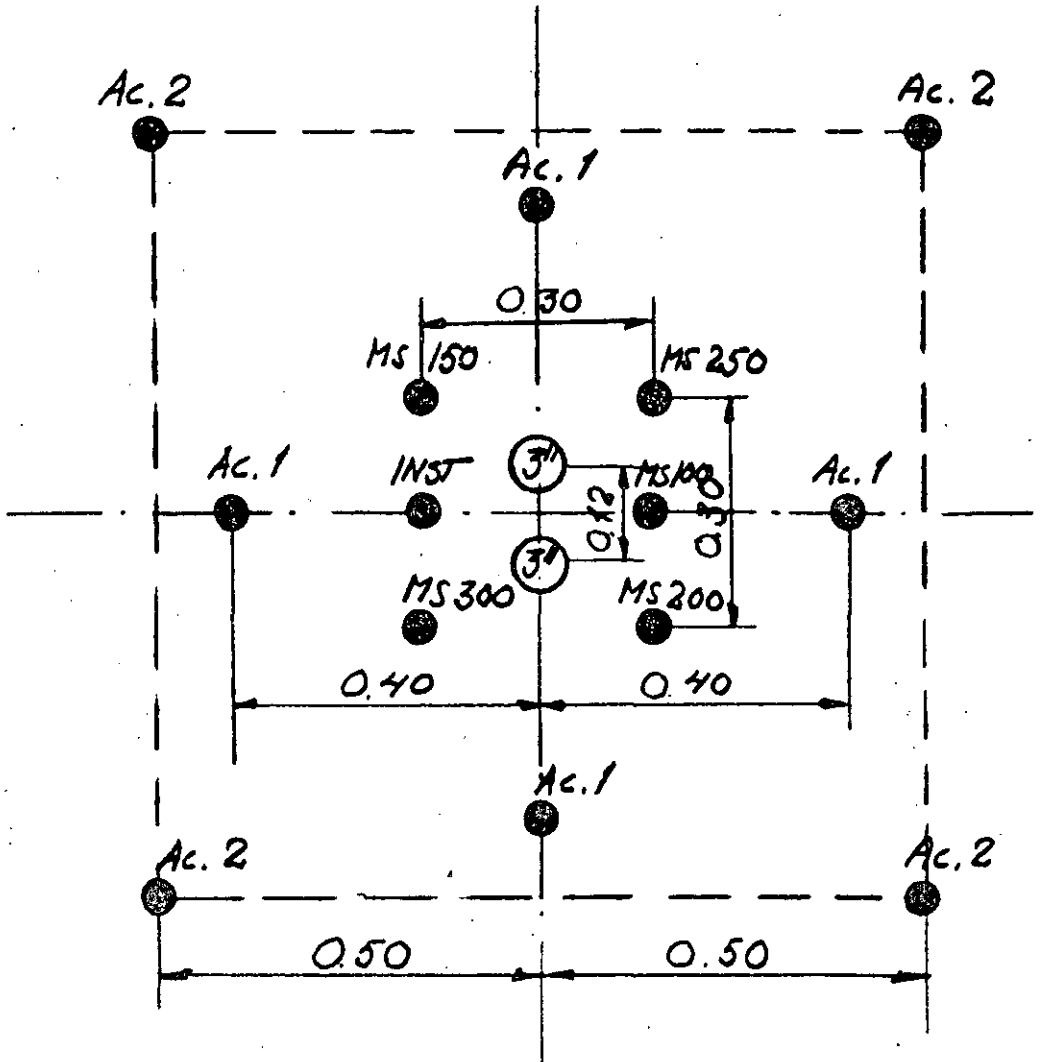
RESULTADO CON SECUENCIA DE IGNICION



BARRENACION: 1 7/8" (48 mm)

NUMERO DE BARRENOS: 62 + 2 VACIOS

DETALLE 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 m<sup>3</sup>.

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 m<sup>3</sup> (ejemplo: Atlas Copco LM 250 H.)

Locomotoras de 10 ton con motor de 75 HP.

Vagonetas Granby de 4.5 m<sup>3</sup>.

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  $278 + 22 = 300$  min = 5 horas

Rezaga

Volumen a rezagar por voladura =  $107.3 \text{ m}^3$ .

Capacidad de la rezagadora =  $25 \text{ m}^3/\text{h}$  en banco

Tiempo de rezaga =  $\frac{107.3}{25} \times 60 = 258$  min.

Meter y sacar rezagadora = 15 "

Tiempo reserva = 17

Total 300 min

Tiempo del ciclo total  $5 + 5 = 10$  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 =  $2 \times 80$  m

Avance por día y frente  $\frac{80}{25} = 3.2$  m en promedio

Avance por día y frente =  $1.30 \times 3.20 = 4.20$  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  $1.7 \text{ m}^3$  (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 barrenos 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 barrenos = 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 =  $107.3 \text{ m}^3$

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

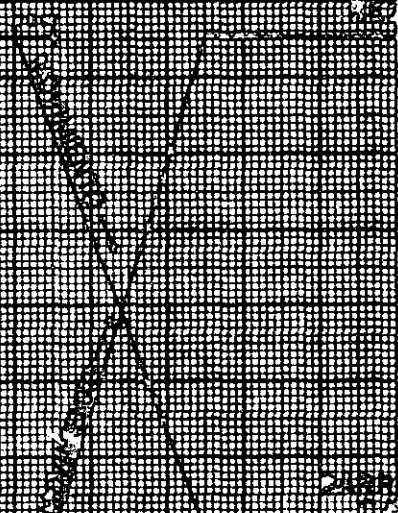


EXCAVACION DEL MUSEO DE LA CIUDAD DE MEXICO

PLAN DE LA ZONA DE LA EXCAVACION

FRENTE 1

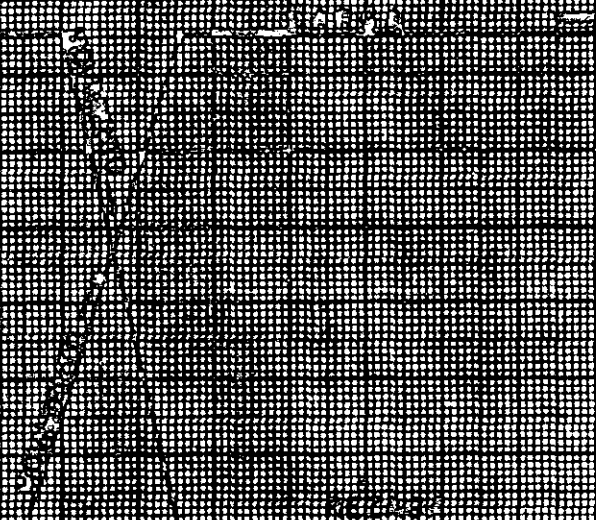
EXCAVACION 1  
CARGA



FRENTE 2

EXCAVACION 2

EXCAVACION 3



0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

EXCAVACION 1

EXCAVACION 2



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

E. X C A V A C I O N

TERCERA PARTE

ING. RAUL BORJA NAVARRETE

SEPTIEMBRE, 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.

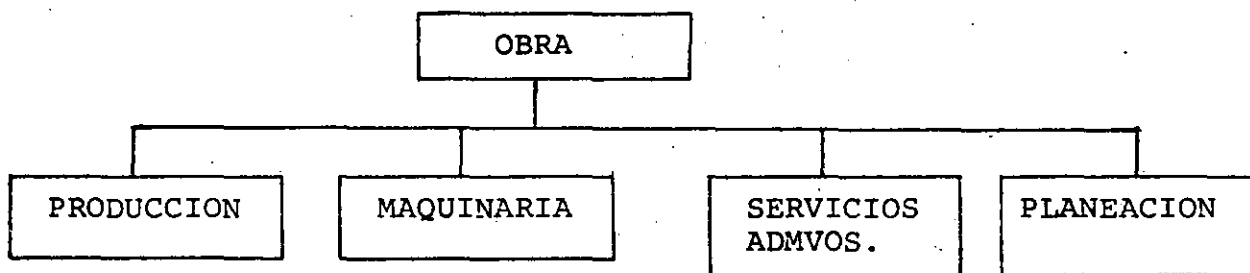
### Control

El control es la medición del cumplimiento efectivo comparándolo con lo planeado para poder tomar decisiones correctivas (~~de~~ ~~los~~ ~~procesos~~).

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.

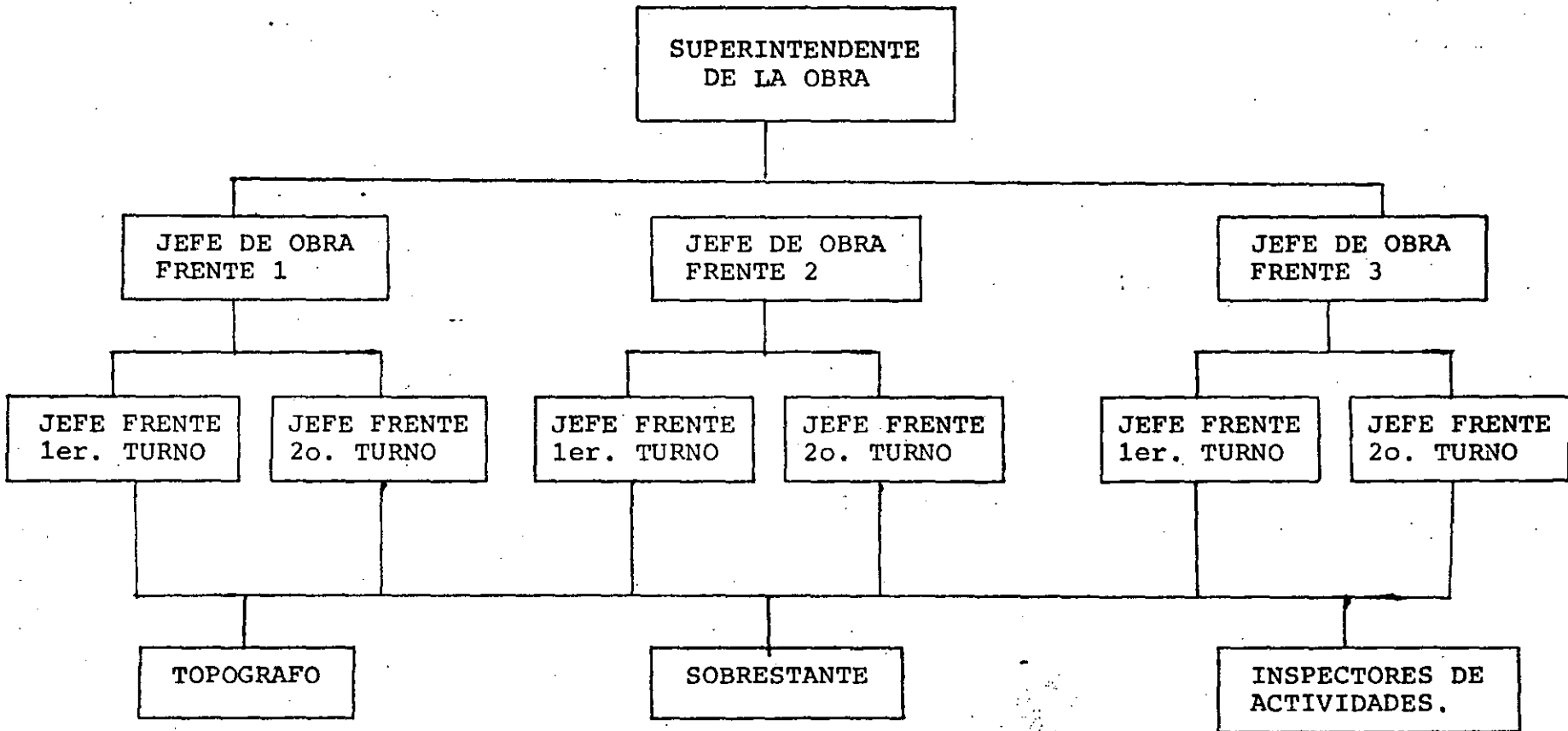
El segundo cuadro que es Maquinaria, se encargará de suministrar y mantener en buenas condiciones de funcionamiento, el equipo.

El tercer cuadro que corresponde a los Servicios Administrativos, proveera a la producción de todos los recursos humanos y materiales que demande. ~~la producción.~~

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:

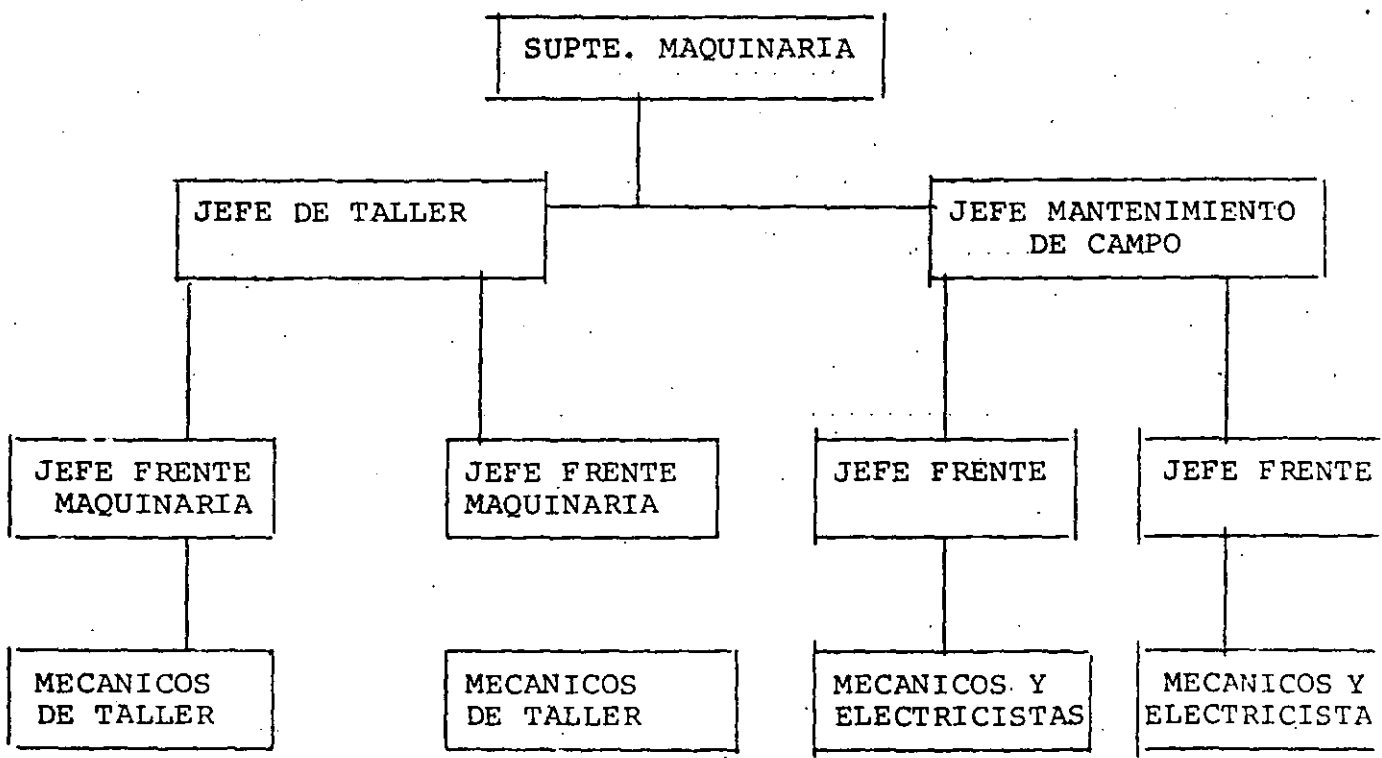
- Dinamita
- Acero de barrenación
- Estopines
- Tubo para ventilación
- Tubo para agua
- Lámparas.

También deberán evaluarse los costos necesarios para actividades secundarias, pero no por eso ~~mas~~ <sup>menos</sup> 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 proforma 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:



De la misma manera que en la Producción de la Obra, se determinará el personal necesario para cada sección ó frente, con el fin de obtener el costo diario ó mensual de la actividad Maquinaria.

Para la realización de la obra, ya tenemos descritas dos actividades principales que son: Maquinaria y Producción; describiremos ahora los Servicios Administrativos, que nos servirán para el control de la obra, así como para el Suministro de materiales, campamentos, instalaciones deportivas, servicio médico, vigilancia, etc.

La Superintendencia Administrativa de una obra, tiene para el control de la misma, los siguientes departamentos:

- a) Caja.- Departamento responsable de tener el efectivo necesario para los pagos, que se generan en la obra.
- b) Contabilidad, departamento en el que se concentran todos los datos de ingresos y egresos de una obra y que mensualmente elabora un informe llamado "Balanza de Comprobación", que refleja el Estado de resultados de la obra.
- c) Personal, departamento que selecciona, contrata y suministra el personal necesario para cada actividad de la obra.
- d) Almacén; aquí se tienen bajo custodia todos los materiales y herramientas necesarios para el buen funcionamiento de la obra.
- e) Servicio Médico.- Que se encarga de los exámenes médicos al personal, así como de la medicina preventiva y la atención a los accidentados.
- f) Campamentos.- Sección que se encarga del suministro de habitaciones y comedores para el personal, abastecimiento de los comedores, de las instalaciones deportivas y del transporte de personal.
- g) Seguridad Industrial.- Se encarga de la capacitación del personal, para mejor desempeño de su trabajo, así como de la supervisión de las instalaciones eléctricas, mecánicas y de transporte.
- h) Vigilancia.- Sección que se dedica al resguardo de las personas y sus instalaciones en la obra.

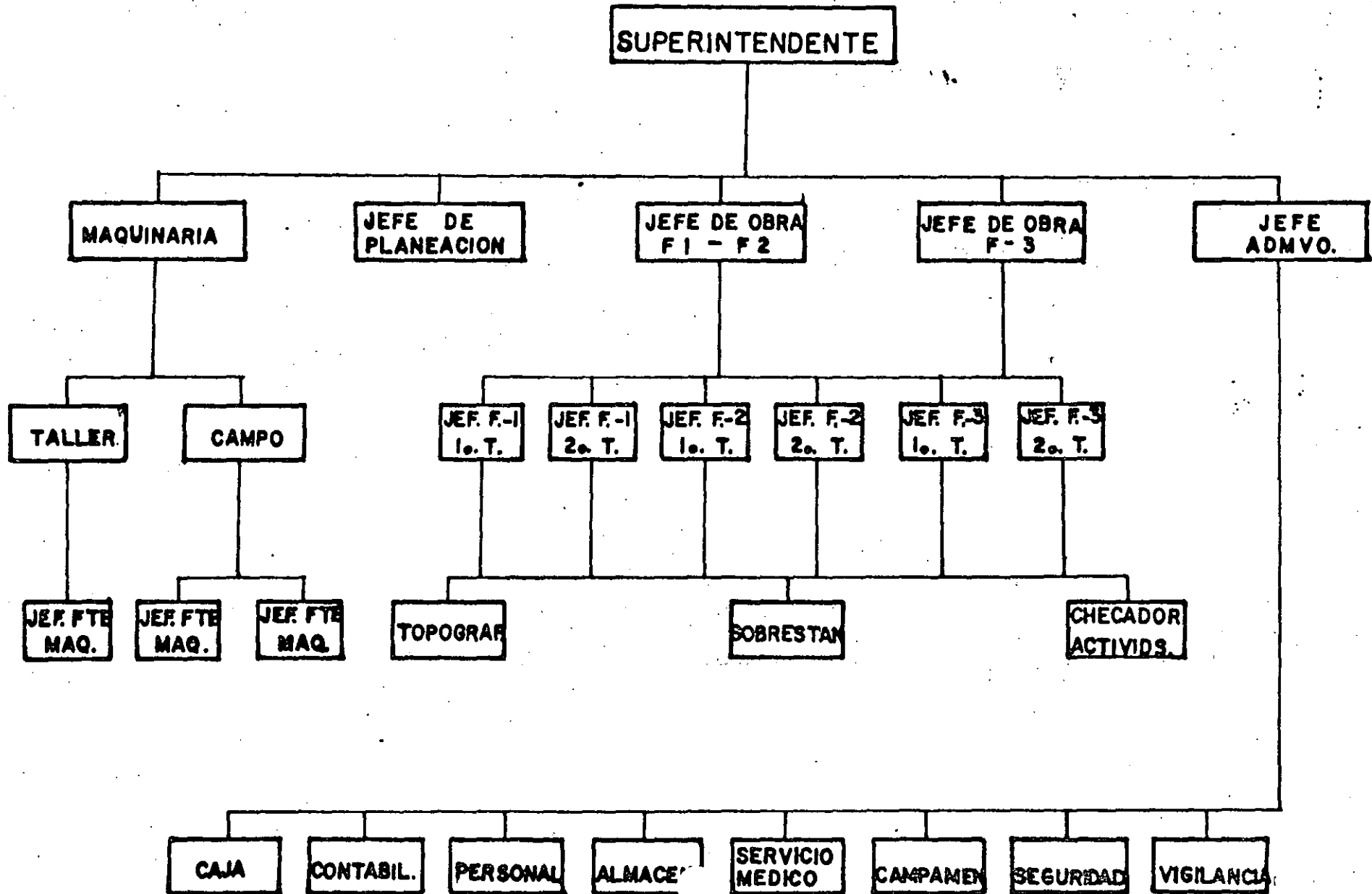
De la misma manera que en Producción y en Maquinaria, se determina el personal y el costo mensual de la Superintendencia Administrativa.



#....7

Por último, la Superintendencia de Planeación, se encarga del control Técnico de la obra, de la revisión de los programas, de las estimaciones de la obra y de los precios unitarios. Asimismo se encarga del asesoramiento técnico en la obra y de la difusión de nuevas técnicas constructivas.

# ORGANIGRAMA OBRA



DIA	LUNES 11									
	1º T.	2º T.	3º T.							
CONCEPTO.										
1.- BARRENACION	4.25	3.42		4.75	2.92	1.50	1.50	2.50	3.00	
2.- CARGA Y TRONADA	0.92	0.97								
3.- VENTILACION	0.33		0.40							
4.- REZAGA	2.50	0.61	6.83							
5.- ADEME		3.00	0.77							
No. de Barrenos	80	78								
Longitud de barrenación (m)	3.20	3.20								
No. de Perforadoras	4	4								
Rendimiento /Perforadora m/Hr.	15.60	18.24								
Avance obtenido (real) m.	2.90	3.05								
No. Estopines	80	78								
Consumo de explosivos kg.	145	150								
Area de excavación real M2	55.20		54.20							
Consumo de explosivos Kg/m3.	0.91	0.91								
Volúmen total rezagado (abundado) M3	224.11		231.43							
Revestimiento Rezagadora M3/hr.			33.88							
Avance / día (m)			5.95							
Avance acumulado (m)			5.95							
DEMORAS:										
Cambio de acero de barrenación por rotura			0.33							
Retiro del equipo	0.16		0.25							
Cambio de vagonetas	0.50		0.25							
Descompostura gato volteo vagonetas	0.25		0.33							
Descompostura de locomotoras		0.25								
Descompostura malacate de manteo			2.00							
Descarrilamiento vagonetas			0.50							
Descompostura de una perforadora										
Arreglo de vía										
TOTAL DE DEMORAS/DIA			4.82							
% Tiempo perdido			19.05							
% Tiempo aprovechado			80.95							

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 "
	<hr/>
	10.74 hrs.

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 <sup>3</sup> .
Volumen Rezagado (abundado):	197.28 m <sup>3</sup> .
Rendim. Rezagadora:	56.06 m <sup>3</sup> /hr.
Avance Real:	2.60 m.
Total de Demoras:	27.87 hrs.
% Tiempo Perdido:	19.35 "
% Tiempo aprovechado:	80.65 "

Las demoras principales fueron:

Cambio de vagonetas.	8.46 hrs.
Descomportura 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 california 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 Lumbrera.

A P E N D I C E

## EJEMPLO

## 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
	TOTAL	3,223.00

- 2 -

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 m<sup>3</sup> - 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 m<sup>3</sup>.

Con 10 vagonetas por locomotora se mueven en cada corrida

45 m<sup>3</sup> de material suelto.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m<sup>3</sup>

Abundamiento y sobreexcavación = 55%

Material por rezagar en cada voladura = 107.3 x 1.55 = 166.32 m<sup>3</sup>  
Suelos

Capacidad de la rezagadora = 25 m<sup>3</sup>/hora = 38.75 m<sup>3</sup> 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
	<b>TOTAL</b>	<b>\$ 2,338.00</b>

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
	<b>TOTAL</b>	<b>\$934.00</b>

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 Rieleros	\$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

- 7 -

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 m<sup>3</sup>/hr.

Material excavado en banco por voladura = 107.3 m<sup>3</sup>

Abundamiento y sobreexcavación 55%

Material por rezagar en cada voladura = 107.3 x 1.55 = 166.32 m<sup>3</sup>  
suelos

El cargador descarga en dumptrors de 18 ton.

Se supone un peso específico del material de 1.6 ton/m<sup>3</sup>

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 m<sup>3</sup> se necesitan  $\frac{166.32}{11.25} = 15$  ciclos del cargador.

Distancia máxima de acarreo : 1,450 mts.

Se proponen 6 dumptrors 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 Dumptror	\$180.00	1,080.00
6 Aytes. de Op. de Dumptror	\$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

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
	<hr/>
	\$10'474,884.00

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%

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%

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

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 Barrenación 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
<b>T O T A L</b>	<b>5,846.66</b>

EQUIPO NECESARIO Y VALORIZACION FRENTES 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

$$\text{Ventiladores necesarios : } \frac{3,050}{400} = 7$$

Renta mensual : 2,890/mes

$$\text{Importe Total : } 2,890 \times 7 = 20,230.00$$

$$\text{Por metro lineal de excavación} = \frac{20,230.}{120} = 168.58$$

### FRENTES NO. 1 Y 2

$$\text{Ventiladores necesarios : } \frac{2,750}{400} = 6$$

Renta mensual: 2,890./mes

$$\text{Importe Total: } 2,890 \times 6 = 17,340.00$$

$$\text{Por metro lineal de excavación} = \frac{17,340}{160} = 108.38$$

### DRENAJE:

Se instala una bomba de 50 H.P. en un cárcamo que se localiza en el punto donde confluyen los trámos en el túnel de acceso.

Renta mensual de la bomba : \$4,620.00

$$\text{Avance mensual} = 80 + 80 + 120 = 280 \text{ mts.}$$

$$\text{Por metro lineal de excavación : } \frac{4,620}{280} = 16.50$$

### Agua de Barrenación:

Se necesita para este efecto una bomba de 2" Ø

### FRENTE NO. 3

Renta mensual de la bomba \$4,620.00

$$\text{Por metro lineal de excavación : } \frac{4,620.}{120} = 38.50$$

Agua de Barrenación	38.50
Suministro de energía eléctrica	184.25
Parte Prop. de drenaje	7.07
	<hr/>
	398.40

### REQUERIMIENTOS DE ENERGIA ELECTRICA

Se tendrán transformadores a cada kilómetro de distancia.

#### ILUMINACION. -

Con lámparas de 500 watts con separaciones de 7 mts.

En un kilómetro se instalan :  $\frac{1000}{7} = 142.85$  lámparas

Requerimiento por iluminación :  $142.85 \times 500 = 714.25$  watts =

71,425. KVA

#### VENTILACION. -

Con ventiladores de 2 x 20 H.P cada 400 mts. en un kilómetro

se colocan  $\frac{1000}{400} = 2.5$  ventiladores que consumen  $2.5 \times 2 \times 20 =$

100 H.P. 74,600 watts = 74.6 KVA.

#### DRENAJE. -

Una bomba de 50 H.P = 37,300 watts = 37.3 KVA

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%

$$\text{Requerimiento } 160,945 + \frac{160,945}{0.80} = 362 \text{ KVA}$$

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 m<sup>3</sup>

Volumen total de excavación: 214,600. m<sup>3</sup>

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/m<sup>3</sup>

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  $1.29 \text{ kg/m}^3$

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 :  $1.85 \text{ m/m}^3$

Barrenación necesaria :  $1.85 \times 214,600 = 397,010 \text{ metros}$

Alternativa No. 2 (Broca de 37 mm)

Coefficiente de barrenación :  $2.12 \text{ m/m}^3$

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
	<hr/>
TOTAL	124,000

Alternativa No. 2

Modelo	Cantidad
Instantaneo	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 :  $\frac{10,558.320}{5,800} = \underline{1,820.40}$

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 FRENTE 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 vía, por lo que se detendrán rieles de 60 lbs. en tramos de 9.15 mts.

Longitud del Frente : 3,050 mts.

20

$$\text{Tramos necesarios : } \frac{3,050}{9.15} = 334$$

$$\text{Rieles necesarios : } 334 \times 2 = 668$$

VALORIZACION. -

Precio de un riel : \$2,536.50

Importe Total : 2,536.50 x 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

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

✓ 43

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.

Responsable :

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	

PROFORMA

FRENTE 2

EXCAVACION

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

ANEXO 2



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

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	

ANEXO 4



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ZONAS ESPECIALES EN TUNELES

ING. EDUARDO HJOFT DELGADO

SEPTIEMBRE, 1985.

## CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ZONAS ESPECIALES EN TUNELES

EDUARDO HJORT DELGADO.

Para poder llevar a cabo la construcción de un túnel, se hace necesario efectuar ciertas obras complementarias que requieran un criterio específico de diseño; tal es el caso de los portales, las lumbreras, los frentes de excavación, las conexiones e intersecciones, las bifurcaciones, los túneles adyacentes, etc. - A continuación se definirá cada una de estas zonas especiales y se expondrán las consideraciones más comúnmente empleadas en el diseño de las mismas.

1.- PORTALES. Un portal es un corte ejecutado en una ladera con el fin de proporcionar una superficie expuesta de la masa de roca o suelo favorable para el inicio de la excavación de un túnel; una vez iniciada la construcción del túnel, permite el acceso a los equipos de construcción, personal, materiales de construcción, así como la instalación de los equipos de ventilación y el abastecimiento de energía eléctrica.

Los portales son una parte importante de los túneles cuyas dos funciones primordiales que realizan son:

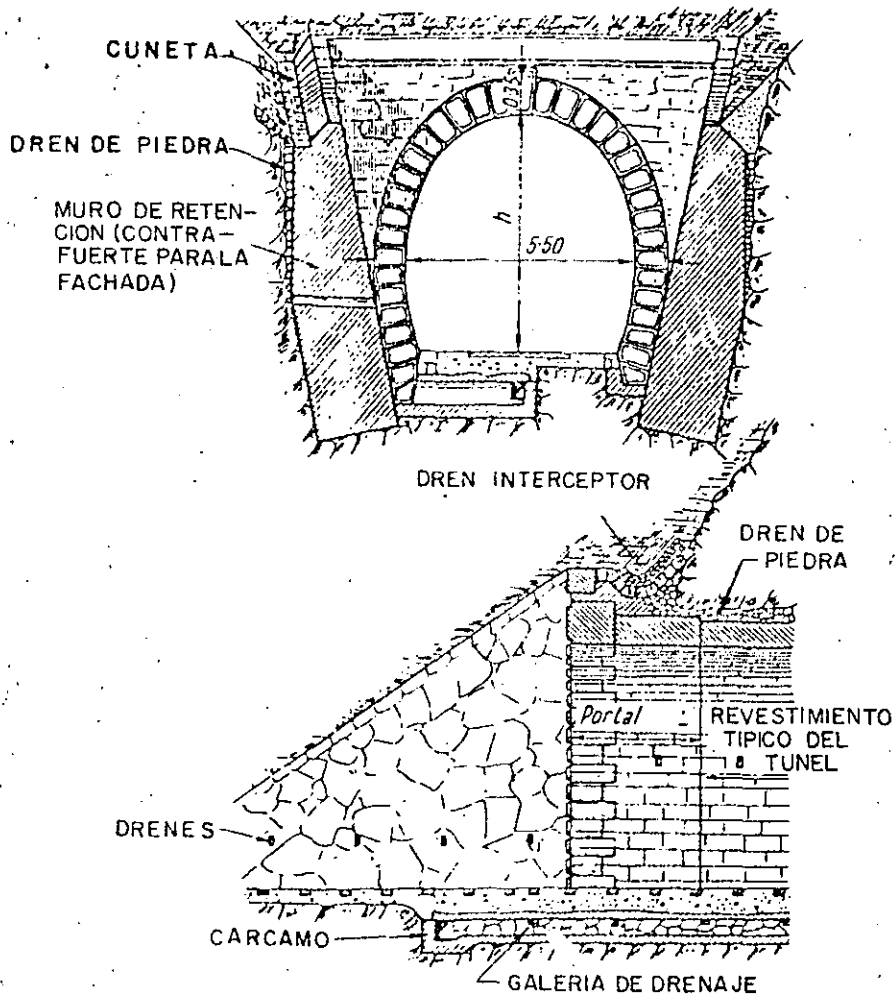
- 1.- Proteger y soportar las galerías, salidas y accesos bajo las masas de tierra.
- 2.- Conducir y drenar el agua superficial que descarga de la

ladera frontal, evitando que ésta se introduzca al interior del túnel y entorpezca las labores de excavación.

Desde el punto de vista estructural los portales pueden ser divididos en las siguientes categorías:

- En roca sólida, podría ser no necesaria la fachada del portal consistente principalmente en muros de retención (Figura Nº. 1) y sólo se podría extender la colocación del revestimiento sistemático del túnel hasta la salida.
- Si existe algún riesgo de que un bloque de roca voltee o deslice, o la presencia de flujo de agua superficial, el corte tiene que ser soportado por muros de retención en la fachada.
- Si se espera que exista presión de tierra por el propio talud, los portales tienen que ser diseñados como muros de retención. Cualquier muro de retención revistiendo el corte en el acceso puede ser considerado como un contrafuerte de soporte del portal.

El agua superficial que drena del talud frontal debe ser interceptada antes del portal y conducida para evitar que se introduzca al túnel y entorpezca las labores de excavación.



CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ZONAS PARTICULARES

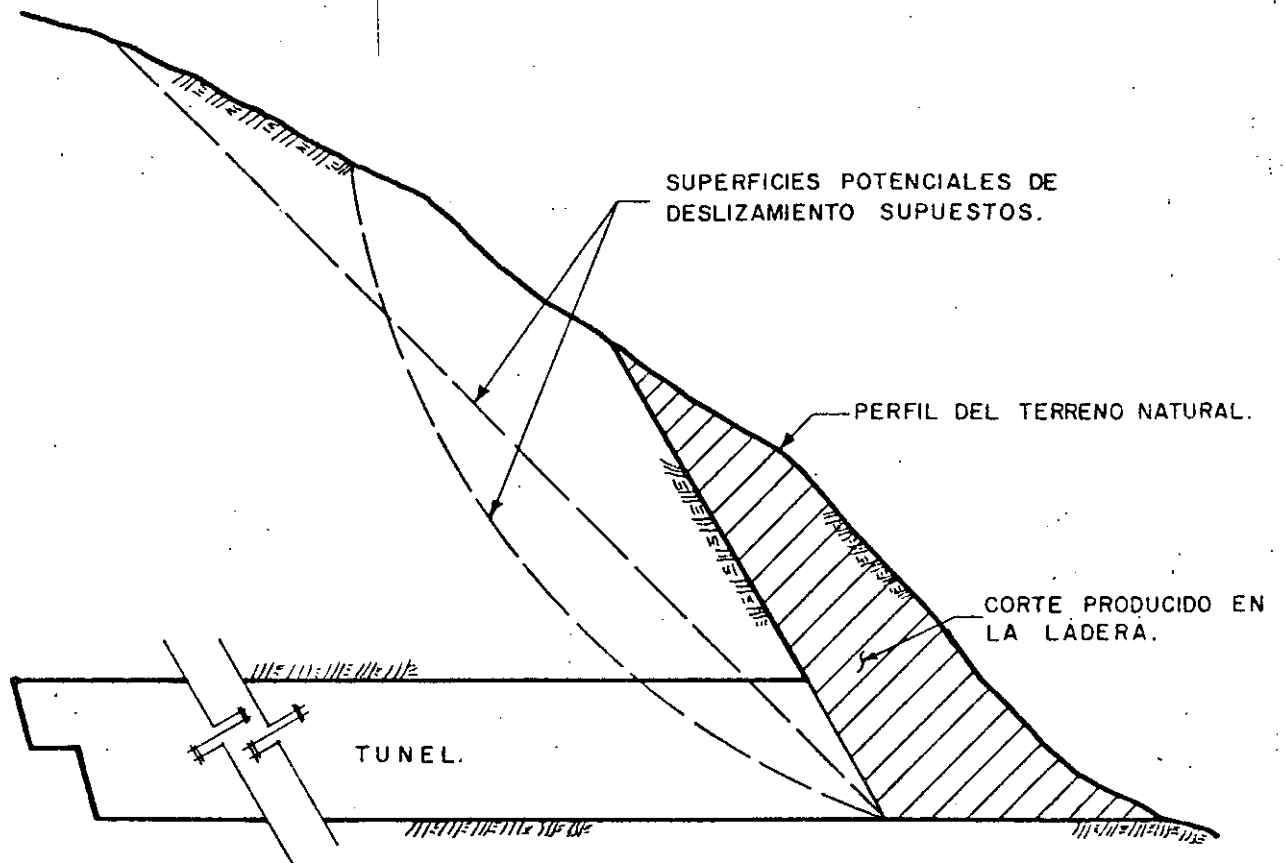
P O R T A L

Debido a las cargas diferenciales, pueden producirse movimientos potenciales e inclinaciones de los muros, por lo que se recomienda separar el portal del resto de revestimiento del túnel por medio de una junta de expansión.

La estabilidad de portal, se evalúa en forma similar al análisis de estabilidad de taludes. En suelos, puede ser aplicado el método sueco, en donde se suponen varias superficies potenciales de deslizamiento generalmente de geometría circular, aunque también existen hipótesis que consideran superficies potenciales de deslizamiento en forma de arco de espiral logarítmica. (Figura Nº 2). La condición más desfavorable que conduce a la determinación de un factor de seguridad apropiado (1.3 a 1.5), define el ángulo de inclinación del corte.

En roca, la superficie potencial de deslizamiento está definida por la posición y número de los sistemas de juntas, la calidad de la roca que puede describirse mediante el parámetro RQD (Rock Quality Design), la abertura de las juntas, su rugosidad, el grado de alteración que presentan sus paredes y la consistencia de la alteración o relleno, así como por la magnitud de las presiones hidráulicas y el estado de esfuerzos que de manera natural presenta la masa rocosa y que tiene especial influencia en el comportamiento de la misma, cuando existen esfuerzos tectónicos remanentes.





CONSIDERACIONES DE DISEÑO  
DE ZONAS PARTICULARES

P O R T A L

FIGURA Nº 2

El análisis se efectúa en forma similar a de la estabilidad de un bloque de roca susceptible de deslizarse o voltearse, en donde debe tomarse en cuenta todas las fuerzas actuantes en el bloque como cuerpo libre, su peso propio y la resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno de las juntas que lo delimitan, de manera que se logre alcanzar un factor de seguridad adecuado.

2.- LUMBRERAS.- Las lumbreras son excavación verticales ó inclinadas de sección transversal circular o cuadrada, cuya finalidad al alcanzar el nivel que será la rasante del túnel, es la de ampliar el número de frentes de ataque de la excavación reduciendo con ello el tiempo de construcción. Por la lumbrera se permite la introducción del equipo y los materiales para ejecutar la excavación del túnel y la extracción del producto de dicha excavación. Obviamente mientras más lumbreras contemple la construcción de un proyecto de túnel, menor será el tiempo necesario para la culminación de la obra. Sin embargo, debe considerarse la ejecución de un estudio económico en el que se defina, de acuerdo con los costos y programas de construcción, el número óptimo de lumbreras a emplearse en un proyecto.

En proyectos hidroeléctricos, una de las características importantes de las lumbreras es que sirven como obras de toma para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos. En vías terres-

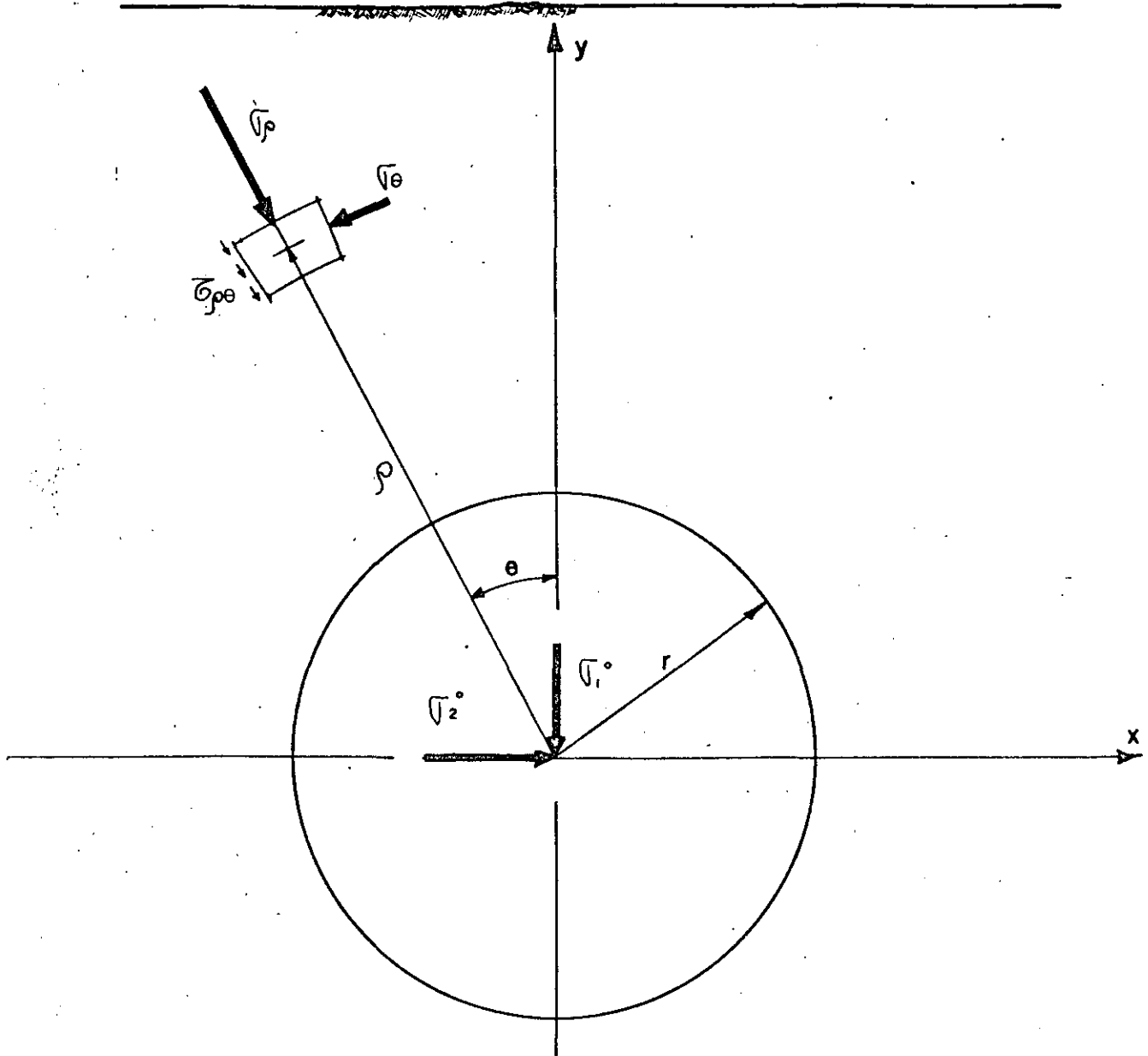
tres, las lumbreras tienen una finalidad posterior consistente en permitir la entrada de aire fresco y la salida de aire viciado mediante un sistema de ventilación.

La excavación puede ser llevada a cabo en distintas formas, dependiendo de la naturaleza del terreno y de la profundidad que se deba alcanzar. Para ello existen diversas técnicas, algunas de ellas desarrolladas y empleadas en nuestro país por las distintas empresas dedicadas a este tipo de construcción especializada. (Ref. 1).

Es preferible que las lumbreras sean diseñadas generalmente con una sección transversal circular aunque de hecho esto ofrece menores ventajas de utilización del espacio, sin embargo, esto es ampliamente compensado por las ventajas considerables ofrecidas en la reducción de las magnitudes de las presiones externas debido al efecto de arqueo en un plano horizontal.

En este aspecto, es de gran utilidad la solución clásica de la Teoría de la Elasticidad que considera un campo de esfuerzos originales ortogonales y perpendiculares al eje longitudinal de la lumbrera, de igual magnitud ( $K_0 = 1$ ).

En la figura Nº 3 se muestran la nomenclatura y las fórmulas para la determinación de los esfuerzos actuantes alrededor de



$$\sigma_\rho = \frac{1}{2} (\sigma_1^0 + \sigma_2^0) (1 - \alpha^2) + \frac{1}{2} (\sigma_1^0 - \sigma_2^0) (1 + 3\alpha^4 - 4\alpha^2) \cos 2\theta$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_1^0 + \sigma_2^0) (1 + \alpha^2) - \frac{1}{2} (\sigma_1^0 - \sigma_2^0) (1 + 3\alpha^4) \cos 2\theta$$

$$\tau_{\rho\theta} = -\frac{1}{2} (\sigma_1^0 - \sigma_2^0) (1 - 3\alpha^4 + 2\alpha^2) \sin 2\theta$$

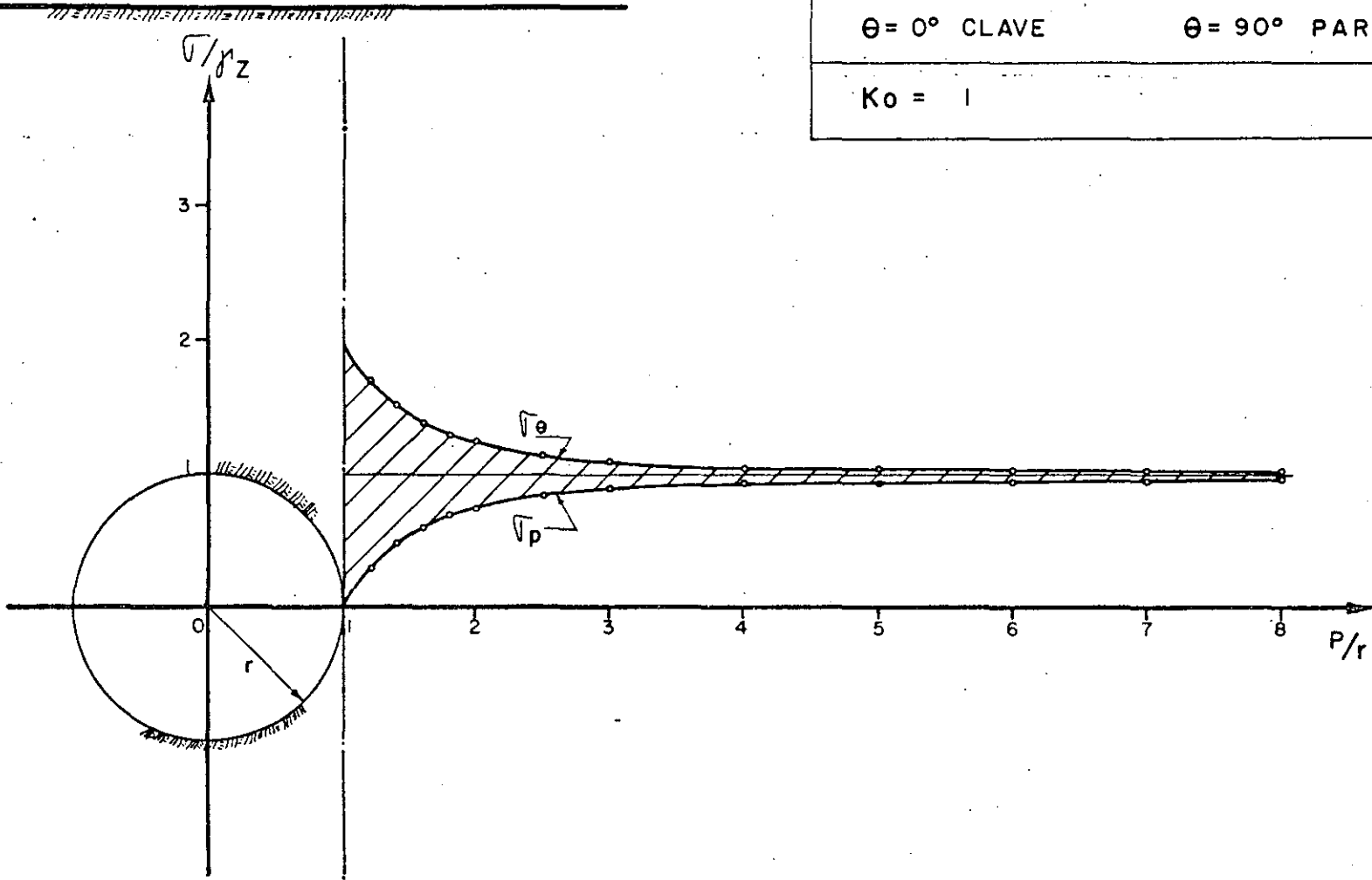
$$\alpha = r/\rho$$

CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE  
ZONAS PARTICULARES  
TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

una abertura circular dentro de la Teoría de la Elasticidad para la solución de Kirsch. La figura Nº 4 muestra la solución clásica de esta teoría para el caso particular  $K_0 = 1$ . puede notarse, que los esfuerzos tangenciales que circundan a la excavación son del orden de magnitud del doble de la presión original, lo que significaría que para un suelo cuya resistencia a la compresión simple fuera superior al doble de la magnitud de las presiones originales actuantes, bien pudiera no ser necesaria la colección de revestimiento alguno. Como ejemplo de ello, se tienen lumbreras para excavaciones mineras en roca -- con profundidades considerables sin ningún tipo de soporte.-- Sin embargo, ésto no es siempre recomendable por la intemperización que puede presentarse en las paredes de la excavación -- provocando la destrucción paulatina de la abertura.

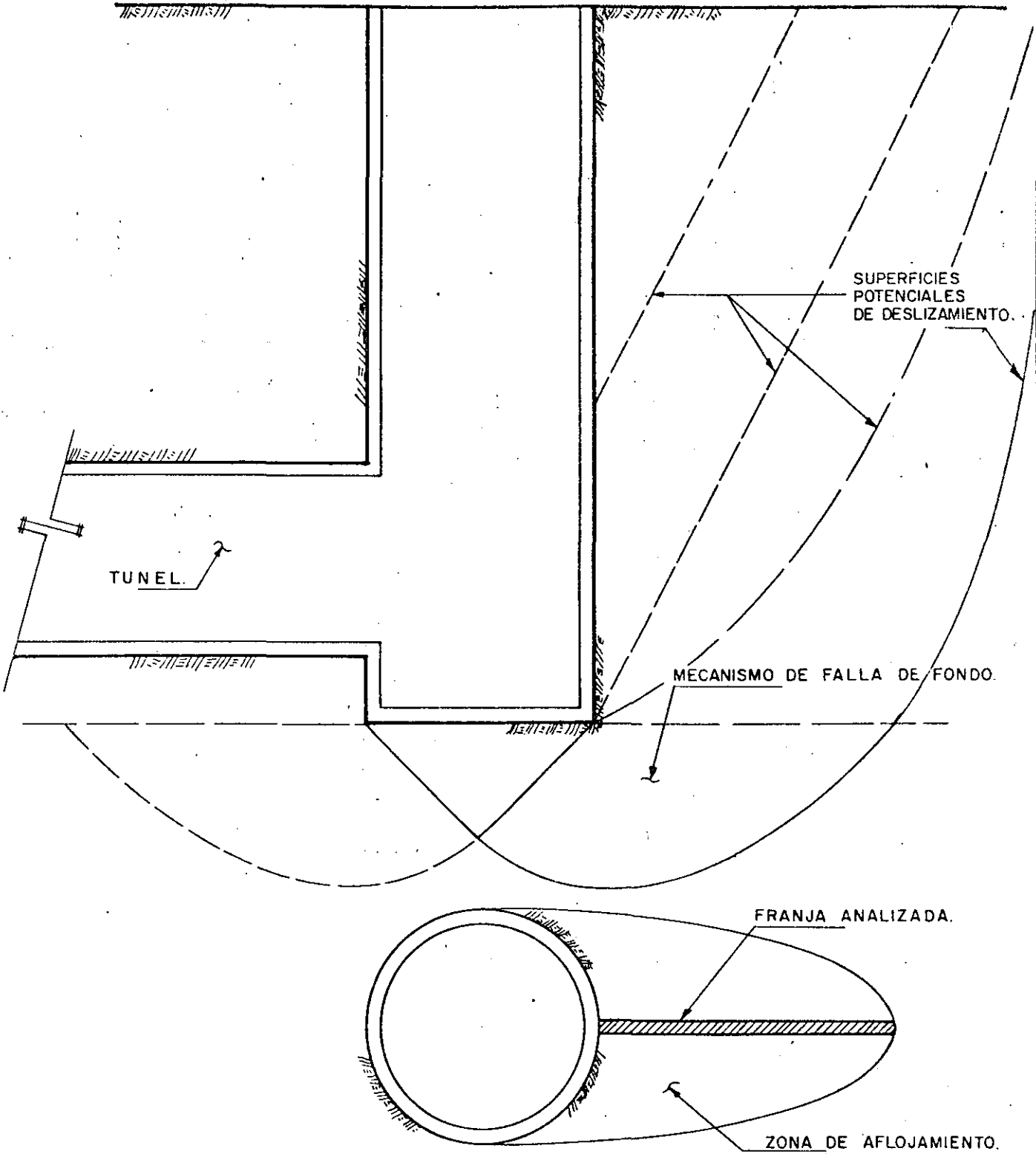
En suelos, para considerar el efecto de estabilidad de la excavación de una lumbrera es recomendable efectuar un análisis de estabilidad suponiendo superficies de falla potencial e inclusive la revisión por falla de fondo con adopción de superficies hipotéticas de deslizamiento como las mostradas en la figura -- Nº 5, cuyas geometrías pueden variar desde la línea recta hasta la curva de exponencial logarítmica pasando por el arco circular.

La estabilidad del inicio de la excavación de un túnel a par--



CONSIDERACIONES DE DISEÑO  
 DE ZONAS PARTICULARES  
 ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR  
 TEORIA DE LA ELASTICIDAD.

FIGURA Nº 4



CONSIDERACIONES DE DISEÑO  
DE ZONAS PARTICULARES  
LUMBERA

FIGURA Nº 5

tir de una lumbrera se describirá, más adelante.

3.- FRENTES DE EXCAVACION.- El frente es el lugar en donde se produce el avance paulatino de la excavación de un túnel, dependiendo del método de ataque empleado.

Considerando las características geológicas del subsuelo, algunos de los problemas de inestabilidad que se puede presentar en el frente de ataque son debido a:

- Fracturamiento intenso de la roca, formando bloques, en donde las fracturas están rellenas de materiales arcillosos -- susceptibles de ser disgregados por el flujo de agua en el caso de que ésta exista, quedando bloques sueltos.
- Alteración de la roca en diversos grados por soluciones hidrotermales.
- Depósitos sedimentarios granulares, en donde el problema de estabilidad está directamente relacionado con la cohesión de los materiales y la carga hidrostática que tengan que soportar.

De las ideas anteriores se puede observar que el problema de la estabilidad del frente de ataque, no es un problema de fá-



cil solución debido a la gran variedad de factores que pueden influir favorable o desfavorablemente y en donde el estudio geológico será la base en la adopción de los criterios constructivos que se vayan a utilizar en la excavación del túnel.

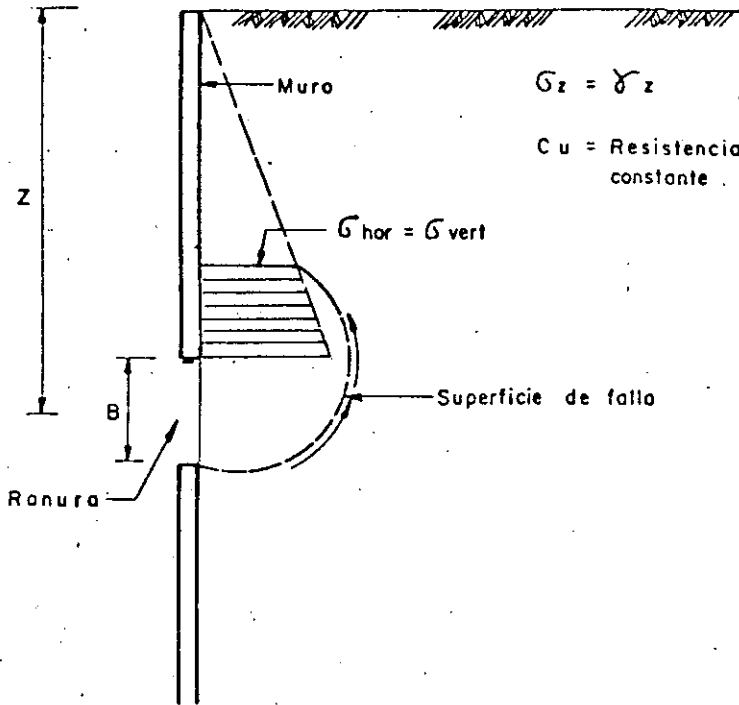
Existen varias soluciones, las cuales dependerán de las condiciones específicas del subsuelo siendo las siguientes, las más importantes:

### 3.1.- FRENTES DE TUNELES EXCAVADOS EN ARCILLA.

En las arcillas, las condiciones de estabilidad del frente de ataque dependen de la resistencia no drenada de las mismas  $C_u$ ; la resistencia a largo plazo, en términos de esfuerzos efectivos, sólo tendrá importancia si el frente se deja expuesto y sin soporte durante mucho tiempo.

Las condiciones de estabilidad en el frente de ataque de un túnel excavado arcilla pueden analizarse mediante el equilibrio de una masa de arcilla en torno a una ranura estrecha y horizontal, practicada en una pared que la sostenga (Figura 6).

En este análisis, se considera la generación de una superficie de falla en forma cilíndrica, la cual ocurre cuando la presión vertical correspondiente al centro de la ranura - que representen



Mecanismo de falla en torno a una ranura horizontal en arcilla

CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE  
ZONAS PARTICULARES  
INICIO DE LA EXCAVACION EN  
LA LUMBRERA

ta el frente de excavación-llega a exceder 6.28 veces el valor de  $c_u$ . Si la ranura es de sección circular, la relación anterior se elevaría a 7.5. Ahora bien si el ancho de la ranura es mayor en relación a la profundidad á que está situada, el valor crítico de la relación de sobrecarga resulta ser:

$$\left( \frac{\bar{\sigma}_z}{c_u} \right)_{\text{crit}} = \frac{2 \frac{z}{B} + \pi - 1}{1 + \frac{B}{\bar{\sigma}_z}}$$

Si la resistencia de la arcilla aumenta con la profundidad, la falla en la ranura se presenta cuando:

$$\bar{\sigma}_z > 6 \cdot c_u \quad (\text{para } \frac{z}{B} < 4 \text{ ó } 5)$$

Las arcillas duras y fisuradas pueden resultar muy sensibles a los procesos de deformación que acompañan a las redistribuciones de esfuerzos, por lo que pueden presentar signos de inestabilidad en el frente para valores:

$$\bar{\sigma}_z / c_u < 6$$

El análisis hecho anteriormente no representa una situación real de la estabilidad del frente de ataque, sin embargo, los valores obtenidos de la relación de sobrecarga constituyen una aproximación de los valores reales.

Se ha llegado a establecer que si  $\sqrt{z}/cu < 3$  probablemente los movimientos sean pequeños y de naturaleza más bien elástica; para valores mayores, comienzan las grandes deformaciones plásticas.

Por otra parte, cuando en un material arcilloso puede lograrse una disipación en las presiones de poro, la estabilidad del frente queda gobernada más bien por los esfuerzos efectivos actuantes y por la resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos y no la resistencia a la compresión simple no drenada.

Se puede establecer que la situación del frente de ataque es más favorable cuando más uniforme, liso y bien terminado se lleve éste. Bajo estas condiciones el túnel es generalmente excavado empleando el escudo, en donde el problema de estabilidad en el frente es resuelto mediante la utilización de un escudo de frente cerrado, el cual cuenta con ciertos dispositivos que ejercen una presión de estabilización sobre el frente, evitando con ello los derrumbes de éste y representado una medida de seguridad para el equipo y personal que labora en la construcción de dicho túnel.

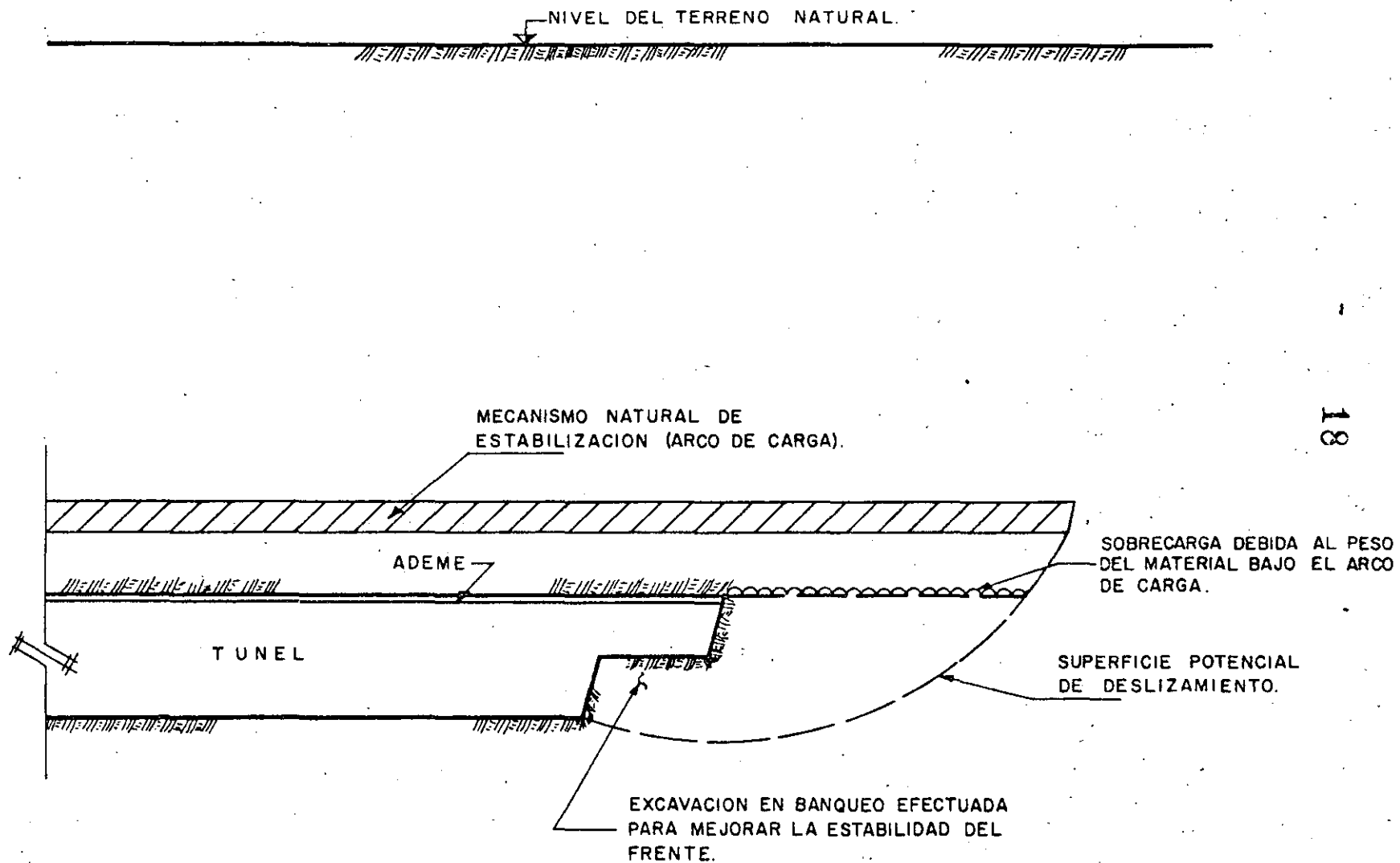
### 3.2.- FRENTES DE TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS FRICCIONANES.

Los problemas de estabilidad en suelos friccionantes se refie--

ren principalmente a la poca o nula cohesión y a la alta permeabilidad que presentan. Esto ha hecho que la utilización de excavadores integrales (topos) en estos tipos de suelos, sea considerada conveniente.

En los casos que se atraviesen capas arenosas, las cuales generalmente son acuíferas, el escudo complementado con el sistema de aire comprimido resulta ser el equipo más adecuado para estas condiciones de trabajo. Este sistema tiene por objeto crear un flujo de aire hacia el frente de trabajo, que en el caso de las arenas, produzca tensiones capilares evitando con ello las filtraciones hacia el túnel y el arrastre del material y en el caso de arcillas "extruibles" las haga estables. El empleo de este sistema tiene ciertas restricciones, pues la experiencia obtenida al respecto en México, indica que la presión máxima de trabajo con aire comprimido es de  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$ , que limita la profundidad de los túneles en los que se pueda aplicar.

Teniendo en cuenta la limitante de este sistema, se podrá comprender que para condiciones extremas de trabajo, puede darse el caso de que dicho sistema resulte insuficiente ante el problema de estabilidad del frente de trabajo; razón por la cual, en la actualidad se están implementando nuevos equipos, tales como los escudos con cortadores auxiliados con lodos bentoníticos, con los cuales sea posible excavar un túnel en materiales que



18

CONSIDERACIONES DE DISEÑO  
DE ZONAS PARTICULARES

FRENTE DE EXCAVACION

FIGURA Nº 7

requieren presiones de estabilización a los  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ .

De cualquier manera, es conveniente realizar análisis de estabilidad de la frente de la excavación, suponiendo superficies de falla críticas como las mostradas en la figura Nº 7. En la Ref. Nº 2 se describen los resultados de un estudio de simulación de la estabilidad de un túnel excavado con escudo, de frente presurizada en arcilla.

#### 4.- CONEXIONES E INTERSECCIONES DE TUNELES.

El problema relativo al incremento de las presiones en las intersecciones de túneles, dependerá principalmente de las propiedades mecánicas del subsuelo, de las secciones y de la forma en como se pretenden intersectar dichos túneles.

Sobre este aspecto no se puede considerar una solución general puesto que cada caso que se presenta en la práctica estará influenciado por diversos factores, lo cual determinará el tipo y alcance de los estudios especiales que se tengan que hacer para dar solución a cada problema particular.

En la Ref. 3, se concluye que para el caso de intersecciones a  $90^\circ$ , los esfuerzos se incrementan aproximadamente en un 50% en la esquina de la intersección en materiales elásticos y vuelven a ser los correspondientes a un túnel aislado a una

distancia igual a una diámetro de dicha intersección.

En este caso el problema de la superposición de cargas será otro de los aspectos de importancia que habrá que considerar dado que influye en la estabilidad del túnel en el sitio de la intersección.

Para tener una idea clara de dicha superposición de cargas, en la figura 8 se muestran los efectos causados por la intersección de dos túneles. En dicha figura, los mecanismos naturales de estabilización de cada uno de los túneles generan el efecto de una boveda en la zona de intersección, ocasionando en esta forma que se distribuya la sobrecarga a las paredes, las cuales trabajando como pilares (puntos 1, 2, 3 y 4), logran soportar dicha sobrecarga.....

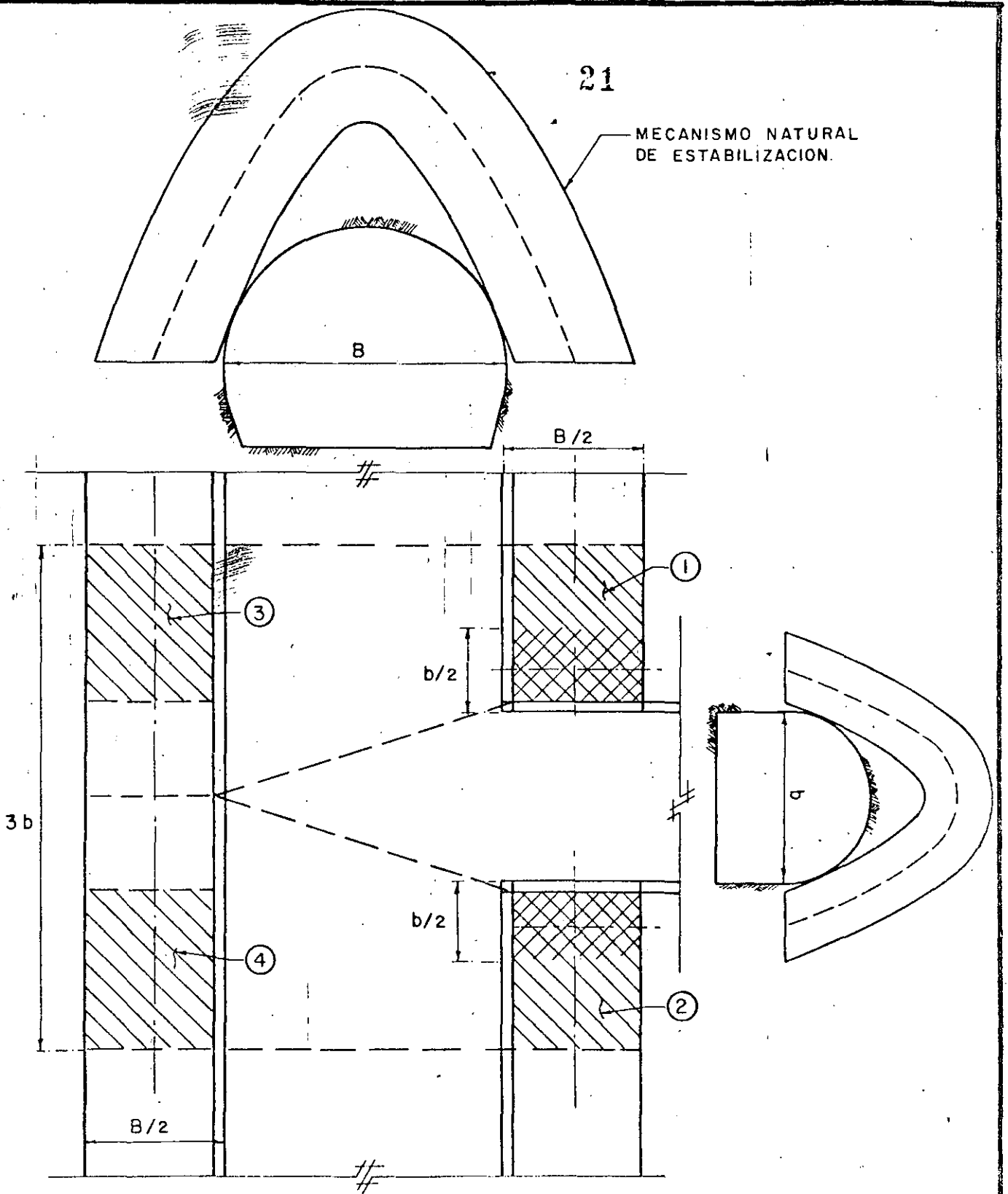
##### 5.- TUNELES ADYACENTES Y BIFURCACIONES.

Otra condición particular de la distribución de esfuerzos en una masa rocosa se establece cuando la solución a un problema específico resulta ser la construcción de un sistema de túneles paralelos o bien la construcción de un túnel paralelo a otro ya existe. Esta situación plantea los siguientes problemas:



21

MECANISMO NATURAL  
DE ESTABILIZACION.



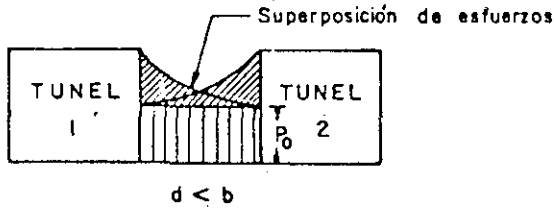
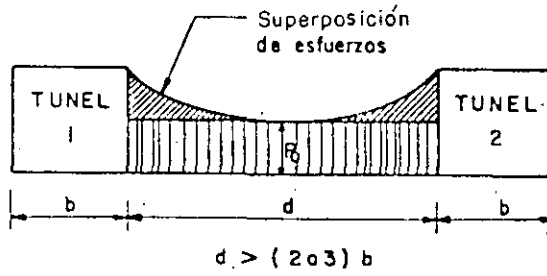
CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE  
ZONAS PARTICULARES.

INTERSECCIONES Y CONEXIONES

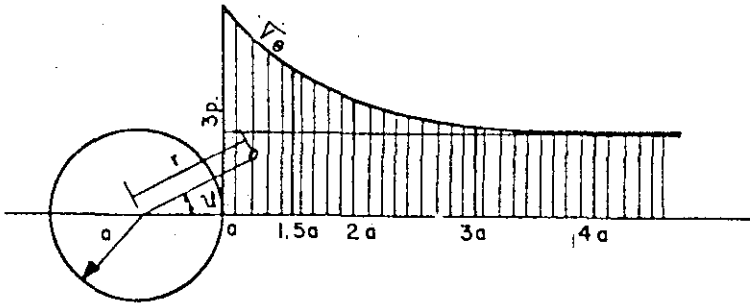
- Determinar el espesor mínimo de la masa que deberá --  
 existir entre los túneles, para evitar que ésta no sea  
 afectada en sus propiedades por la superposición de car-  
 gas generadas por la presencia de ambos túneles. Esto -  
 a la vez definirá la distancia a la que deberán estar -  
 localizados dichos túneles para evitar que el desarro--  
 llo de los arcos parabólicos de carga lleguen a superpo-  
 nerse a fin de que cada túnel se comporte en forma ais-  
 lada.

La superposición de cargas naturalmente está afectada por los --  
 factores que intervienen en la determinación de la presión de  
 roca sobre un túnel independiente.

Sobre este aspecto dentro de la Teoría de la Elasticidad se -  
 establece, en lo relativo a la distribución de esfuerzos alre-  
 dedor de una cavidad circular, que la concentración de esfuer-  
 zos tangenciales verticales hacia los lados de dicha cavidad tienden--  
 a ser asintóticos al valor de la presión original de la masa  
 rocosa, ajustándose al valor de esta presión a una distancia  
 igual a 2 ó 3 veces el diámetro del túnel, ver figuras 4 y 9.  
 Es por esto que una consideración práctica de la separación -  
 mínima entre dos túneles paralelos sea de dos veces el diáme-  
 tro de éstos a fin de que no haya superposiciones de esfuer--  
 zos, por lo que, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad



Efecto de la superposición de cargas en túneles adyacentes



Variación de esfuerzos tangenciales en la periferia de un túnel de sección circular

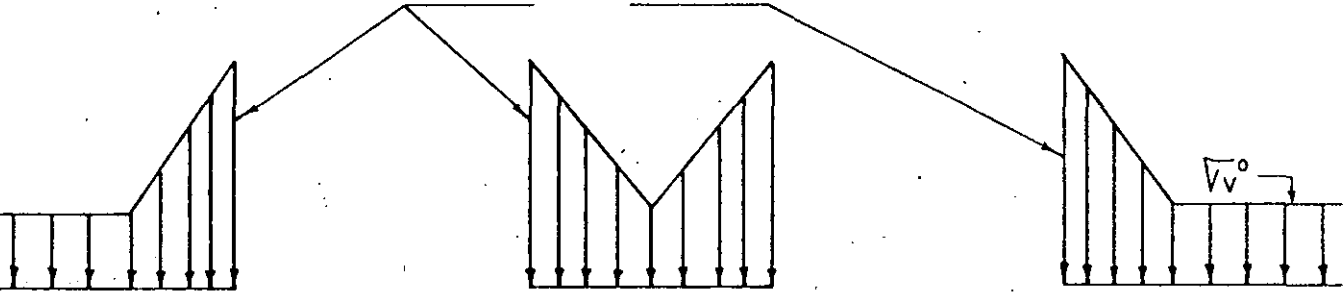
CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ZONAS PARTICULARES

TUNELES PARALELOS PROXIMOS

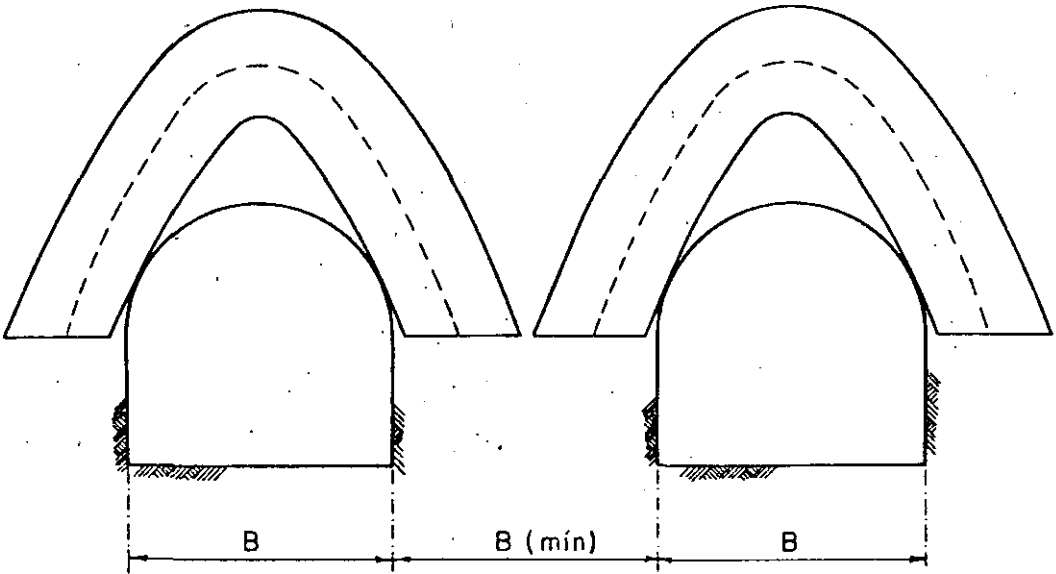
(solución de Kirsch), el esfuerzo tangencial vertical máximo alrededor de un túnel de sección circular ocurre a los lados de éste y su variación con respecto a la distancia que exista al túnel se ilustra en la fig. 9

Lo anterior quiere decir, que el problema relativo a las presiones en túneles adyacentes se refiere únicamente a tratar de evitar que las cargas generadas para cada túnel, dependiendo éstas de las propiedades mecánicas de la masa rocosa y de la geometría de la sección, se superpongan; es decir, se buscará que cada túnel trabaje independientemente en lo referente al sistema de cargas que lo éste afectando. Si esta condición no pudiese ser respetada, en el diseño del revestimiento del túnel -- habrá que considerar los incrementos de esfuerzos que se desarrollarán debido a la superposición de las cargas generales - alrededor de cada túnel. Otra forma de estimar aproximadamente la interacción entre túneles adyacentes, es la utilización del concepto de los arcos parabólicos de carga como mecanismos naturales de estabilización en las excavaciones subterráneas. En la figura 10 se muestran dos túneles paralelos con sus respectivos mecanismos naturales de estabilización. Para esta circunstancia y tomando en cuenta que el material entre - los dos túneles es capaz de resistir satisfactoramente la redistribución de esfuerzos que se predice, la separación mínima indicada por el método es de un diámetro.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES  
AL NIVEL DEL TUNEL.



MECANISMO NATURAL  
DE ESTABILIZACION



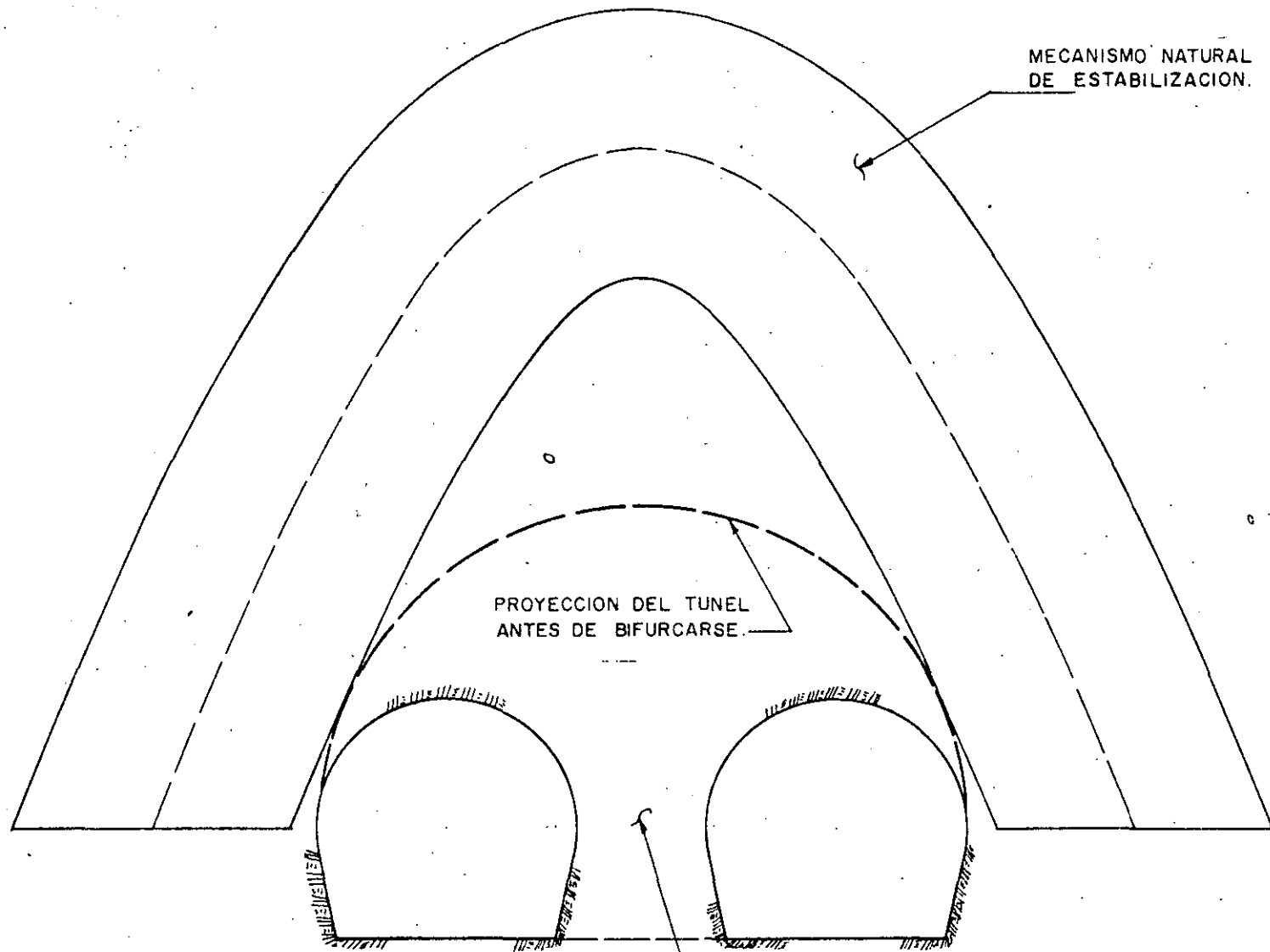
CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE  
ZONAS PARTICULARES.

TUNELES PARALELOS PROXIMOS

Sin embargo, existe la posibilidad de que los túneles se encuentren más próximos o de que la resistencia del material -- del pilar que se forma entre los dos túneles no satisfaga los requisitos del mecanismo natural de estabilidad inicial, en cuyo caso, se formará un nuevo arco de carga natural que abarque a los dos túneles, en donde el pilar deberá cargar el peso tributario del material que se encuentre abajo del nuevo arco y que es susceptible de aflojarse. (figura Nº 11). tal es el caso de las bifurcaciones y de los túneles múltiples como sucede comúnmente en las excavaciones del tipo minero.

Por último existe otra disposición de túneles paralelos en la que los ejes de ambos están alojados en un plano vertical. Esta condición se representa en la figura 12 en donde se observa que la distancia mínima de separación entre los dos túneles es de 1.5 a 2 veces el diámetro del túnel.

De igual modo, existe la posibilidad de que los dos túneles se encuentren más cercanos uno de otro, en cuyo caso, se formará un arco de carga natural que abarcará a los dos túneles. No obstante, esta condición es poco aconsejable dado que el ademe del túnel inferior deberá cargar prácticamente al túnel superior y al suelo que separa a ambos y que también está contenido dentro del arco.



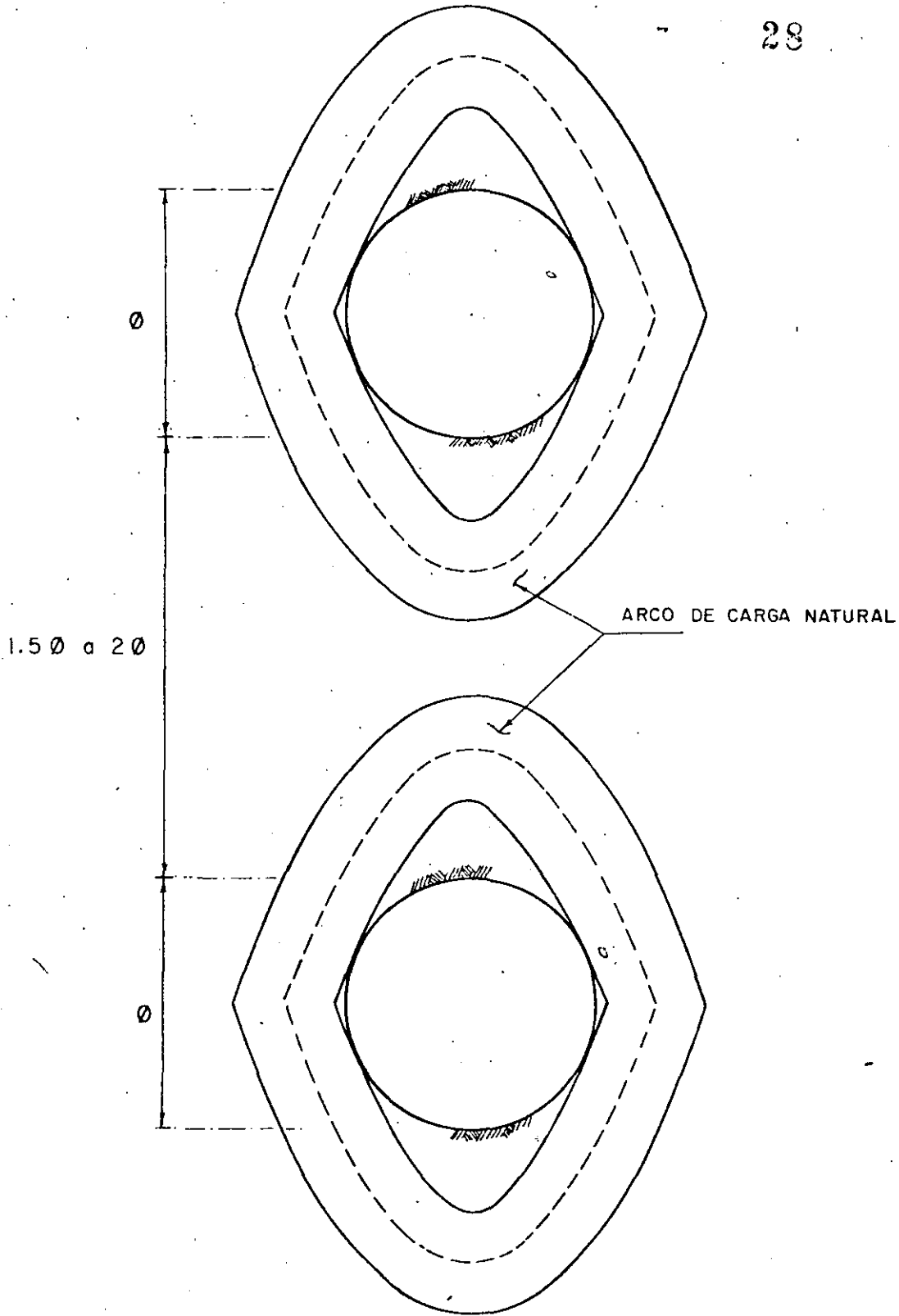
MECANISMO NATURAL  
DE ESTABILIZACION.

PROYECCION DEL TUNEL  
ANTES DE BIFURCARSE.

PILAR QUE SOPORTA EL  
PESO TRIBUTARIO DEL  
MATERIAL BAJO EL ARCO  
DE CARGA.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO  
DE ZONAS PARTICULARES

BIFURCACION



CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ZONAS PARTICULARES

TUNELES PARALELOS PROXIMOS ALINEADOS VERTICALMENTE



## REFERENCIAS

- 1.- Memoria Técnica de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal.

Túnel S. A. de C. V.

México, D. F.

- 2.- Face Stability and Ground Settlements in Shield Tunnelling.

M. P. Romo

C. Díaz M.

Instituto de Ingeniería . UNAM

- 3.- La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres  
Vol. II

A. Rico Rodríguez - H. del Castillo.

Ed. Limusa

México.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- The Art of Tunnelling.  
K. Széchy  
Akademiai Kiadó  
Budapest.
  
- 2.- Estabilidad en túneles  
Tesis profesional  
N. Islas C.  
G. Sánchez Torres E.  
ENEP - ACATLAN, UNAM
  
- 3.- Apuntes inéditos de la clase de túneles impartida por el  
Ing. Arturo A. Bello M. de la especialidad de geotécnica -  
aplicada a las vías terrestres en la ENEP ACATLAN, UNAM.
  
- 4.- Método simplificado para el análisis de Estabilidad de -  
grandes Excavaciones Subterráneas.  
Arturo A. Bello M.  
GEOSISTEMAS, S. A.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

INSTRUMENTACION QUE SE UTILIZA EN LA EXCAVACION DE TUNELES

EDUARDO ANAYA MORA

SEPTIEMBRE, 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.- Inclínómetro.
- 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<sup>o</sup> 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 mas 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 zoza 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<sub>ro</sub>, 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<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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  $3/16$ " de diámetro, los cuales son conducidos a la superficie protegidos por un tubo de PVC de  $3/4$ " 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 bentonita 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<sup>o</sup> 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 barreno 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<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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 <sup>o</sup> 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

meabilizando 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 barreno, uniéndose entre sí con coples remachados, flejados e impermeabilizados.

En el caso de que el barreno 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 barrenado, se procede a rellenar el espacio -- anular entre la tubería y el barrenado con arena limpia o bien, -- con lechada de cemento, de forma que toda la tubería quede perfectamente confinada dentro del barrenado. Luego de que esta lechada ha fraguado se coloca el tapón superior y su registro para 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 torpedo hasta el fondo de la tubería, asegurándose que las ruedas -- del aparato deslicen dentro de las ranuras alineadas en el sentido de los desplazamientos del suelo, posteriormente y con auxilio de una polea fijada al brocal del aparato, el torpedo, -- es lentamente izado tomando las lecturas en el puente de registro en cada posición que se defina y asegurándose que la lectura se estabilice, hasta que finalmente se extrae el instrumento de la tubería, las posiciones de lectura se muestran en la figura N<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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<sup>o</sup> 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° 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 di se ño 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 di se ño, si fuera el caso, en tonces deberá procederse a tomar alguna o algunas medidas precautorias para mantener dentro de un rango aceptable a las car gas en los marcos.

La celda de carga se muestra esquemáticamente en la figura -- N<sup>o</sup> 16, el captador de la carga está constituido por dos lámii-- nas 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° 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/cm<sup>2</sup> y de 0 a 15 kg/cm<sup>2</sup>, con una aproximación de  $\pm 1\%$ .

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<sup>o</sup> 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 actuantes 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  $140 \text{ kg/cm}^2$ .

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.

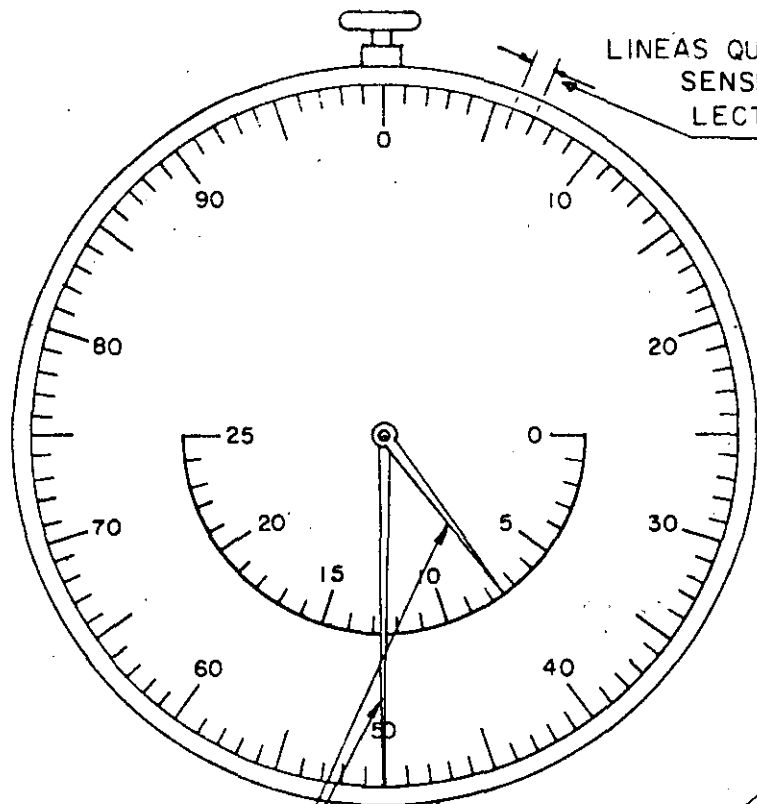
La prueba consiste, en forma conceptual, en instalar primeramente los puntos de referencia con una distribución como se in

dica en la figura N° 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° 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 distancias entre puntos. Cuando se llegue a estos últimos valores, 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 surgir de las mediciones, se ha tratado de apuntar en forma resumida para cada parámetro que se requiera medir dentro de la ingeniería civil; el nombre del instrumento que sería apropiado para la obtención del mismo, de que tipo de instrumento se trata y finalmente alguna aplicación práctica del instrumento. La tabla N<sup>o</sup> I. contiene estos datos, esperando que sean de utilidad para aquellas personas que, en un momento dado, requieran de una consulta rápida y práctica en el tema de la "Instrumentación en la Ingeniería Civil".

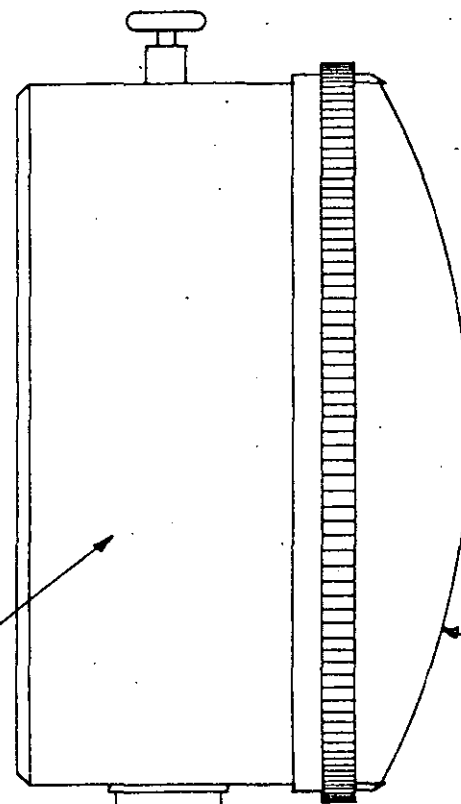


AMBAS AGUJAS CON DIFERENTE SENSIBILIDAD DE LECTURA, FORMAN EL REGISTRADOR DEL INSTRUMENTO.

LINEAS QUE DEFINEN LA SENSIBILIDAD DE LA LECTURA (0.01 mm.)

EN EL INTERIOR DE ESTA CAMARA SE ENCUENTRA UN MECANISMO DE RELOJERIA QUE FORMA EL TRANSMISOR DE LA SEÑAL.

VASTAGO ( PARTE CAPTADORA DEL MOVIMIENTO).

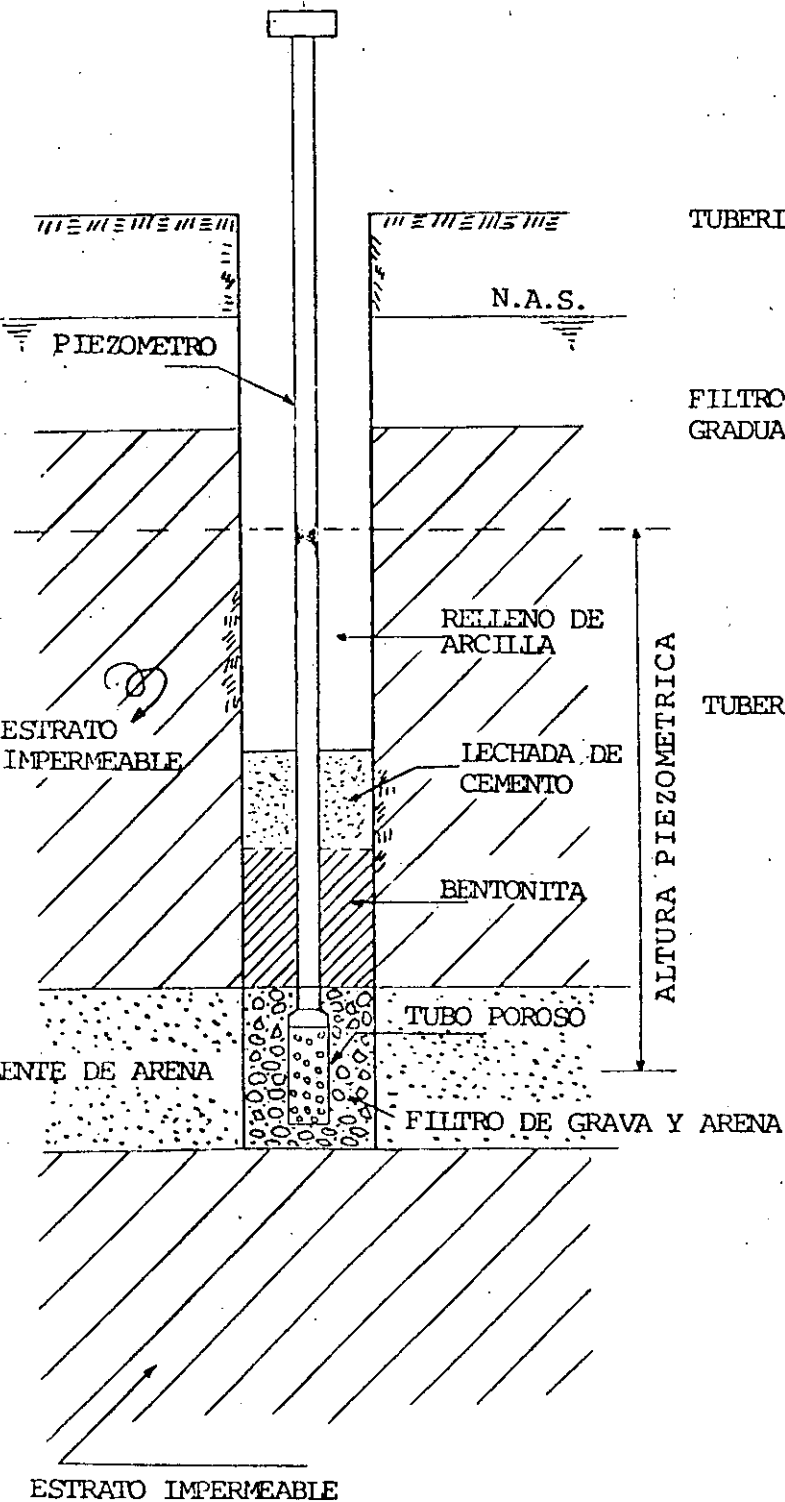


CARATULA.

INSTRUMENTACION EN TUNELES  
MICROMETRO

FIGURA Nº 1

34

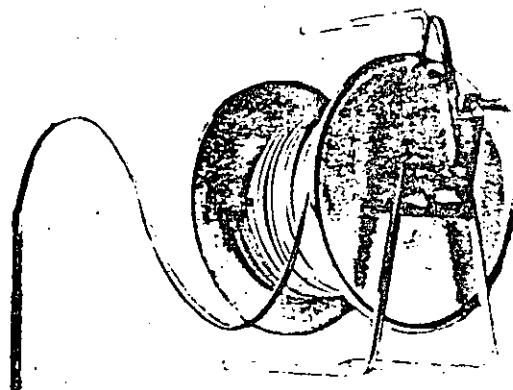
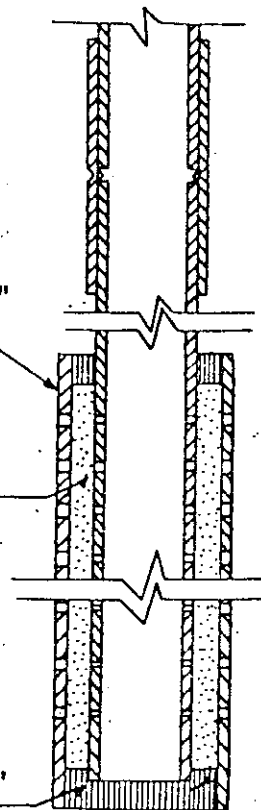


PIEZOMETRO ABIERTO

TUBERIA EXTERIOR DE 1½"

FILTRO DE ARENA BIEN GRADUADA

TUBERIA INTERIOR DE 1"

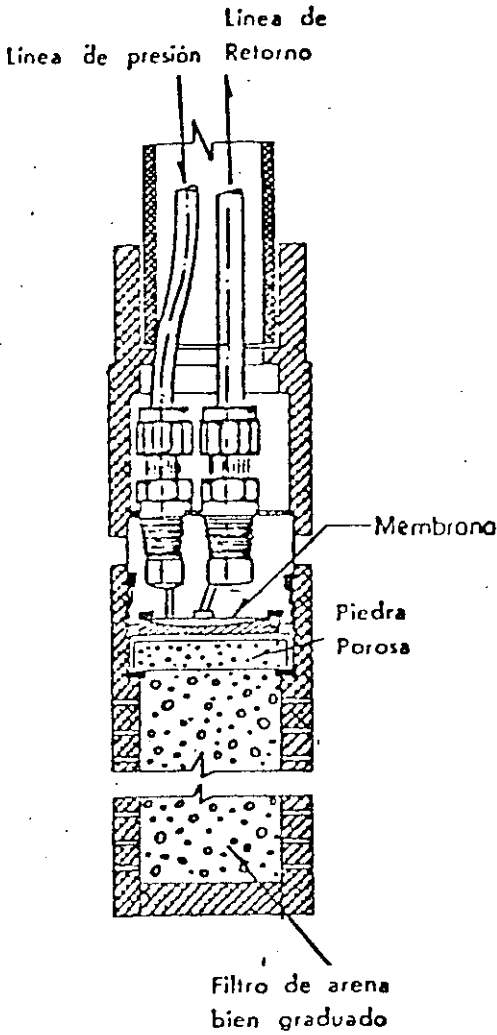


SONDA ELECTRICA

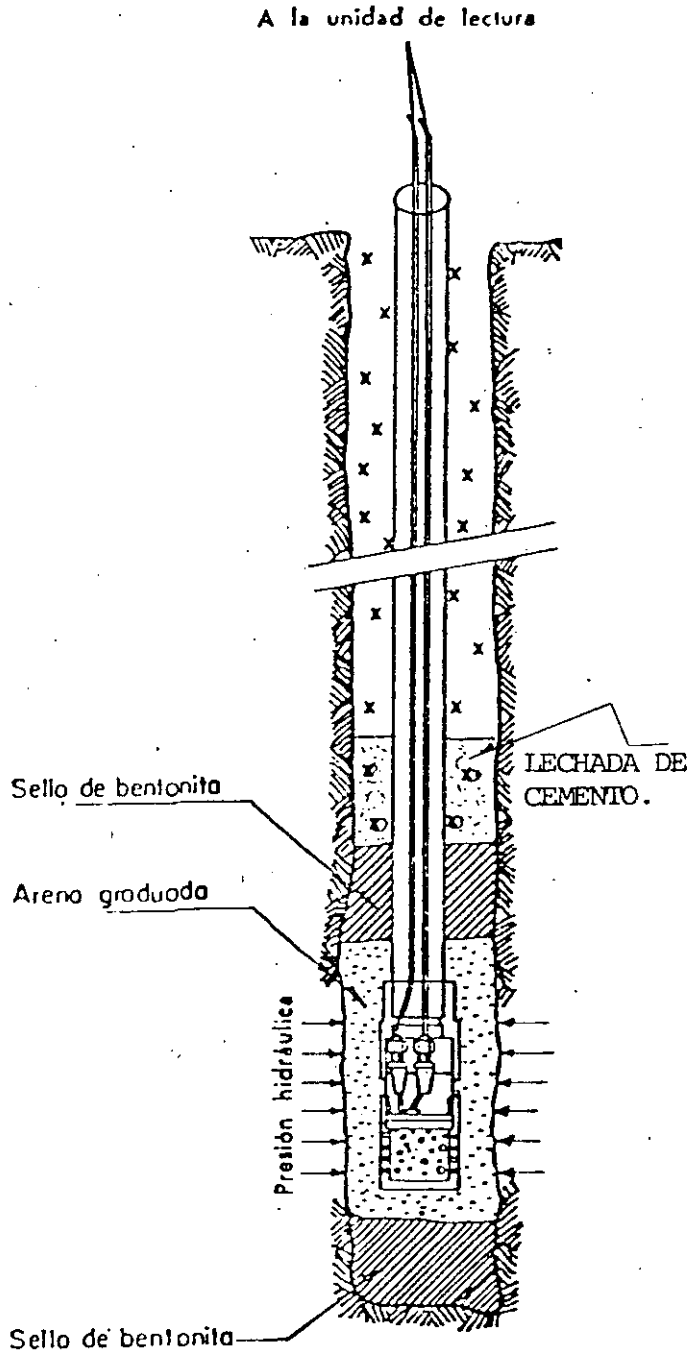
INSTRUMENTACION EN TUNELES

PIEZOMETRO ABIERTO

FIGURA Nº 2



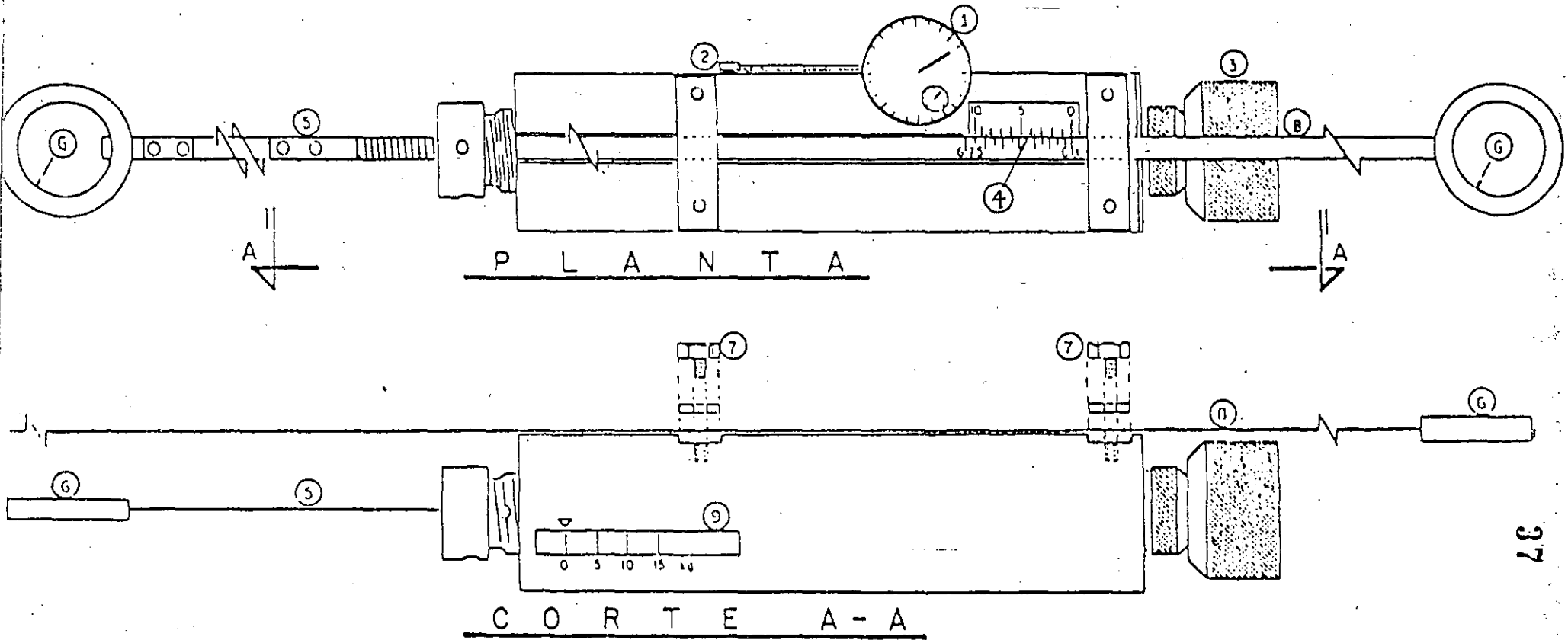
A.- Instrumento



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

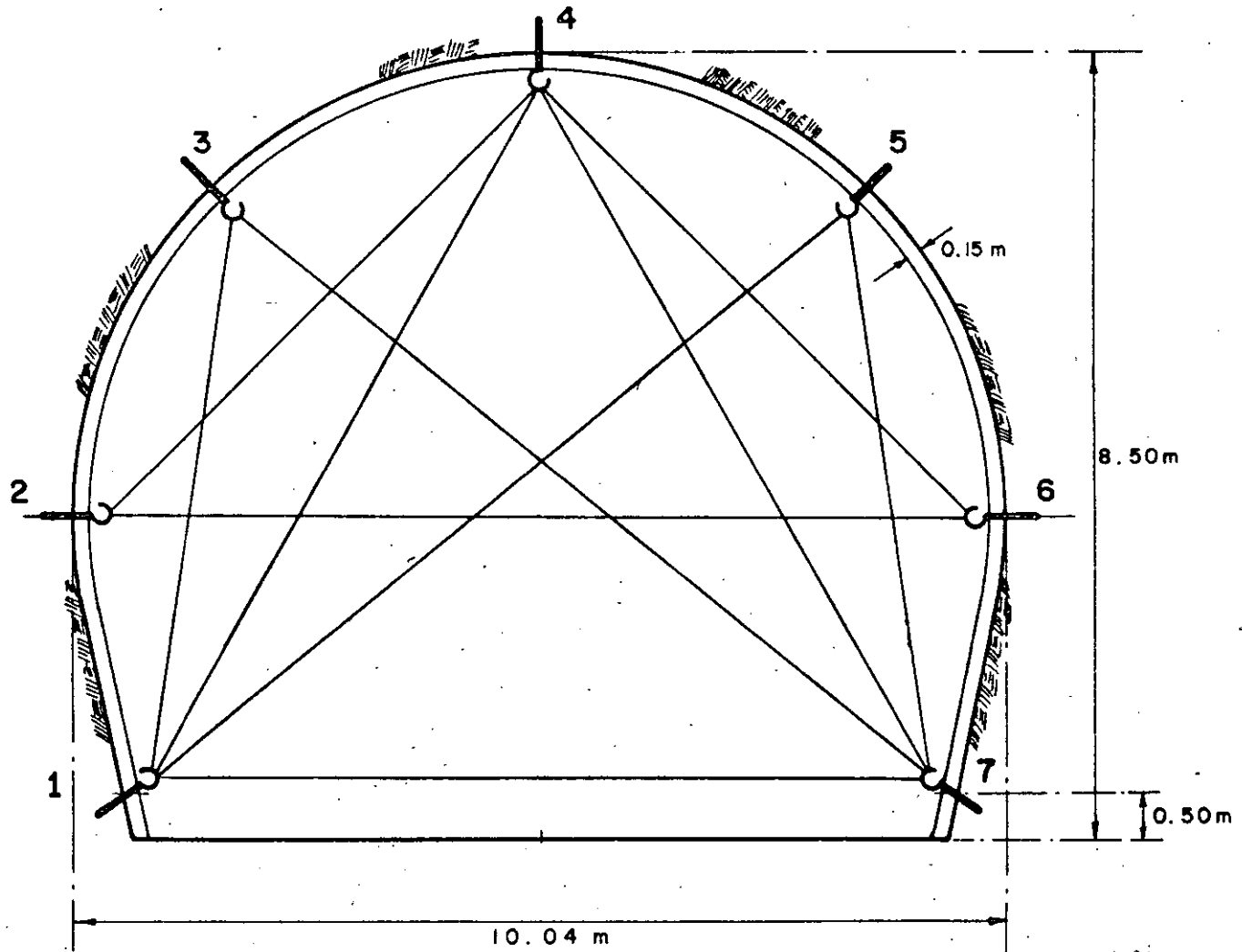
INSTRUMENTACION EN TUNELES

LONGIMETRO

FIGURA Nº 4



SECCION EN TANGENTE PARA DOS VIAS DEL METRO

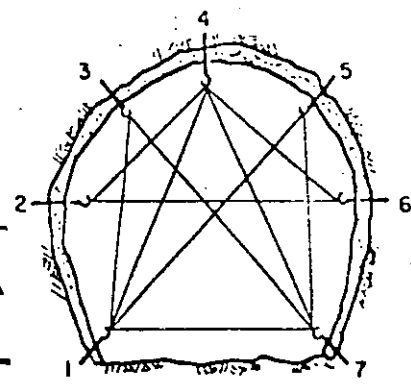
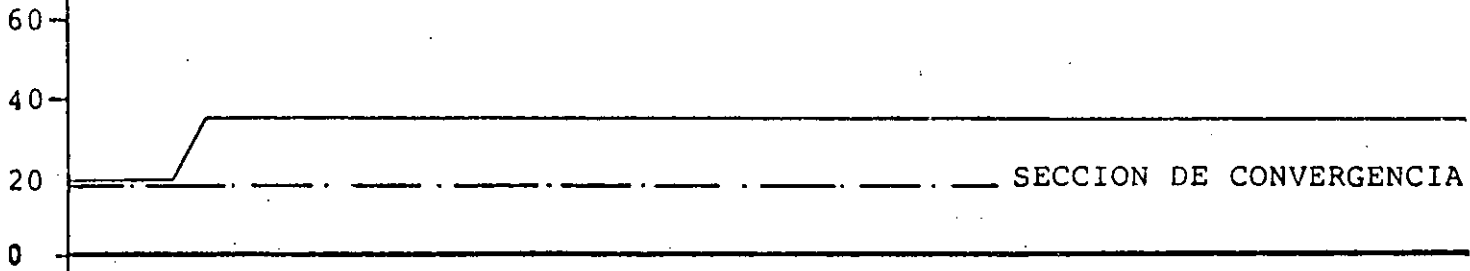


INSTRUMENTACION EN TUNELES

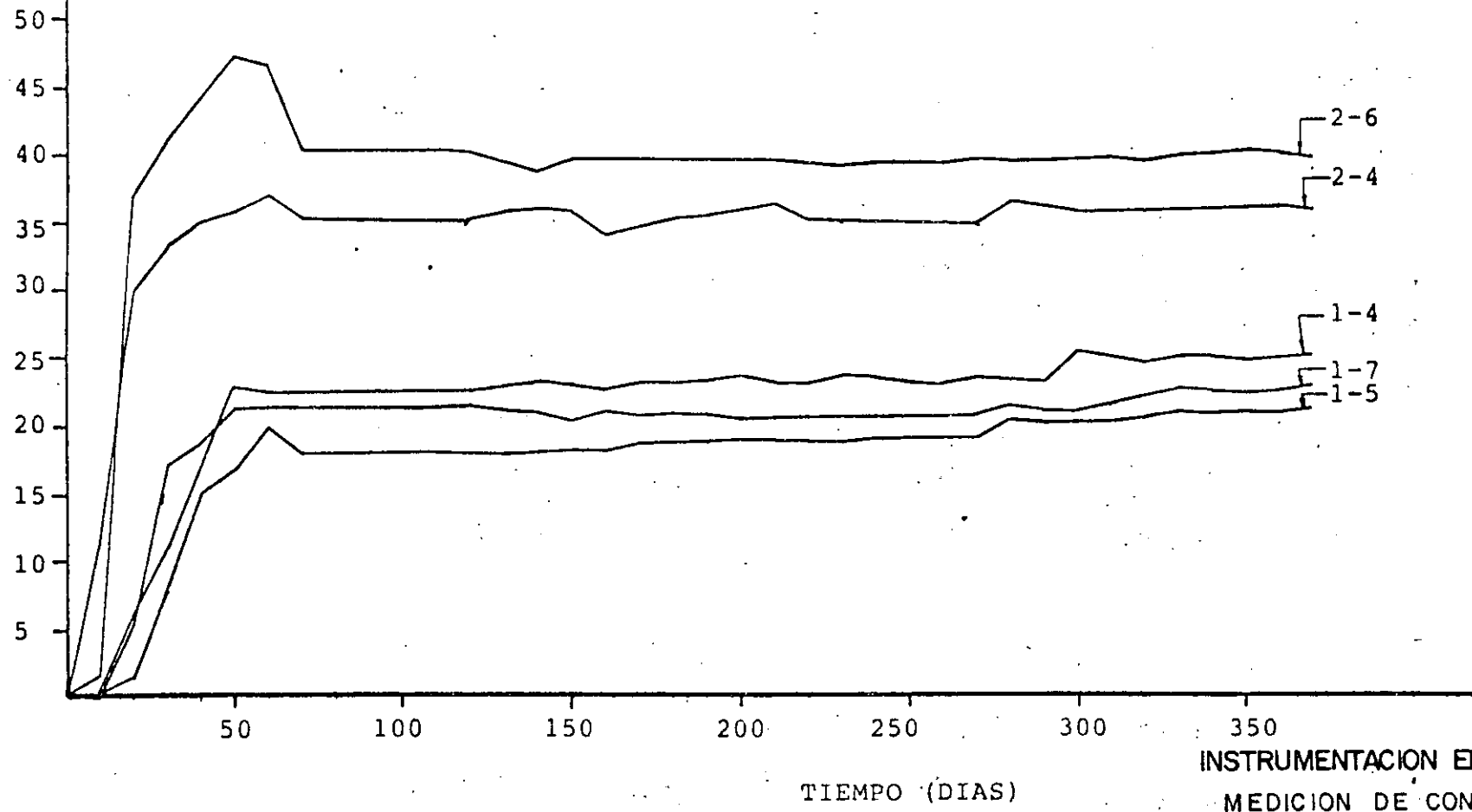
LINEAS DE CONVERGENCIA

FIGURA Nº 5

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



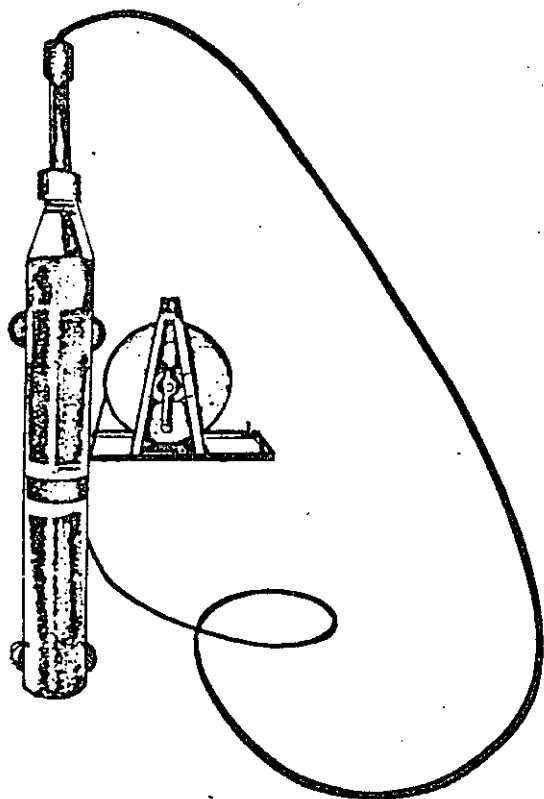
ACERCAMIENTO (mm.)



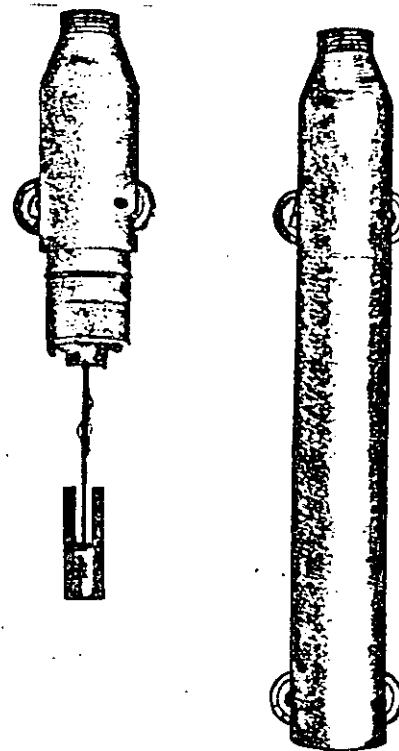
39

INSTRUMENTACION EN TUNELES  
MEDICION DE CONVERGENCIAS

FIGURA Nº 6

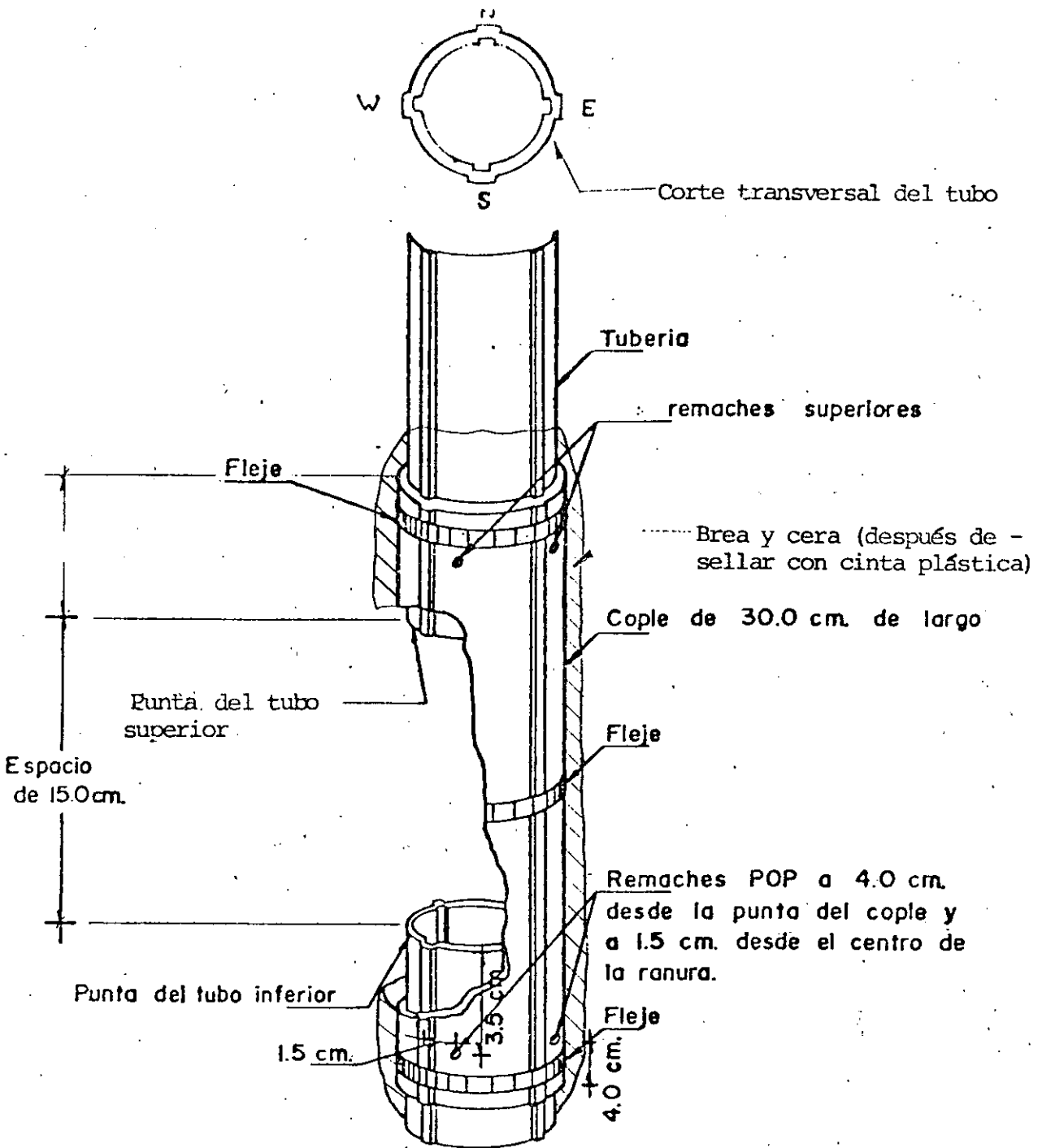


CARRETE e INCLINOMETRO

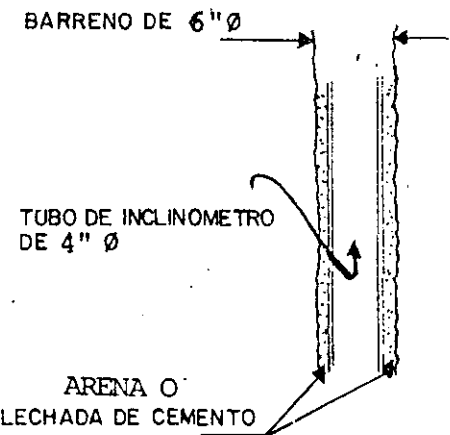


P E N D U L O

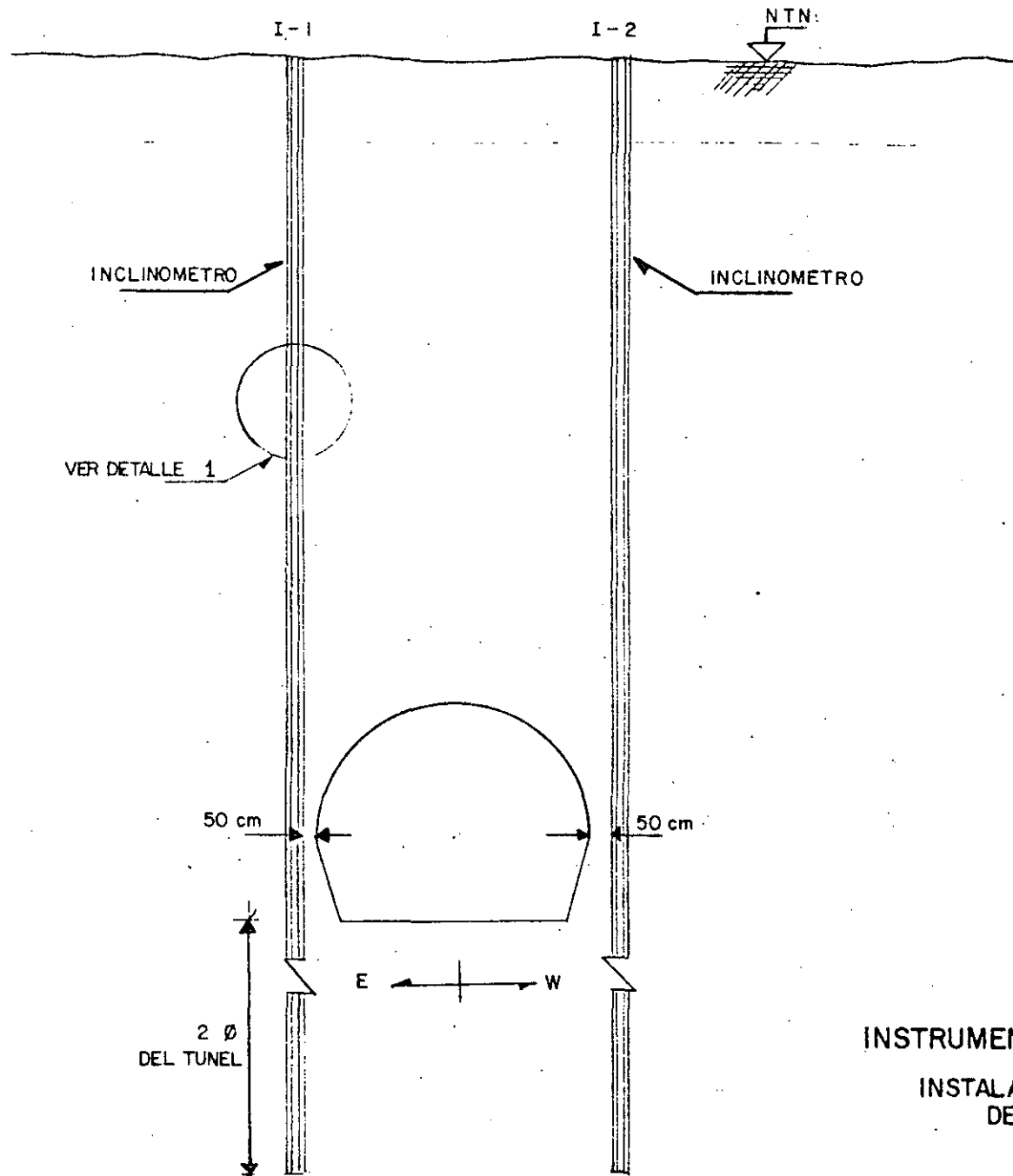
INSTRUMENTACION EN TUNELES  
INCLINOMETRO



INSTRUMENTACION EN TUNELES  
TUBERIA DE INCLINOMETRO



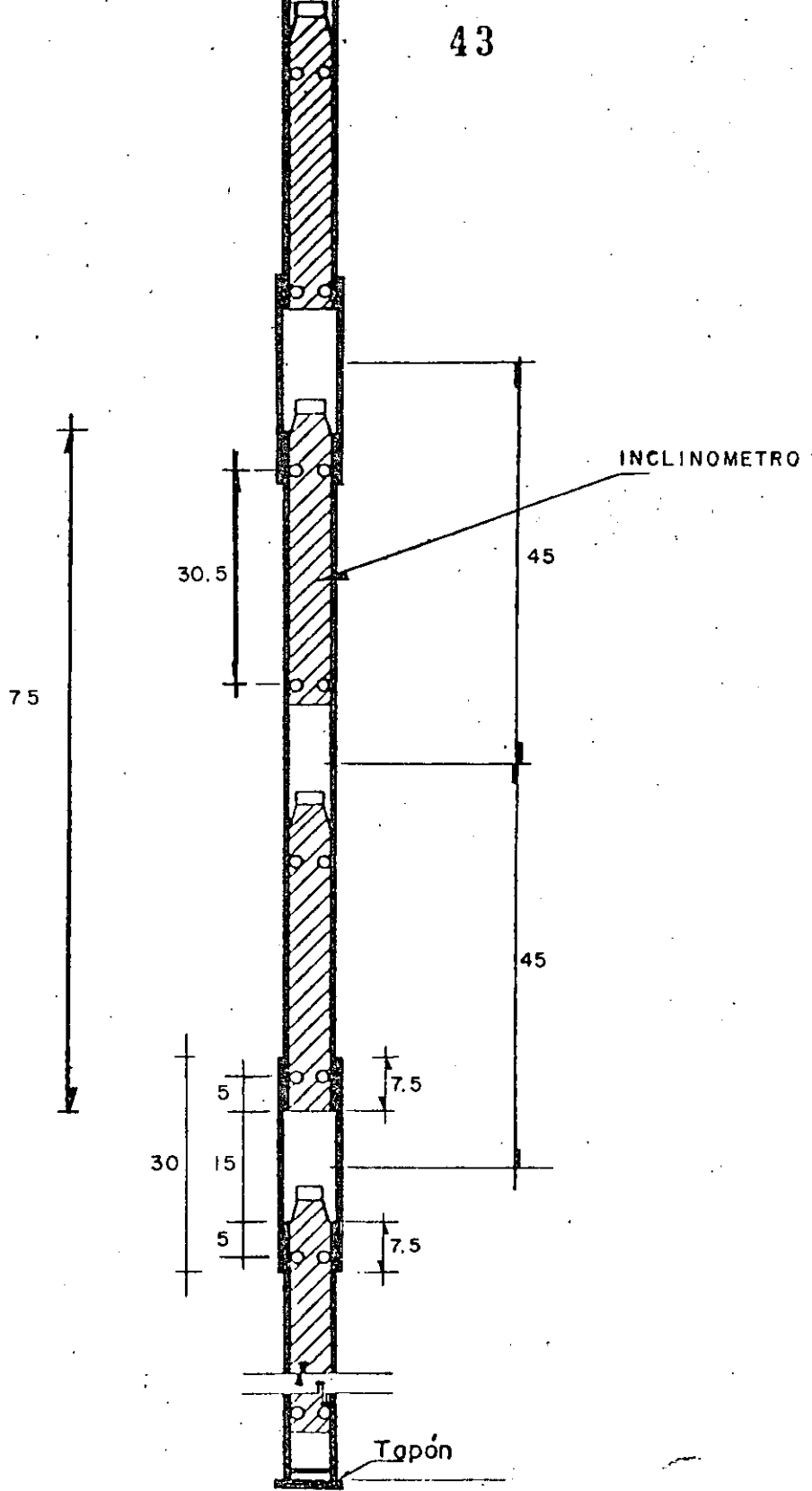
DETALLE 1



INSTRUMENTACION EN TUNELES

INSTALACION DE TUBERIA DE INCLINOMETRO

FIGURA Nº 9



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

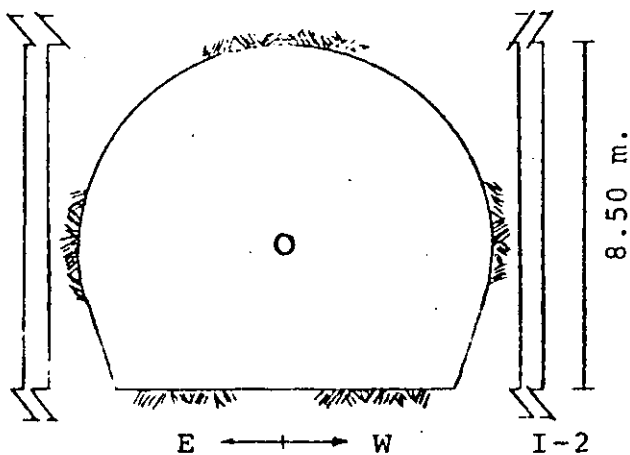
30

20

10

- 12 DIAS (1)
- △ 31 DIAS (2)
- 55 DIAS (3)

DEFORMACIONES MAXIMAS



INCLINOMETRO 1

1.0 0 1.0

E ← → W

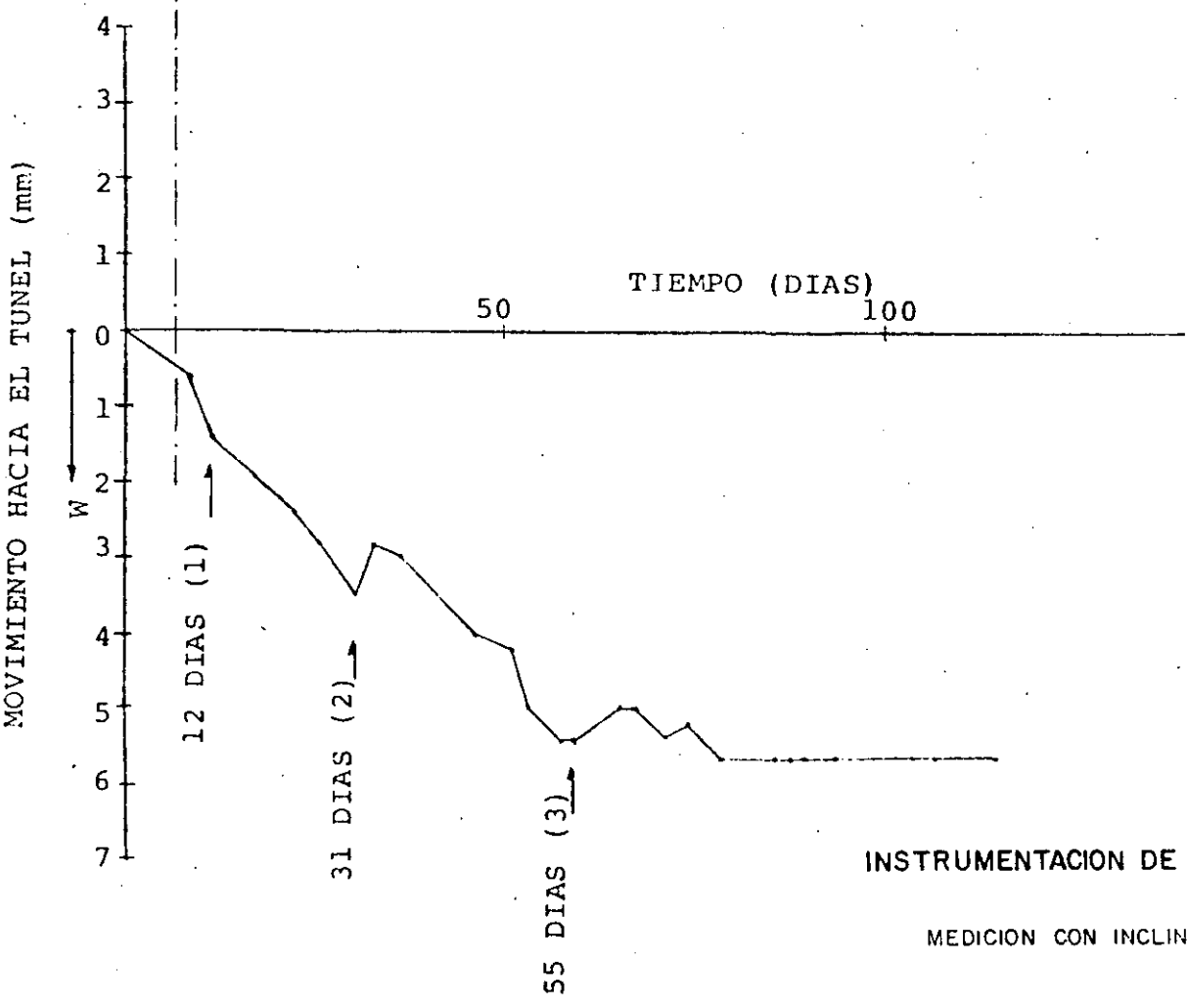
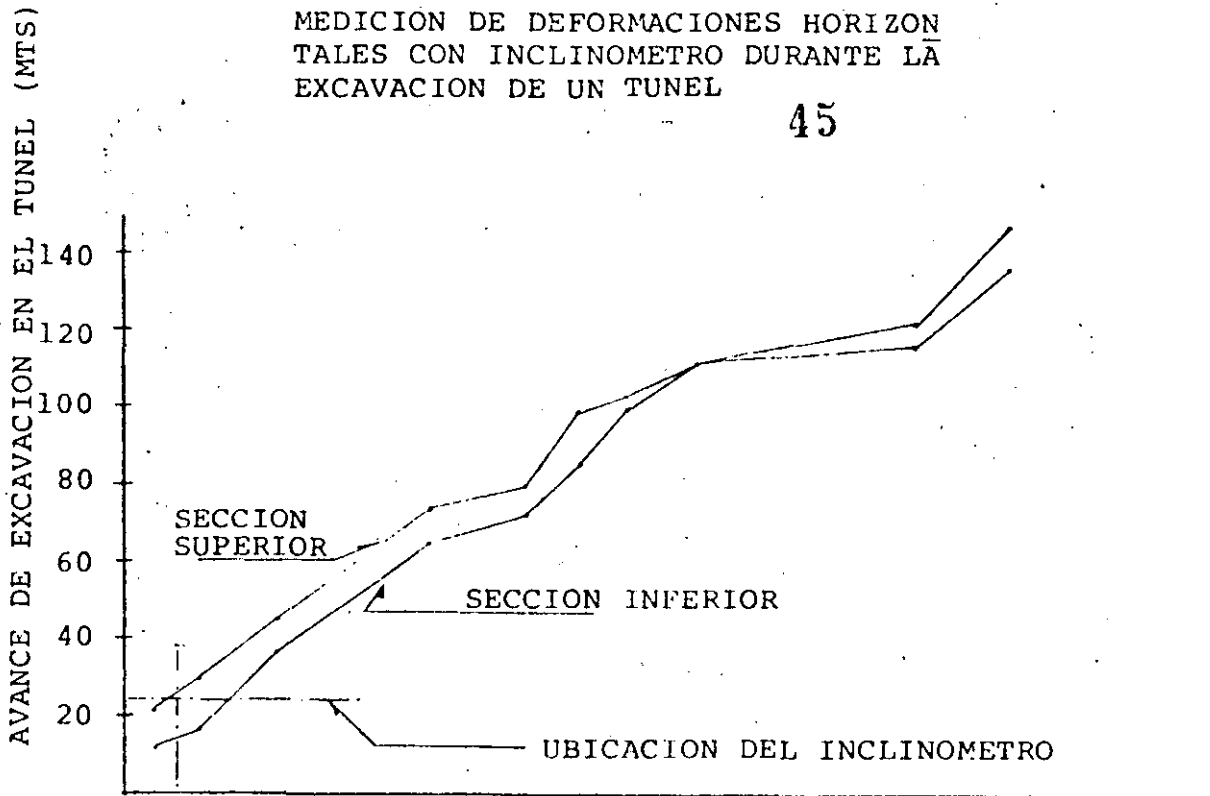
DEFORMACION EN CM.

INSTRUMENTACION DE TUNELES

MEDICION CON INCLINOMETRO

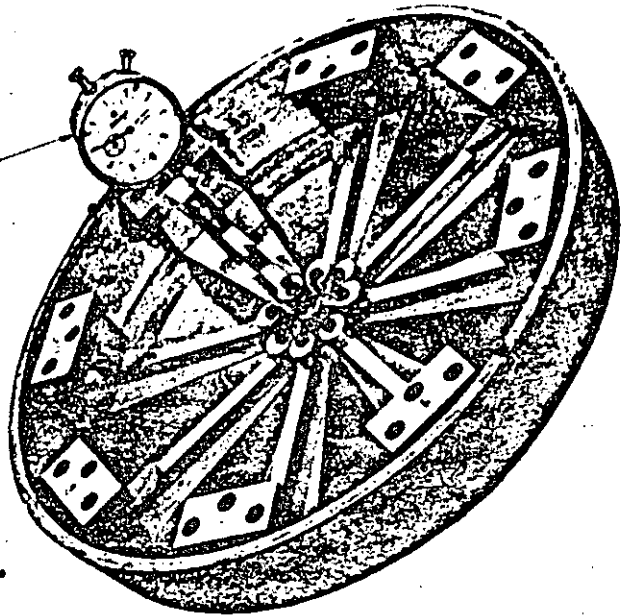
MEDICION DE DEFORMACIONES HORIZON  
TALES CON INCLINOMETRO DURANTE LA  
EXCAVACION DE UN TUNEL

45

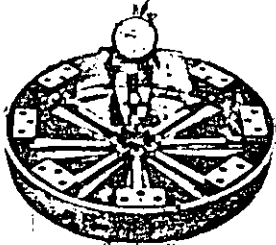




Micrómetro  
de carátula (0.01 mm).

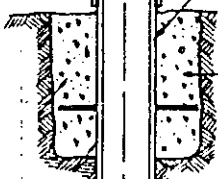


Bocina de sujeción de los  
alambres de las anclas, -  
con ocho posibles posicio  
nes.



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

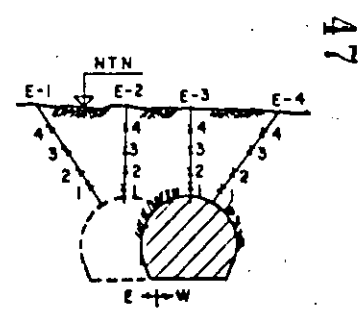
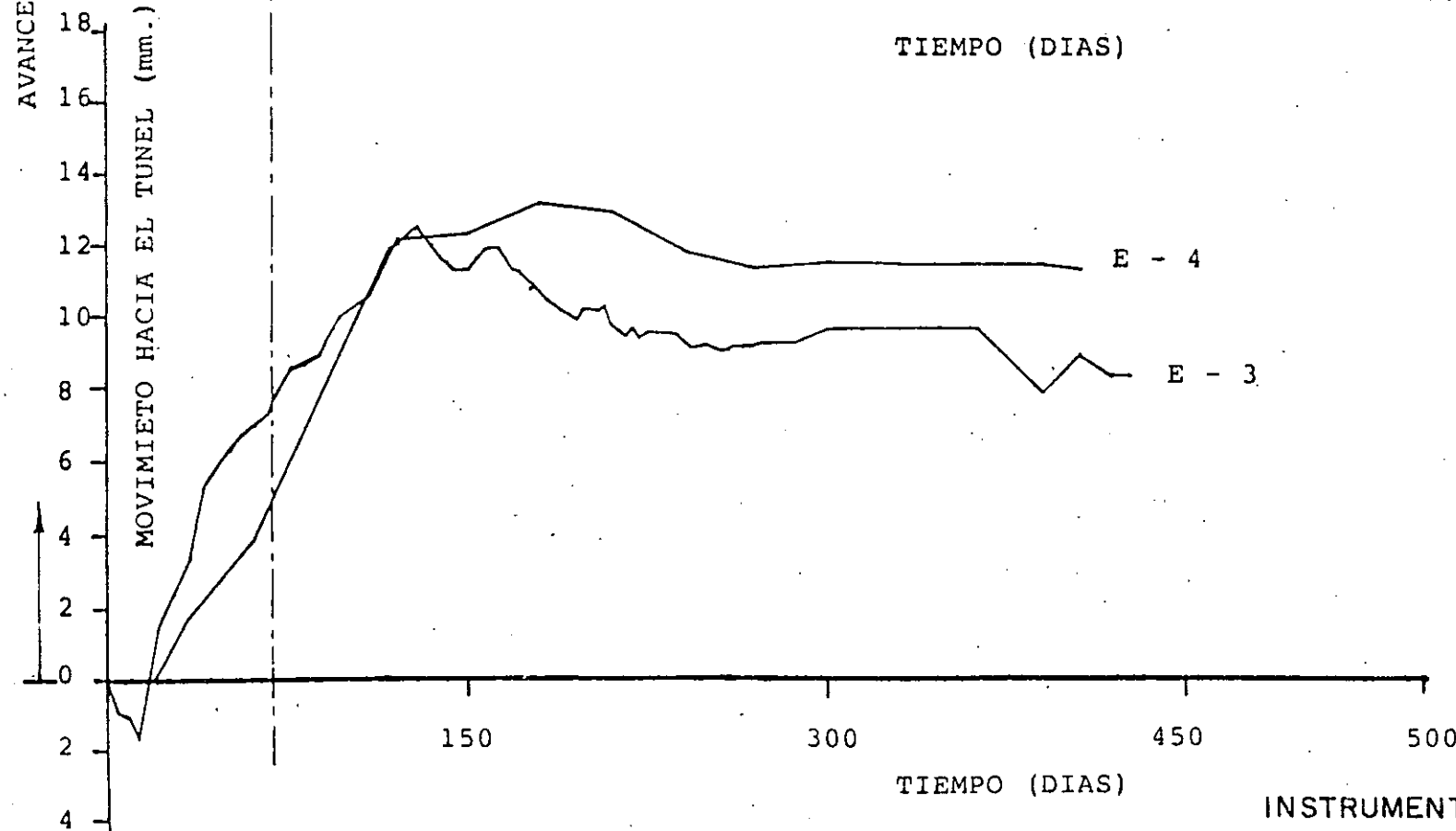
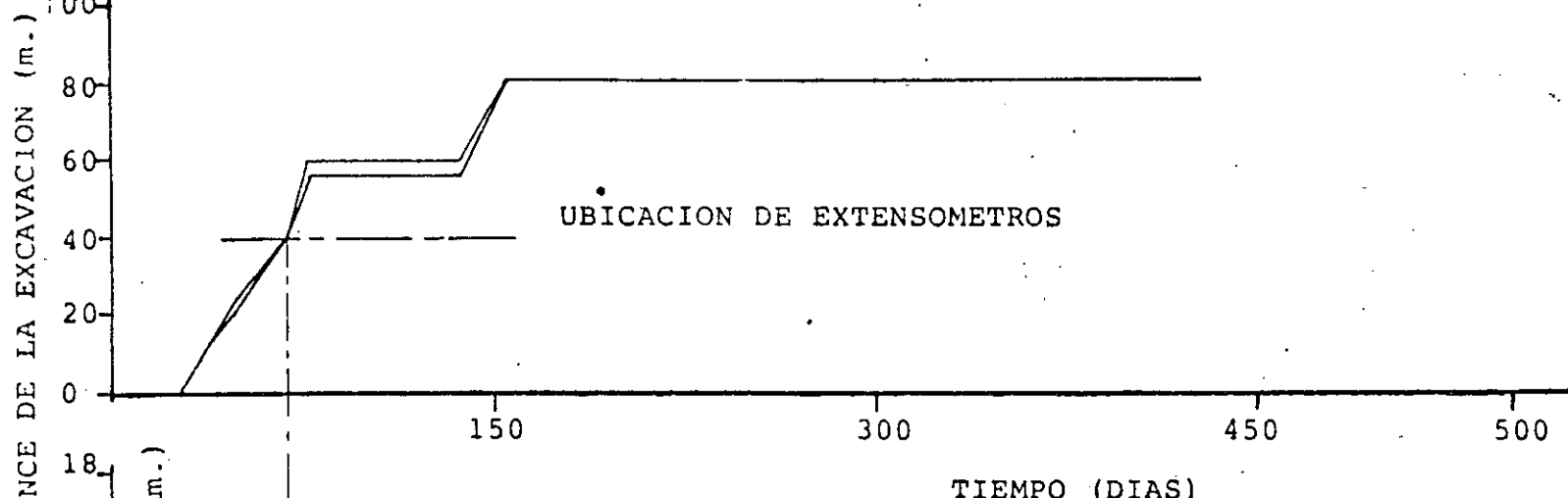
Anclas que se fijan a  
la pared del barreno.

INSTRUMENTACION EN TUNELES  
INSTALACION DEL EXTENSOMETRO

Pared del túnel

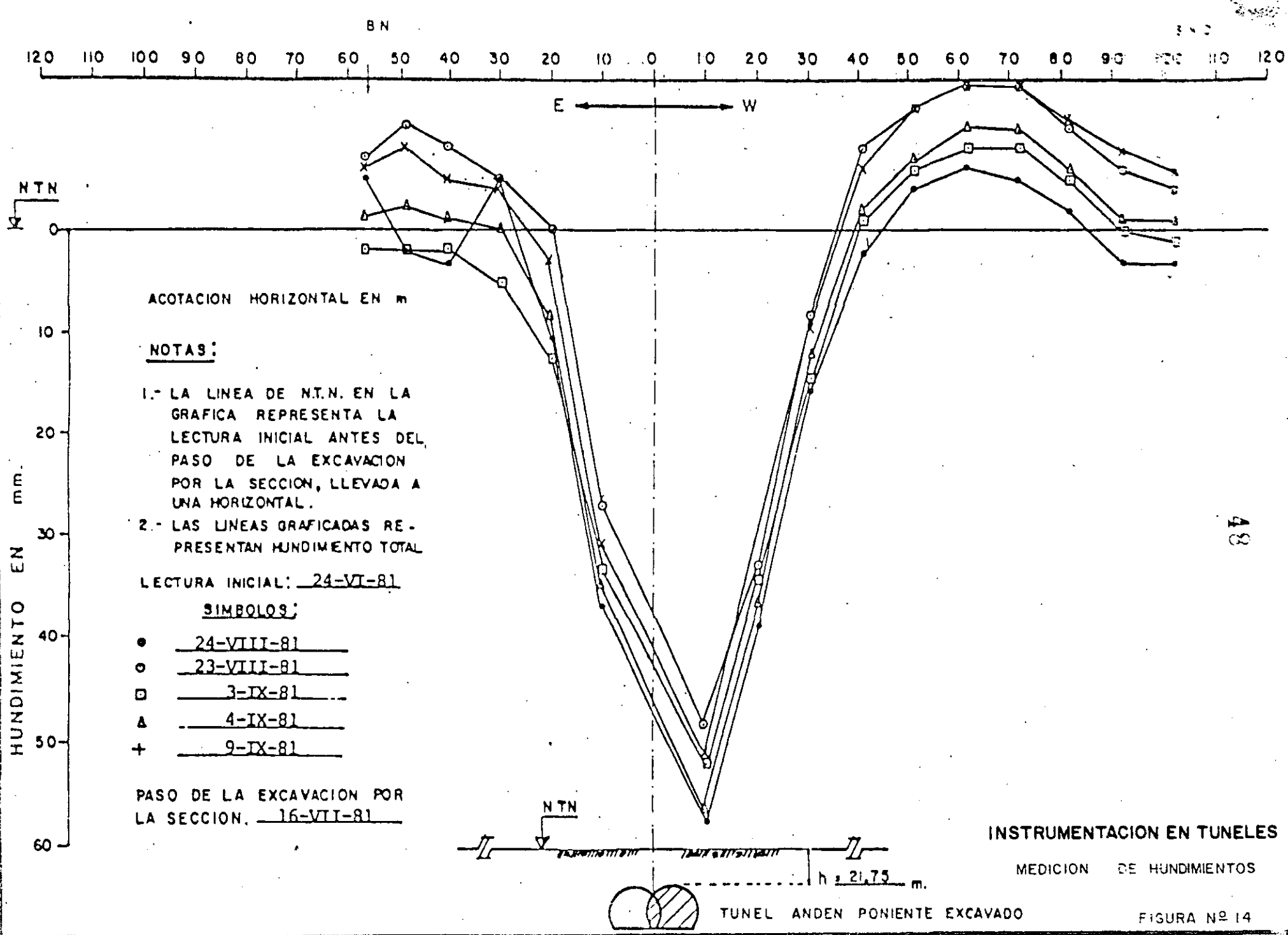
Figura Nº 12





47

INSTRUMENTACION EN TUNELES  
 MEDICION CON EXTENSOMETRO  
 FIGURA N° 13



BN

120 110 100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120

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

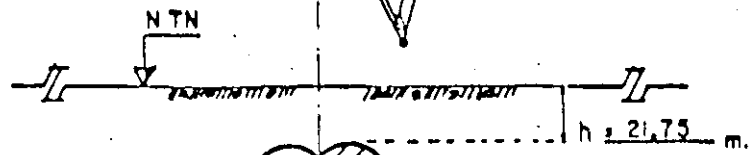
PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION. 16-VII-81

60

40  
50

20  
30

10



**INSTRUMENTACION EN TUNELES**

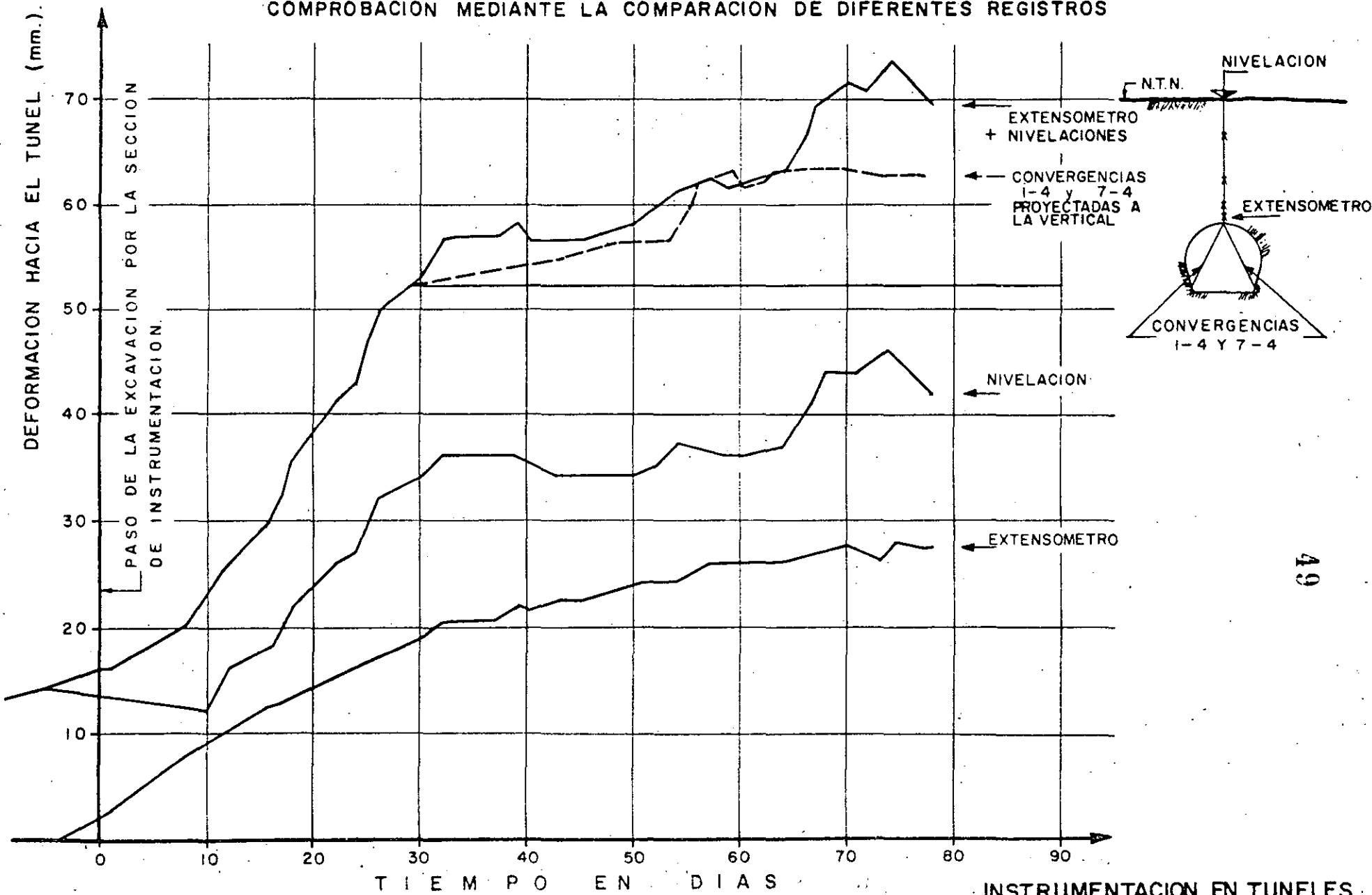
MEDICION DE HUNDIMIENTOS

TUNEL ANDEN PONIENTE EXCAVADO

FIGURA Nº 14

48

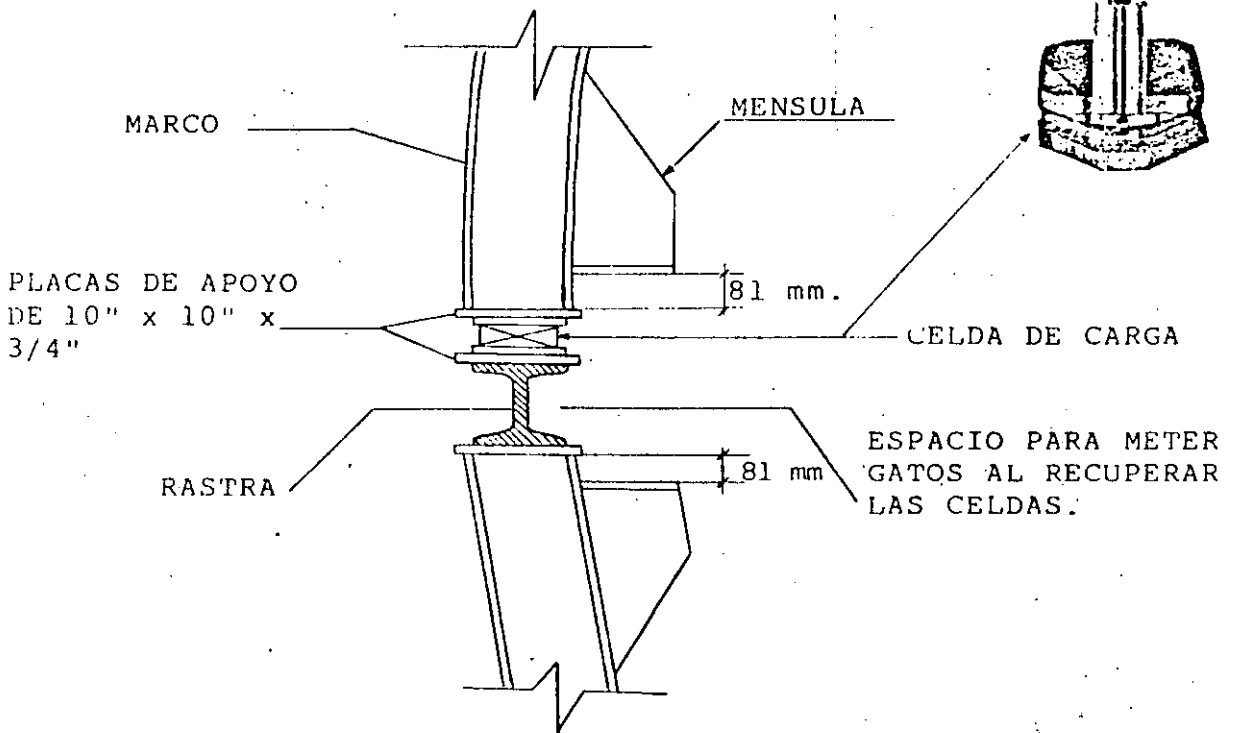
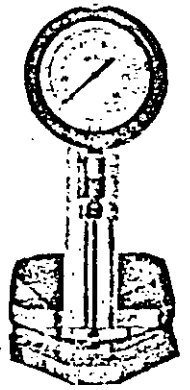
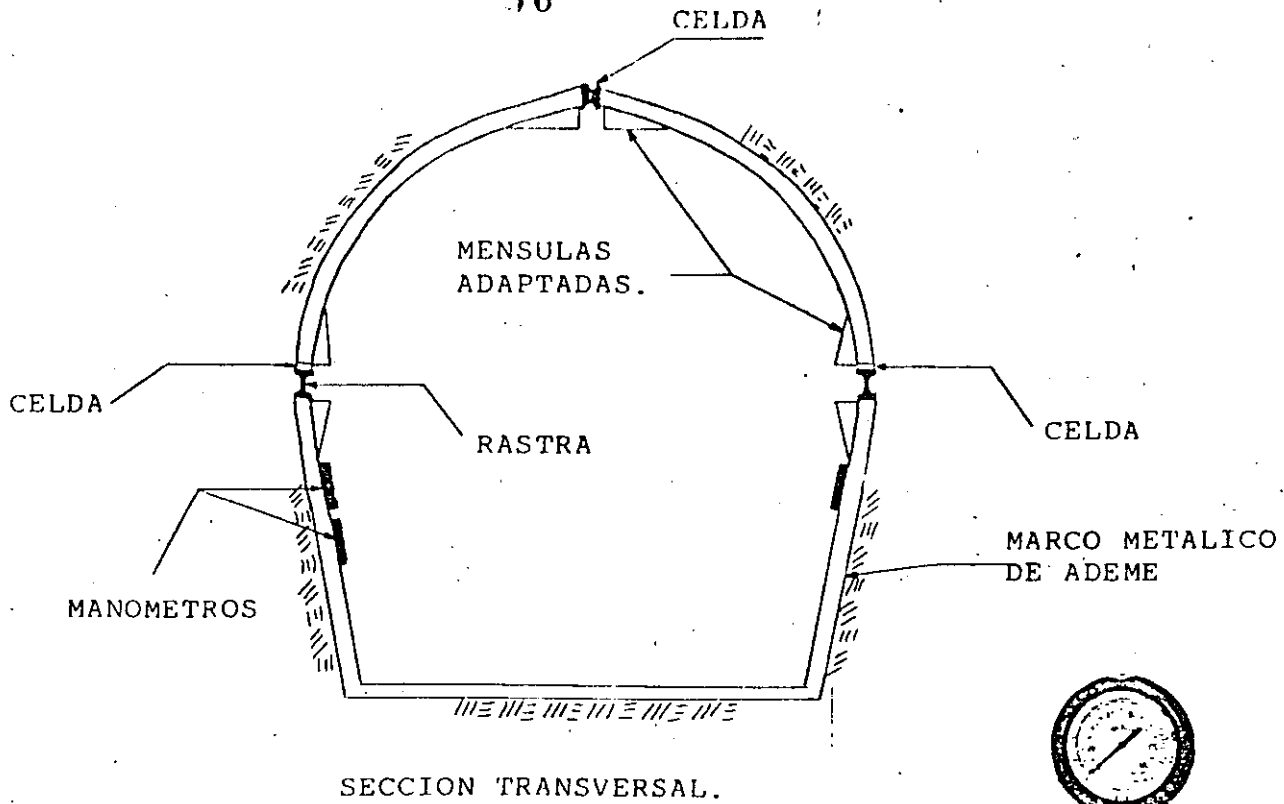
COMPROBACION MEDIANTE LA COMPARACION DE DIFERENTES REGISTROS



INSTRUMENTACION EN TUNELES

FIGURA Nº 15

50

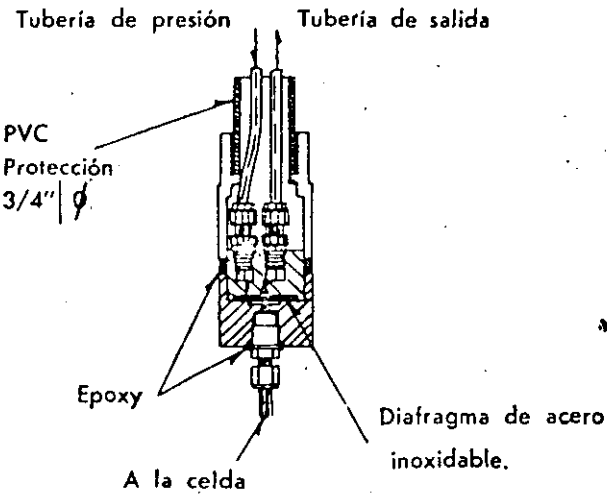
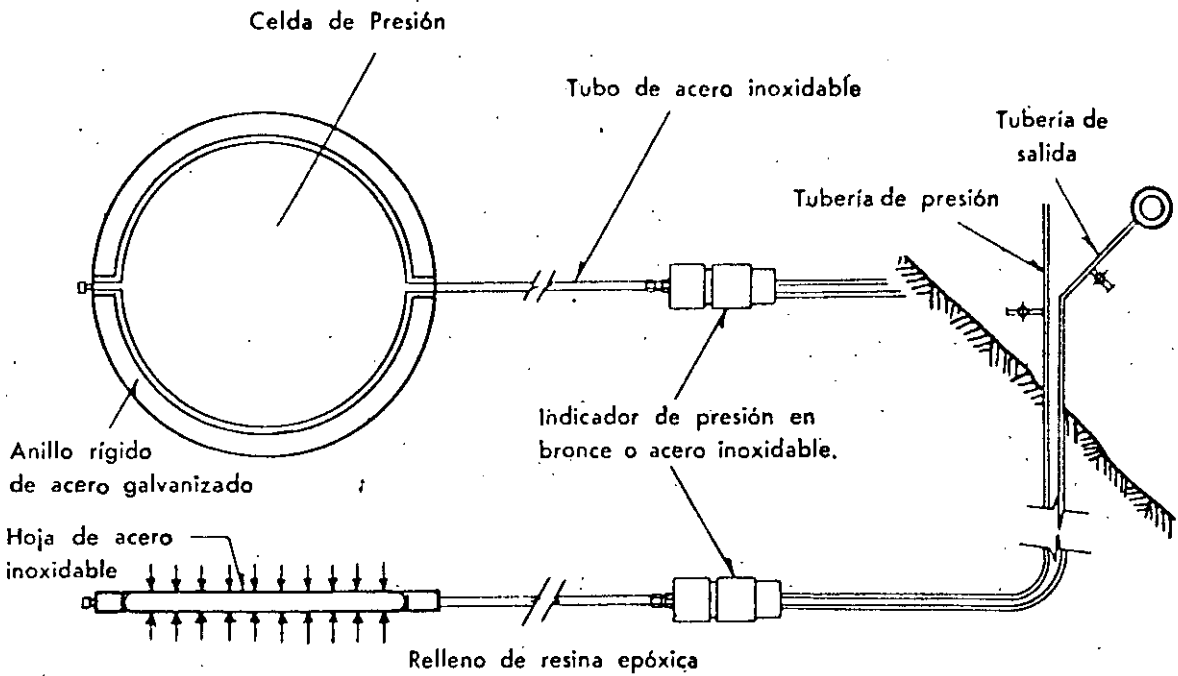


DETALLE DE COLOCACION DE CELDAS EN LA UNION DE ARCO Y COLUMNA.

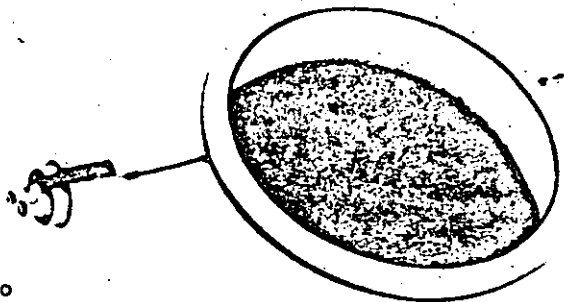
INSTRUMENTACION EN TUNELES

CELDA DE CARGA

FIGURA Nº 16



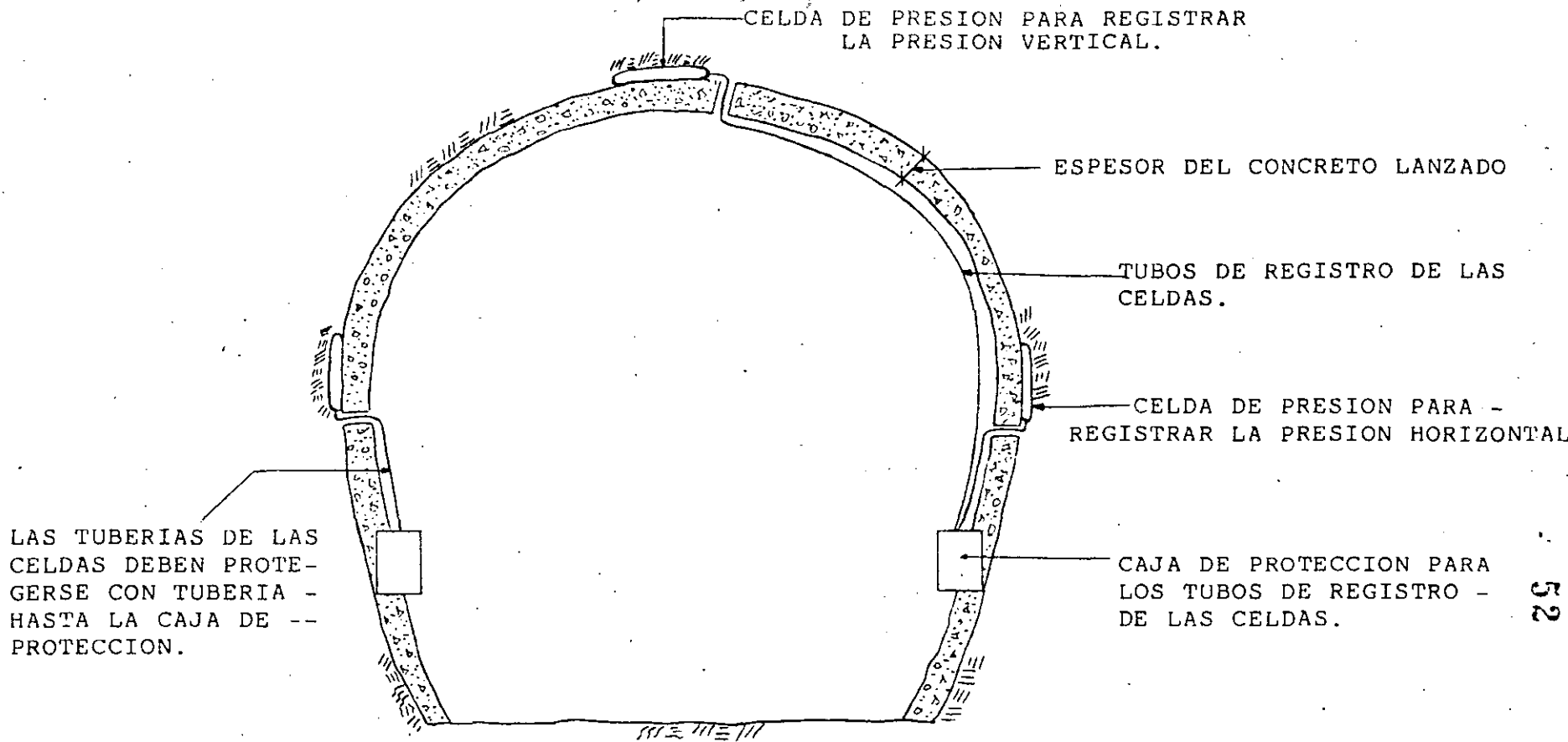
**INDICADOR DE PRESION**



**INSTRUMENTACION EN TUNELES**

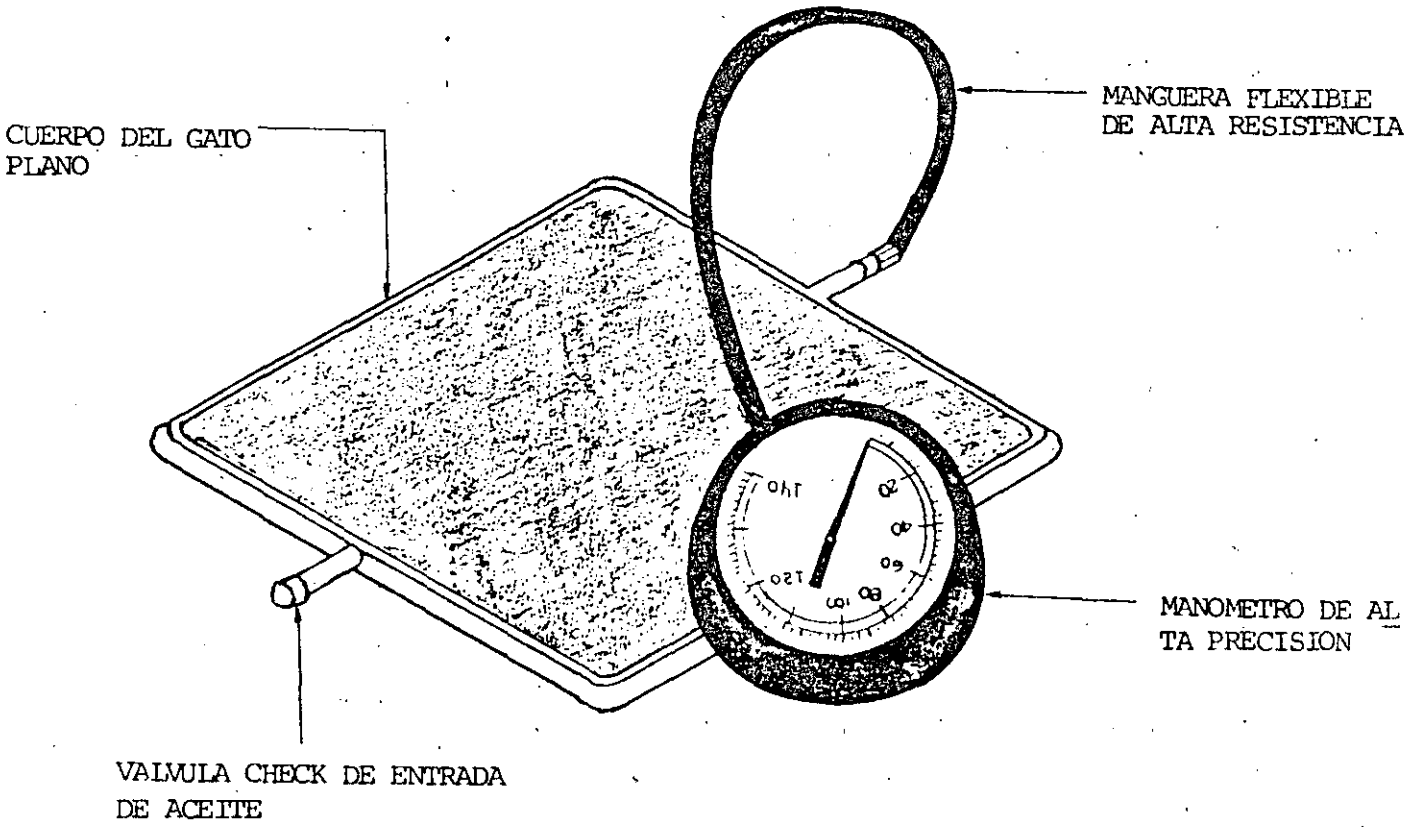
**CELDA DE PRESION**

**FIGURA Nº 17**



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



GATO PLANO

INSTRUMENTACION EN TUNELES

GATO PLANO

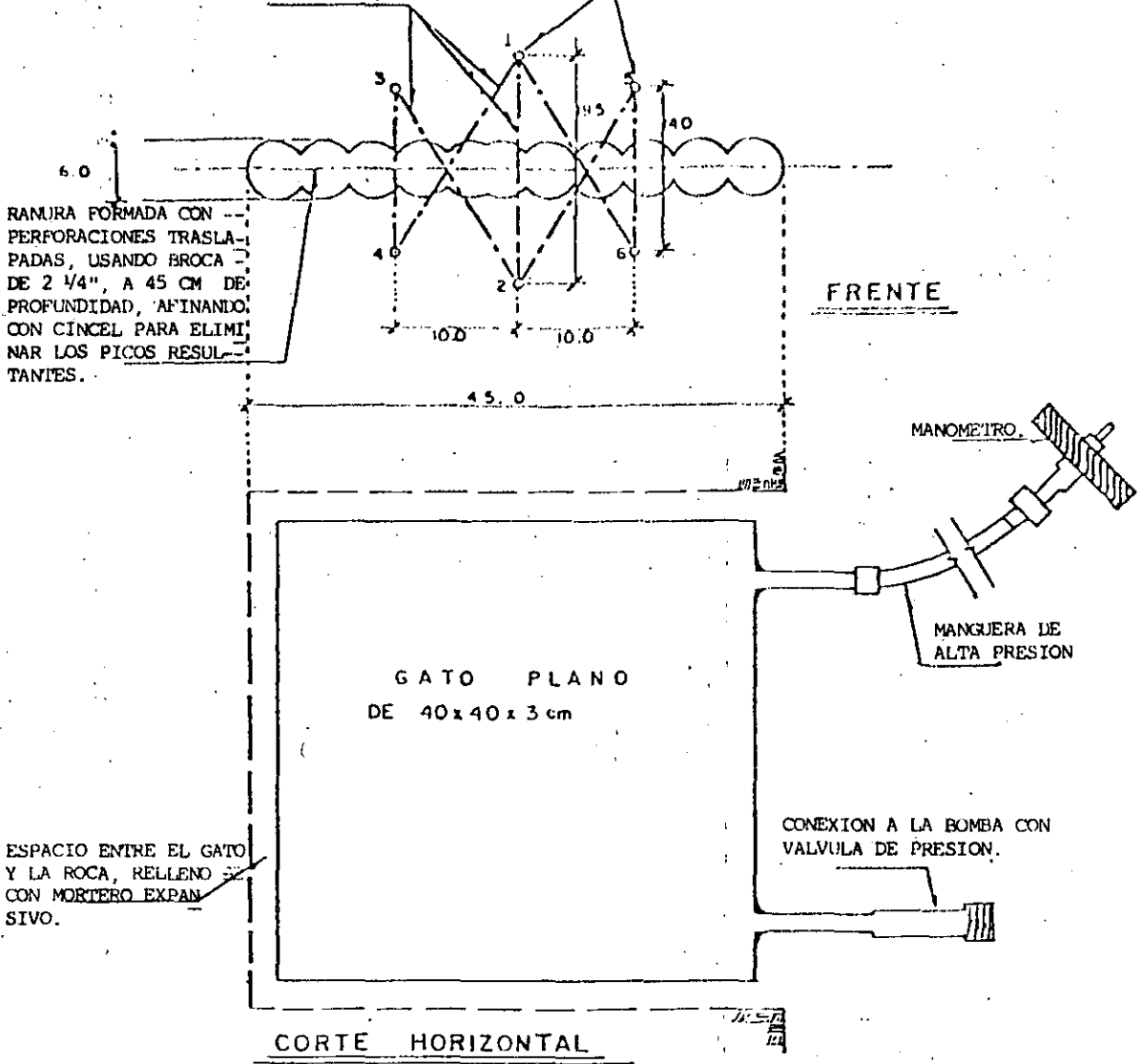
FIGURA Nº 19



PUNTOS DE REFERENCIA DE 13 mm Ø, x 13mm DE LONGITUD FIJAS EN LA ROCA. DEBERAN INSTALARSE Y TOMAR LECTURAS INICIALES EN ELLAS ANTES DE RAMIFICAR.

LINEAS DE MEDICION ENTRE PUNTOS DE REFERENCIA.

54



ESCALA 1:5

Mediciones en cm.

DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS

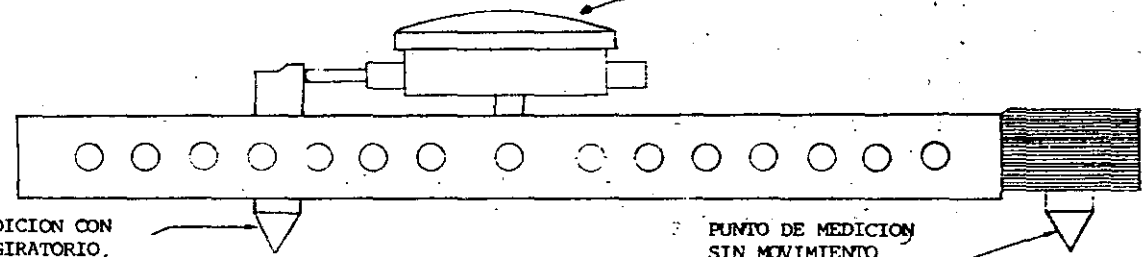
INSTRUMENTACION EN TUNELES.  
INSTALACION DEL GATO PLANO  
FIGURA Nº 20

MICROMETRO DE CARATULA  
CON SENSIBILIDAD DE —  
0.0001".

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

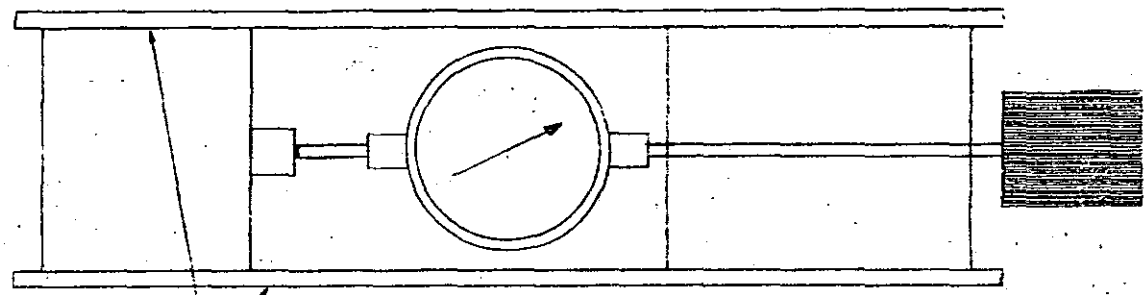
PUNTO DE MEDICION  
SIN MOVIMIENTO

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 GENERICICO	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	caldas de esfuerzos	eléctrica	Su uso es aplicable para conocer los esfuerzos internos actuantes en elementos estructurales de concreto.
C. Cargas	puntuales	gato 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 deformímetro 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 deformímetros 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. MANUEL OSES P.

SEPTIEMBRE, 1985.

## REVESTIMIENTO DE TUNELES

### 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 I-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 ese 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 desprendimiento 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.

#### H. 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, peatonnes, 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.

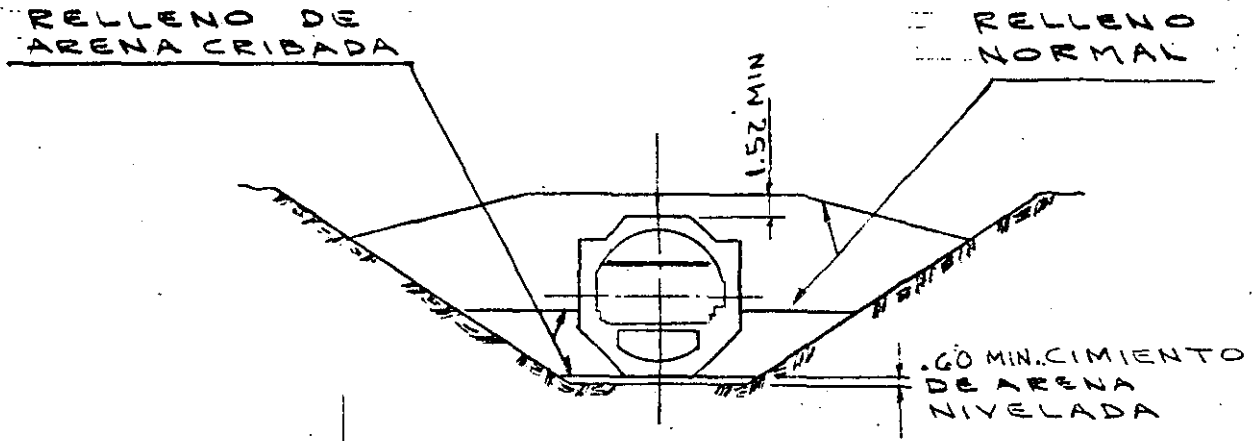
Esta clasificación obedece fundamentalmente a los requerimientos de ventilación para un túnel carretero, habiéndose establecido como túneles cortos aquellos menores de 300 M; como túneles medios aquellos cuya longitud es entre 300 y 1000 M., y como túneles largos aquellos mayores de 1000 M.

## 2. CLASIFICACION DE LOS TUNELES POR SU SECCION.

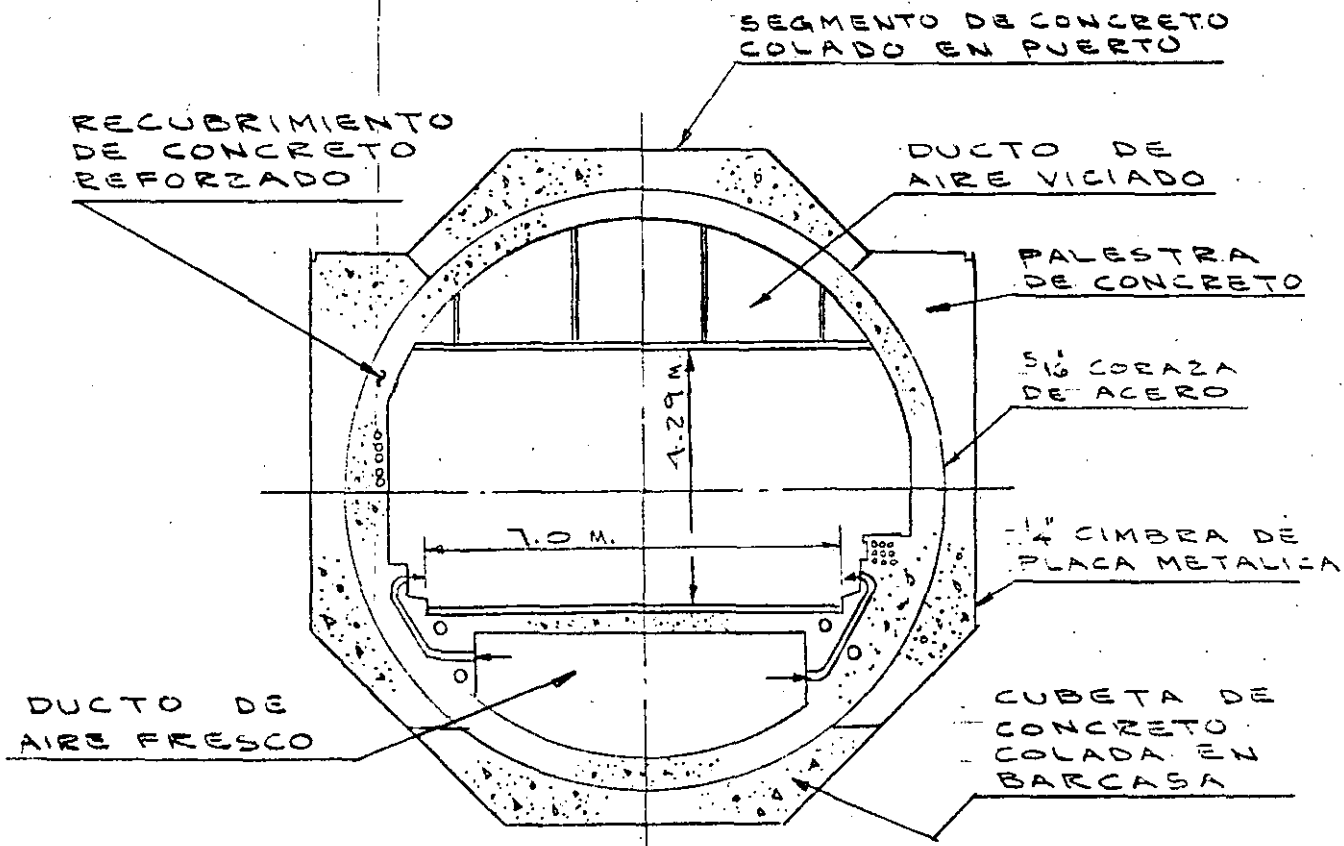
Aunque, en general, los túneles se clasifican por su sección de excavación y de revestimiento definitivo, existe una gran variedad de secciones transversales que han sido utilizadas através de la historia de la construcción de túneles. Normalmente no existen 2 secciones iguales ya por su configuración 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.

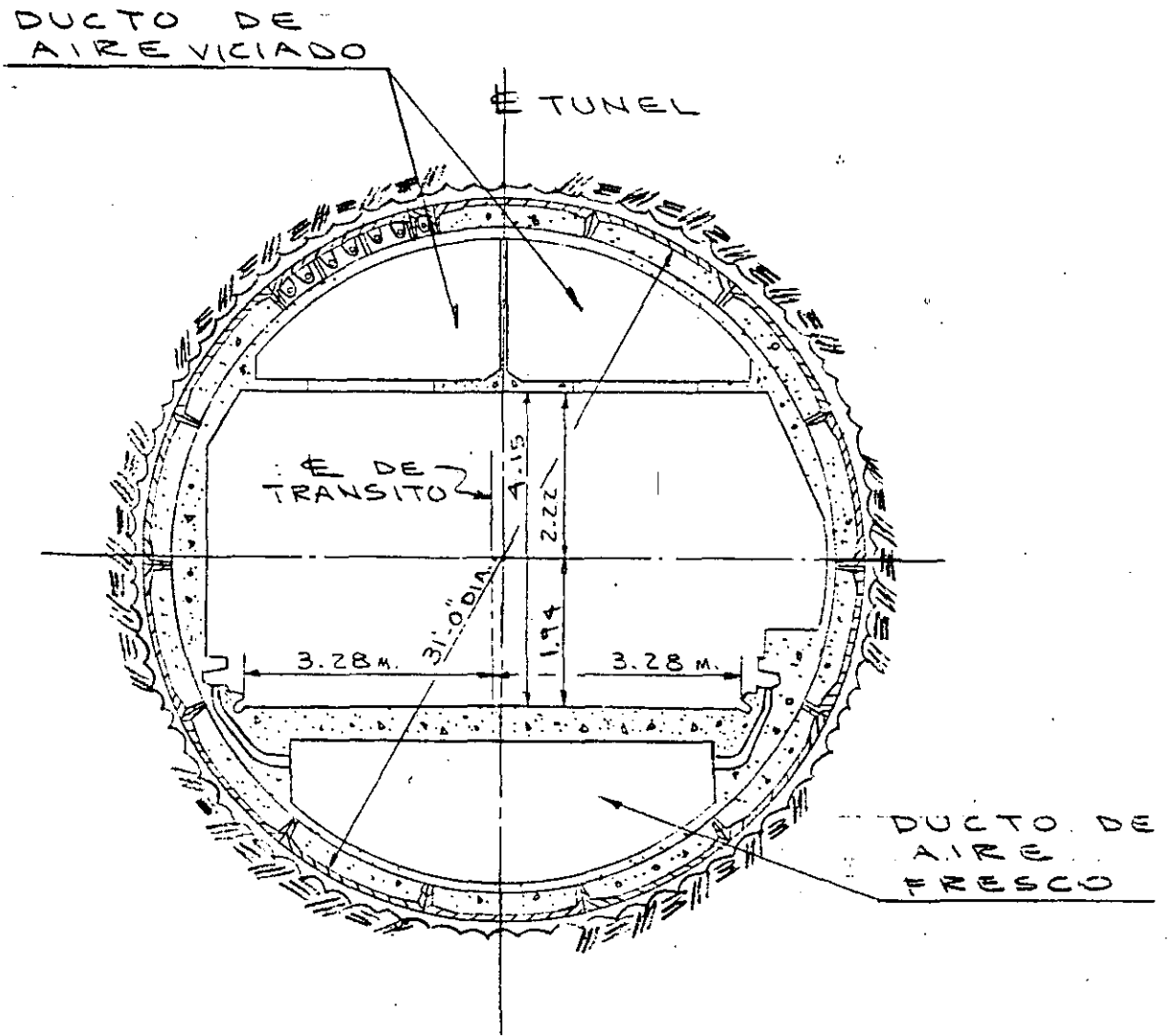
00 09



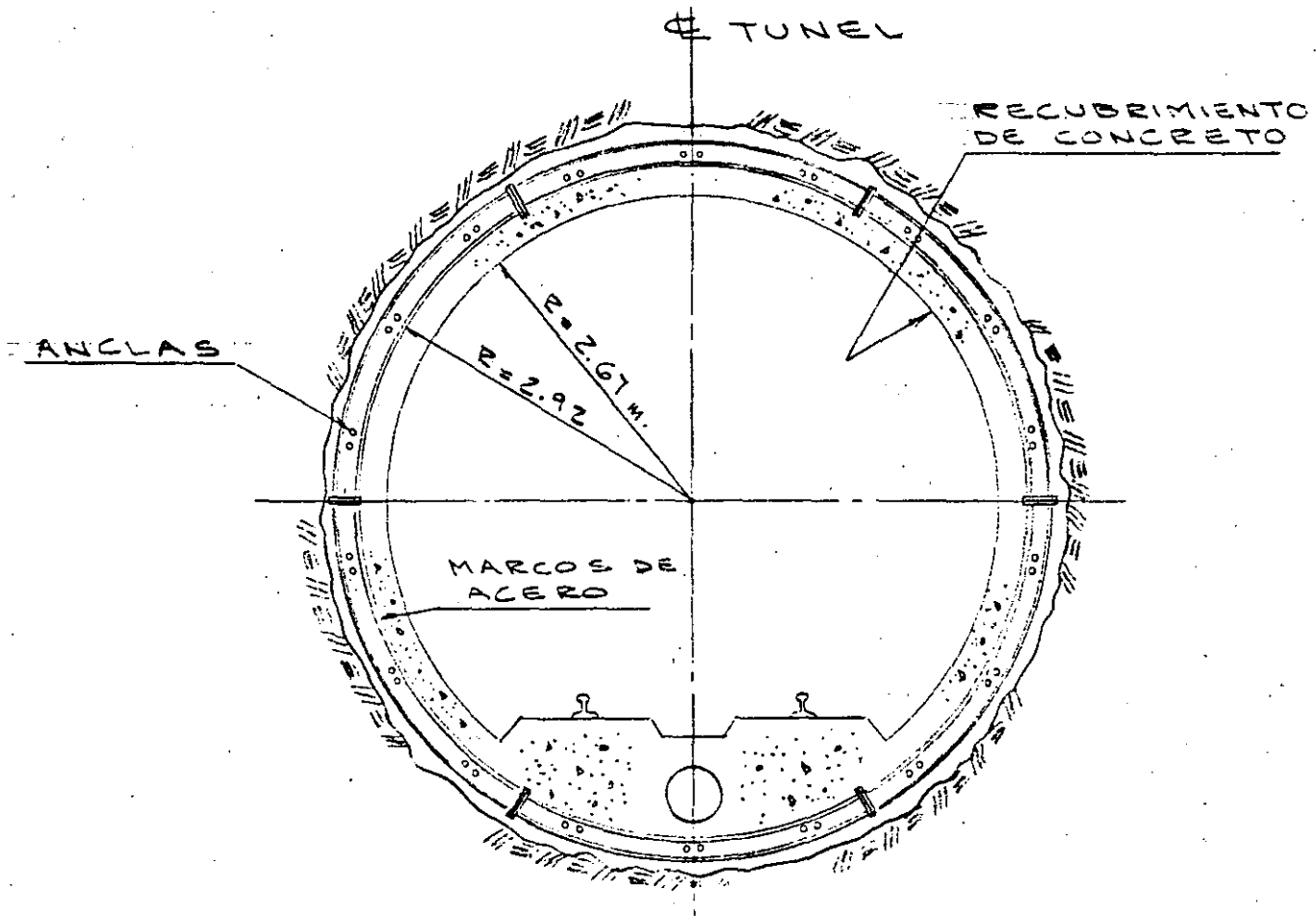
TUNELES DE TUBO SUMERGIDO QUE POSTERIORMENTE SON RELLENADOS



TUNEL CILINDRICO SUMERGIDO (HAMPTON ROADS TUNNEL)

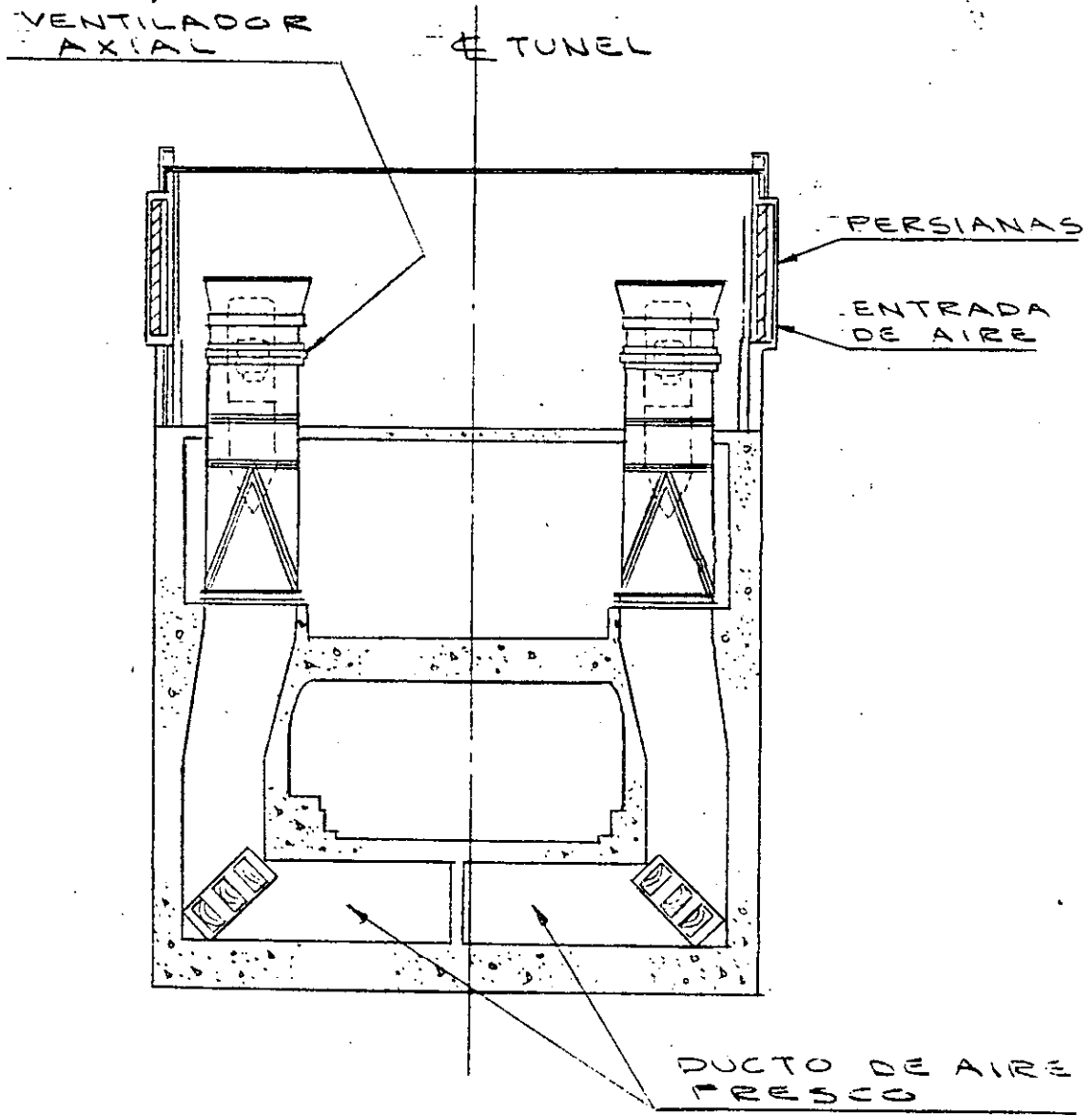


SECCION TRANSVERSAL  
MOSTRANDO RECUBRIMIENTO CON  
DOVELAS DE ACERO VACIADO PARA  
(LINCOLN TUNNEL)

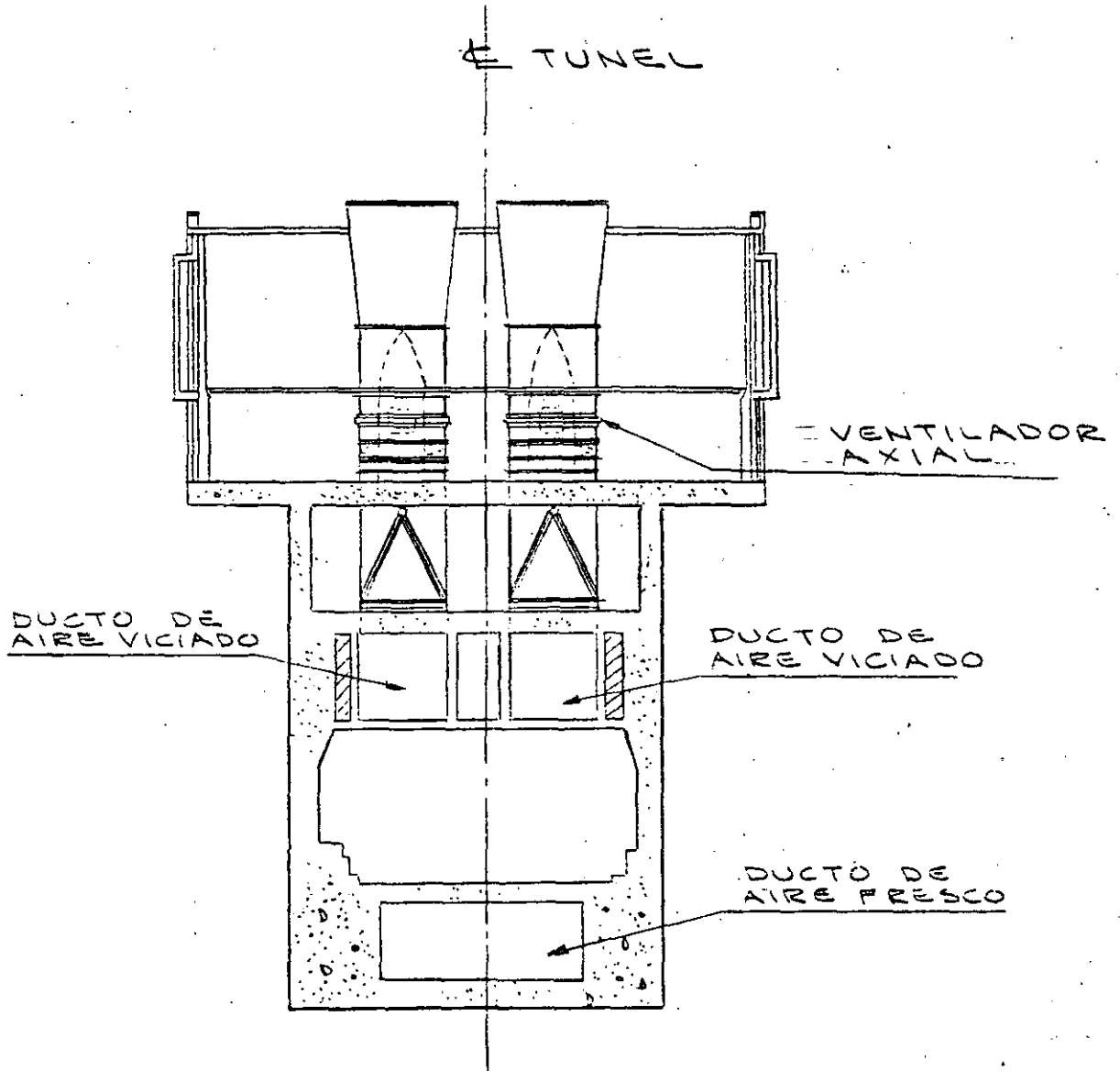


SECCION TRANSVERSAL  
(ROCA MUY FRACTURADA)  
PARA EL SISTEMA S.F. BAY  
AREA RAPID TRANSIT

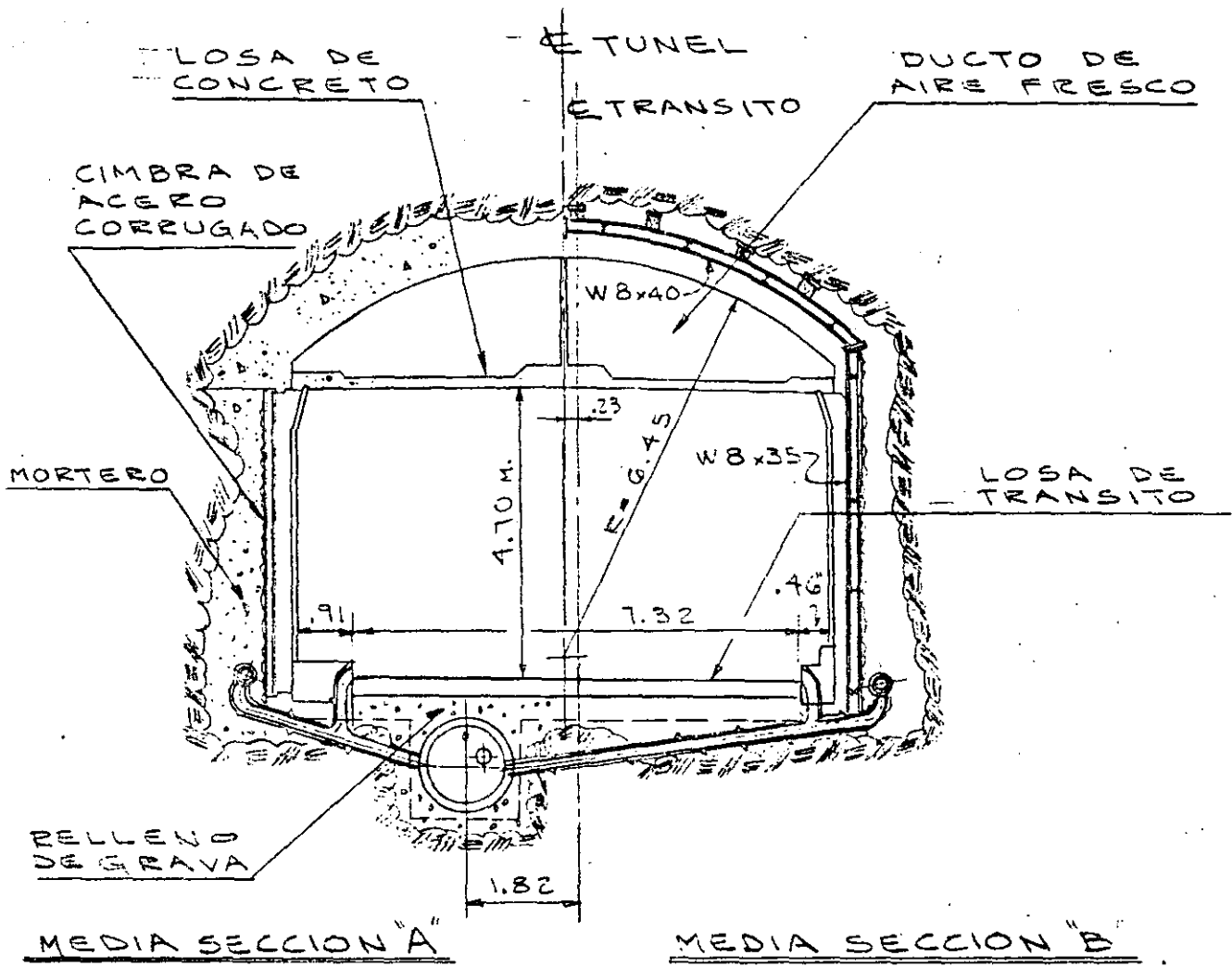




SECCION TRANSVERSAL  
EDIFICIO DE VENTILACION  
DEL TUNEL HAMPTON ROADS



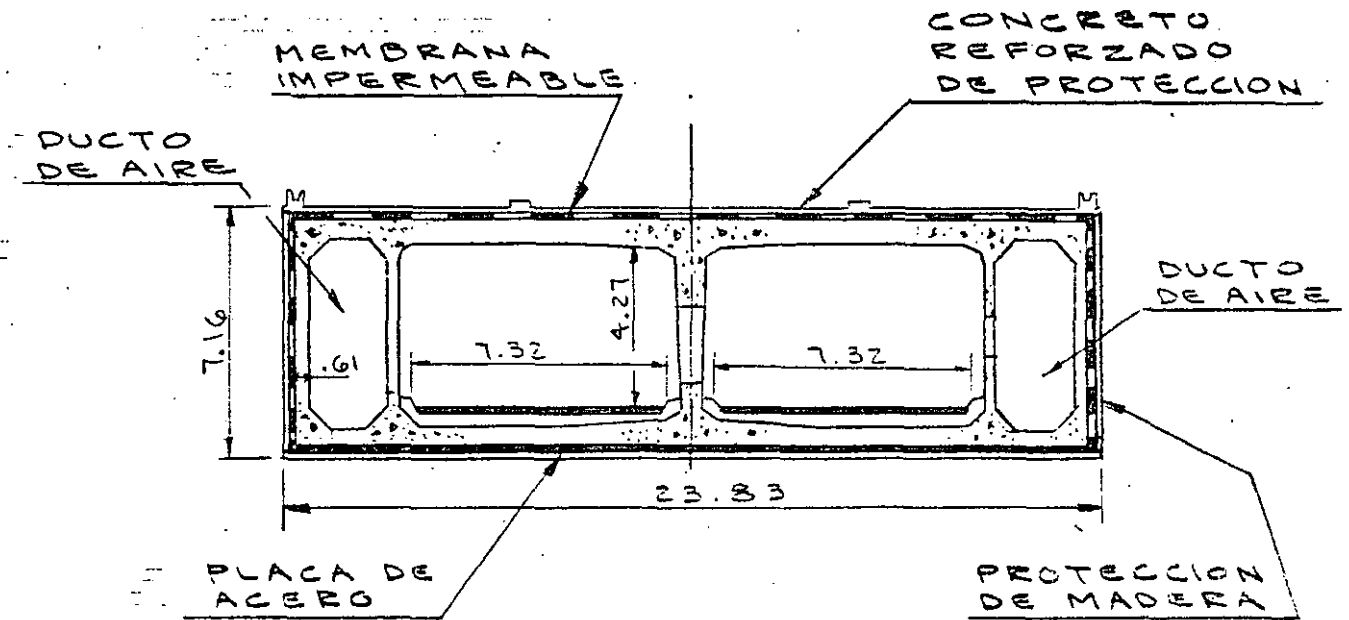
SECCION TRANSVERSAL SISTEMA DE AIRE VICIADO



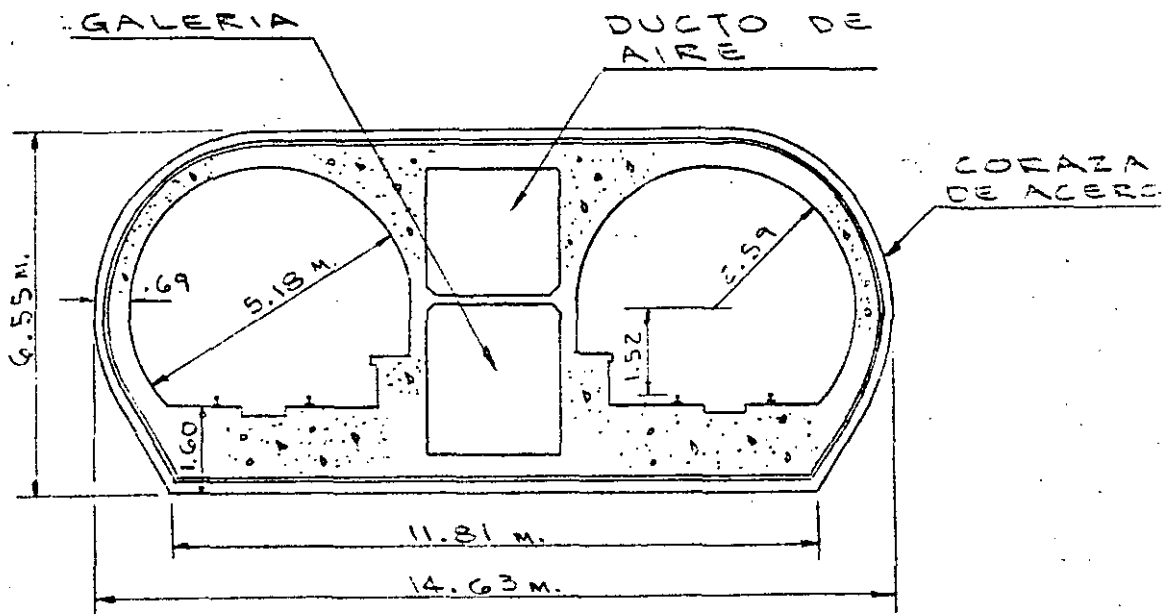
SECCION TRANSVERSAL  
 TUNEL PENNSYLVANIA TURNPIKE  
 EXTENSION

MEDIA SECCION "A"  
 MUESTRA EL CONCRETO  
 COLOCADO EN SITIO

MEDIA SECCION "B"  
 MUESTRA SOPORTES  
 METALICOS

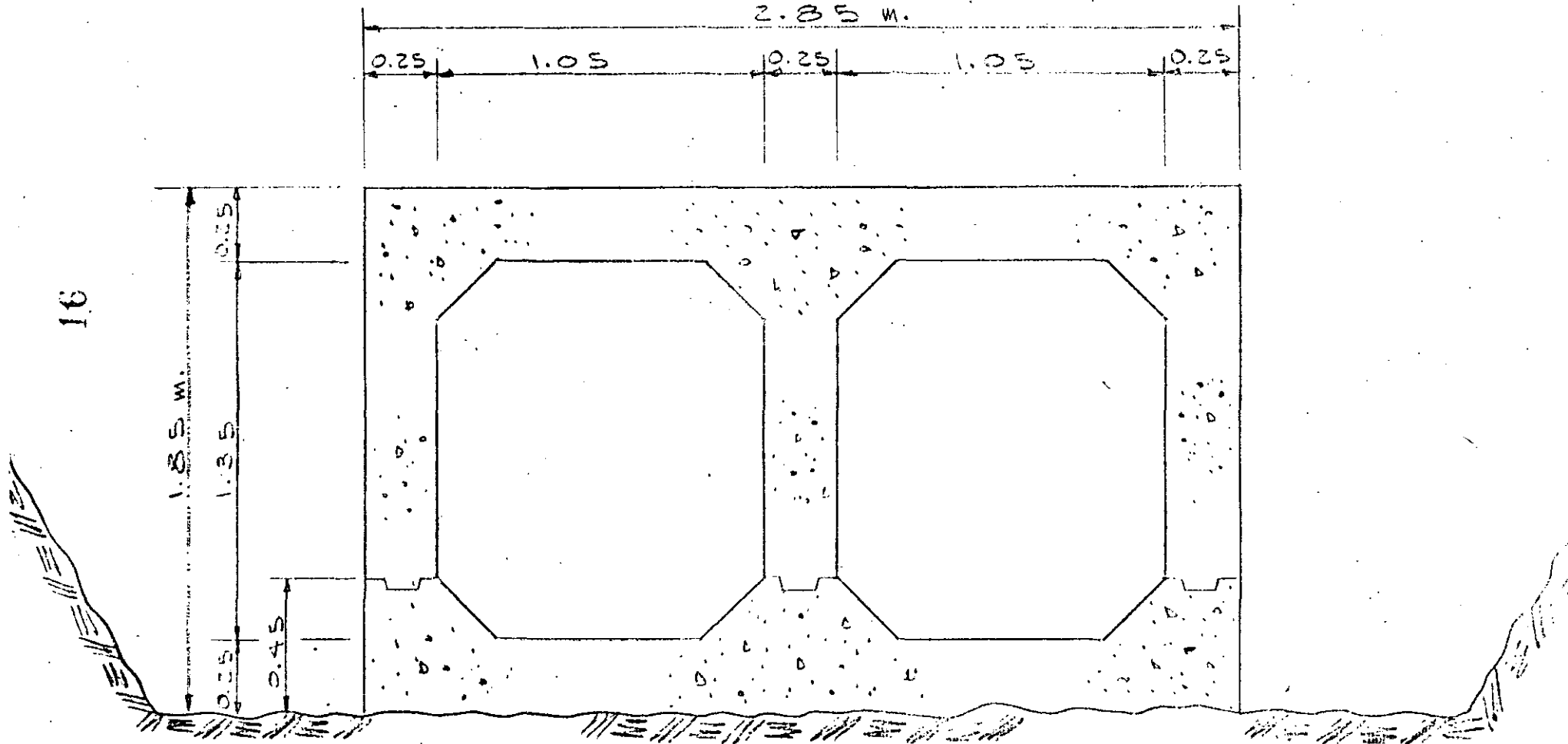


TUNEL SUMERGIDO DE SECCION CAJON (DEAS ISLAND TUNNEL)

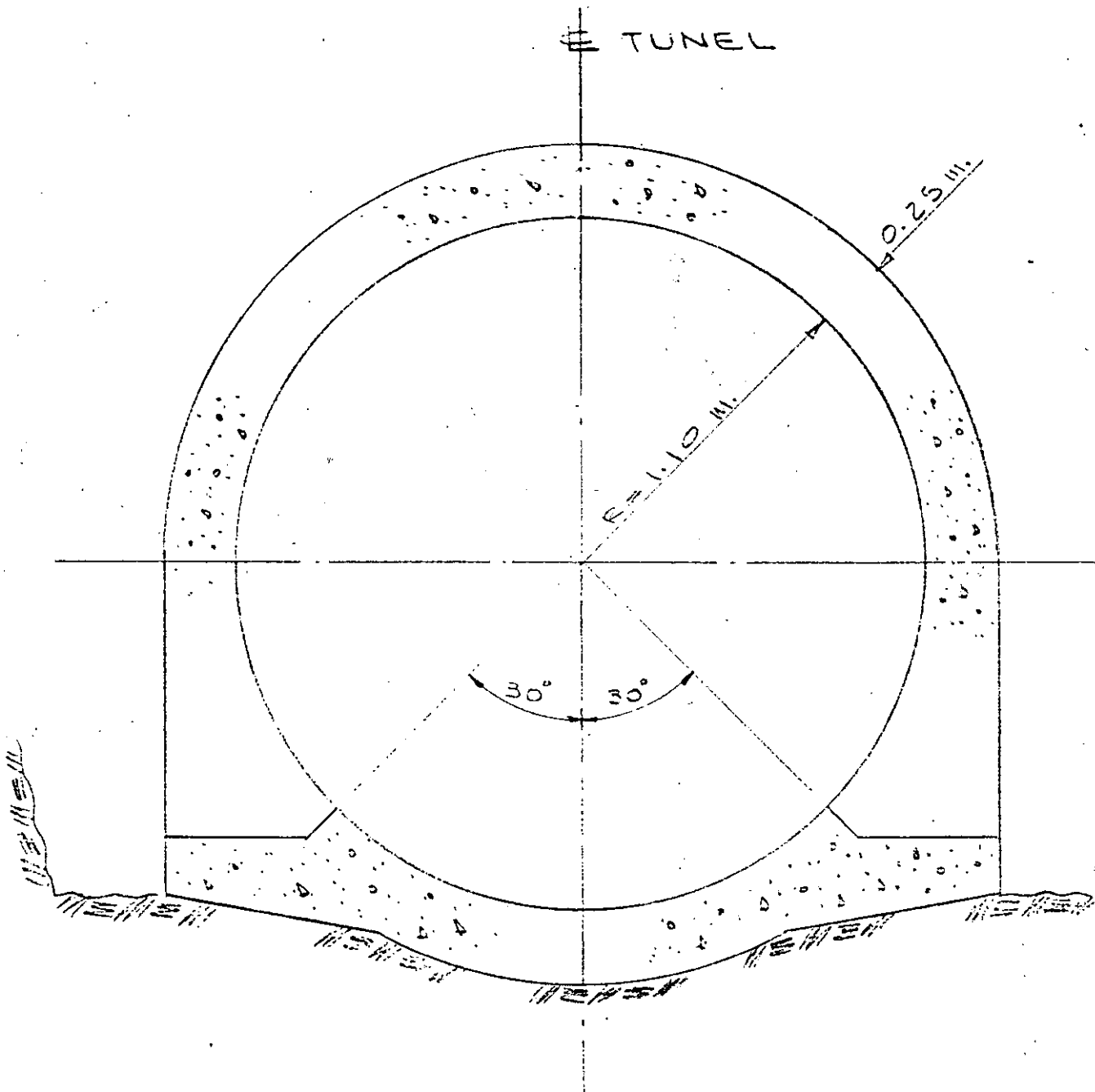


SECCION TRANSVERSAL TUBO SUMERGIDO (SAN FCO. RAPID TRANSIT SYSTEM)

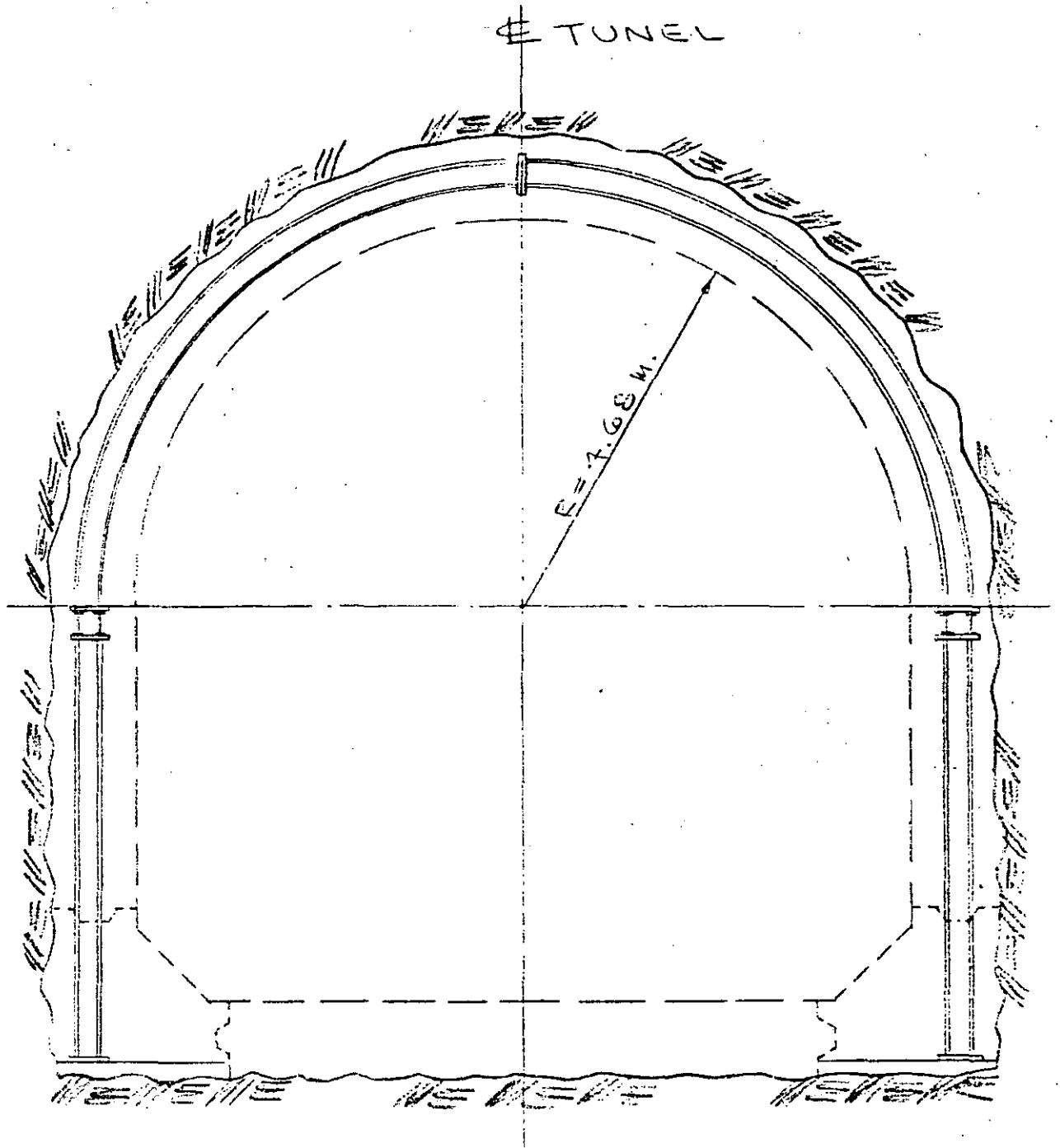
16



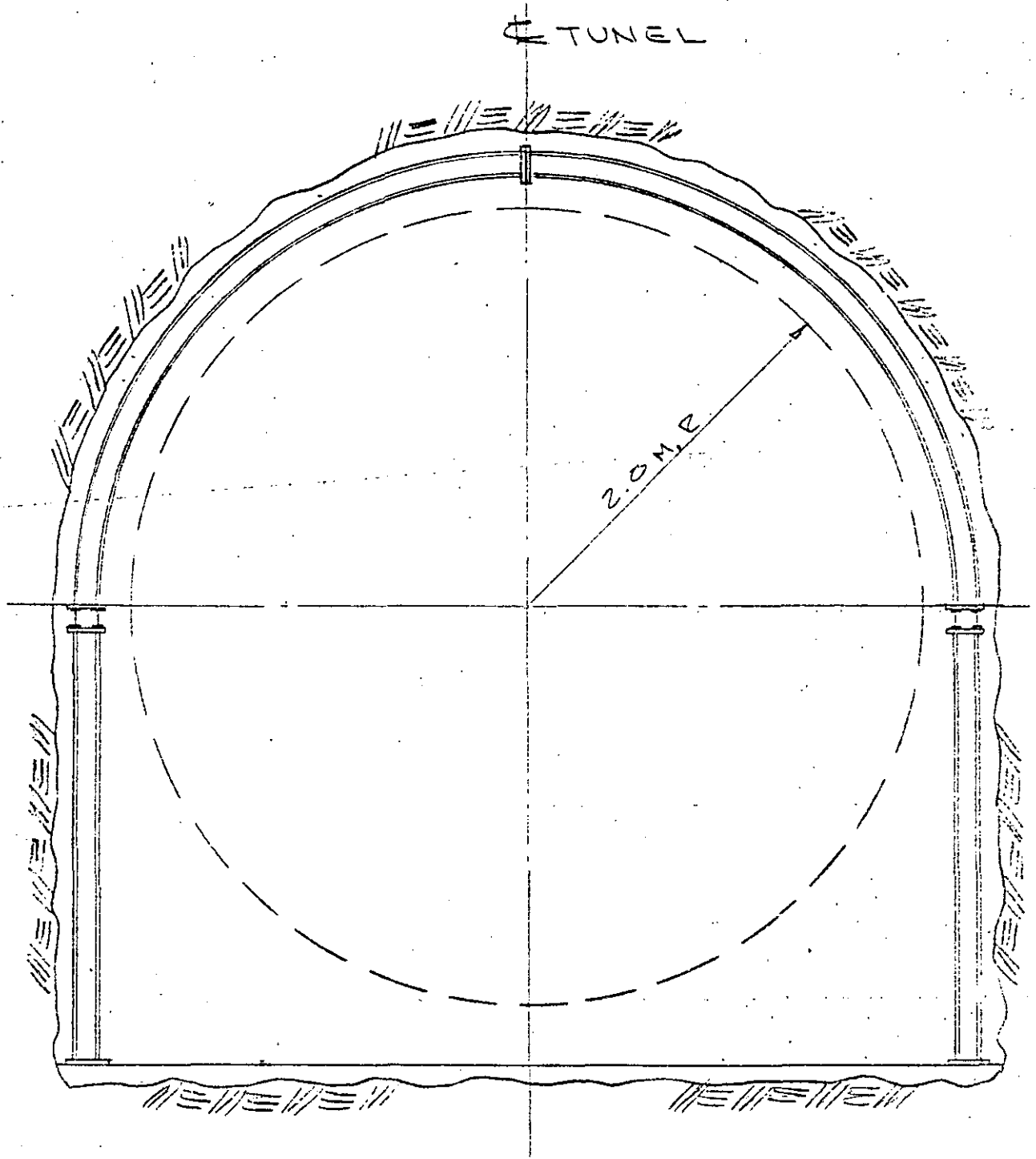
SECCION TRANSVERSAL  
1.35 m. x 1.05 m. SIFON DOBLE RIO ATOYAC, GUERRERO



SECCION TRANSVERSAL  
SIFON KM 3+300 DE - CANAL SAN RAFAEL

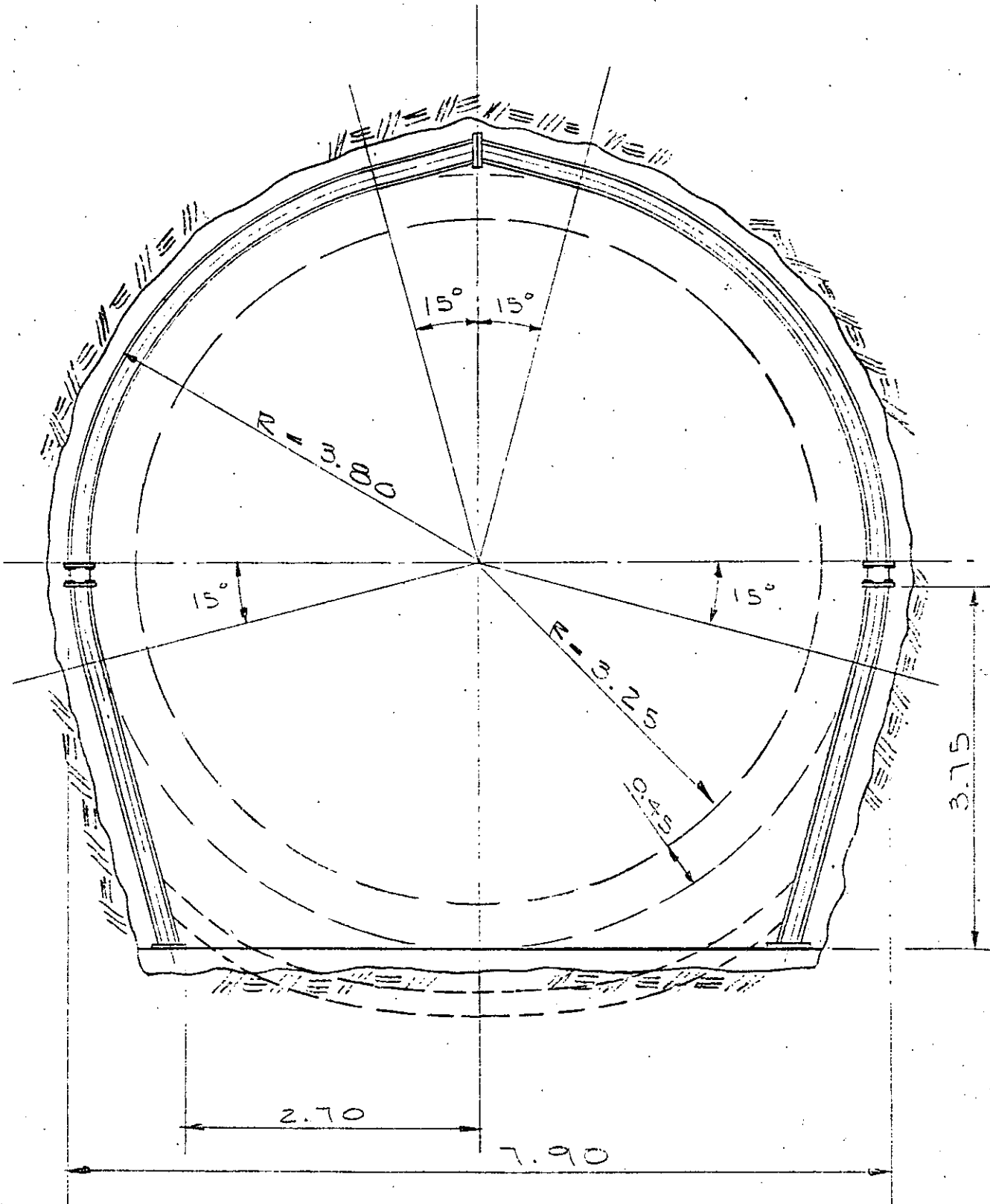


SECCION TRANSVERSAL  
ACUEDUCTO TIJUANA RIO COLORADO



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 de pensarse 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 (continuo).

b-1.- En Secciones.

A diferencia del Inciso 2-a-1, este procedimiento contempla la utilización de cimbra telescópica colapsible de colado continuo, 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 continuo 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 consolide 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.

## 2. 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.

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 discertaciones 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 está íntimamente 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 más 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 más cercana a la del túnel proyec.

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 acarrear 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 helicoide 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 a través 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, a través 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  $180^\circ$  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 vagone-  
tas 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 estableci-  
das para cada uno de los proyectos. En forma enonciativa  
y no limitativa, enlistamos solamente los puntos más impor-  
tantes que la supervisión deberá de tomar en cuenta para -  
dar por recibidos los trabajos realizados por la Contratis-  
ta.

- a). Limpieza de piso.
- b). Limpieza superficie por colar.
- c). Peines.
- d). Alineamiento 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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES

CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

SEPTIEMBRE, 1985.

REVESTIMIENTO DE TUNELES

## 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 ( $\text{CO}_2$ ) 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 ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) 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 determi-  
nadas proporciones
- 2) Que el cemento posea un contenido de álcalis totales, su  
perior a 0.60 %, expresado como  $\text{Na}_2\text{O}$
- 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 medi-  
das 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 po-  
sible reacción álcali-agregado. ( Algunos materiales puzo  
lánicos resultan adecuados para esta finalidad, si bien  
es necesario confirmar su aptitud en este sentido, me --  
diante pruebas de laboratorio. )

Por otra parte, como la presencia de sílice reactiva en los agre-  
gados no siempre conduce a expansiones detrimenales (aún con ce-  
mentos de alto contenido de álcalis) es recomendable también con-  
firmar 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.
Incluser de aire*	Aumentar controladamente el tiempo de fraguado del concreto, sin menoscabo de la resistencia temprana requerida para el descimbrado.  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 tam-  
bién 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 m<sup>3</sup> 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 acarreos 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  $4.5 \text{ m}^3$ ; 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  $20^\circ$  (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 colado 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 m<sup>3</sup> 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 está 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 del 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 este sistema fue hecho en primer lugar para el ahorro de perfiles de acero y del



### 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 (revenimiento) 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.- 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.

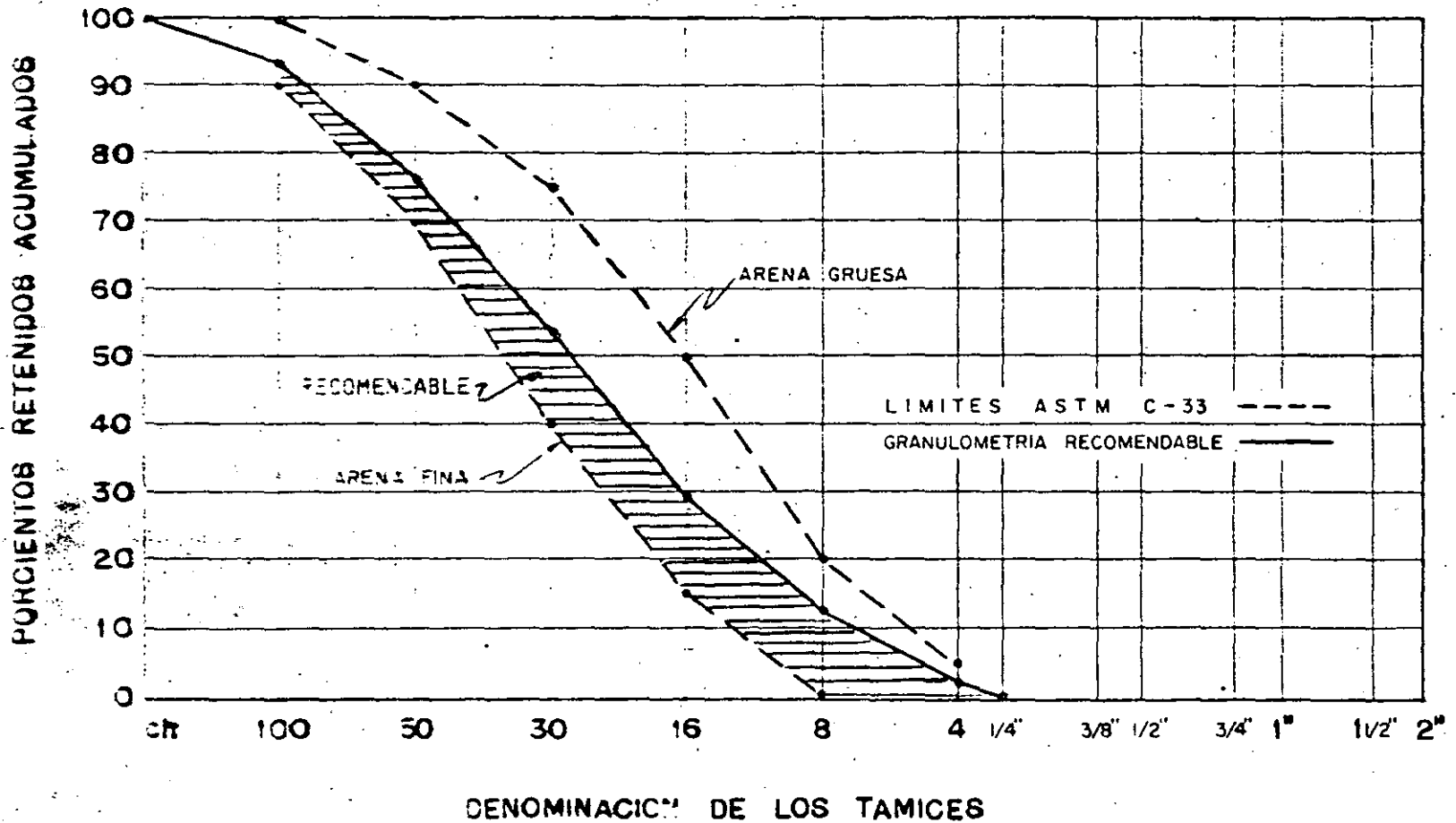
Las propiedades físicas del concreto lanzado bien colocado en sitio, pueden ser comparables a las de un concreto convencional. El tamaño máximo utilizable en el agregado es de 3/4". Todas las partículas de sobre tamaños deben eliminarse, para evitar obturación de la manguera.

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  
(AGI - 304)**



46

**FIG. 1**



GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS

CONCRETO BOMBEABLE

(ACI - 304)

47

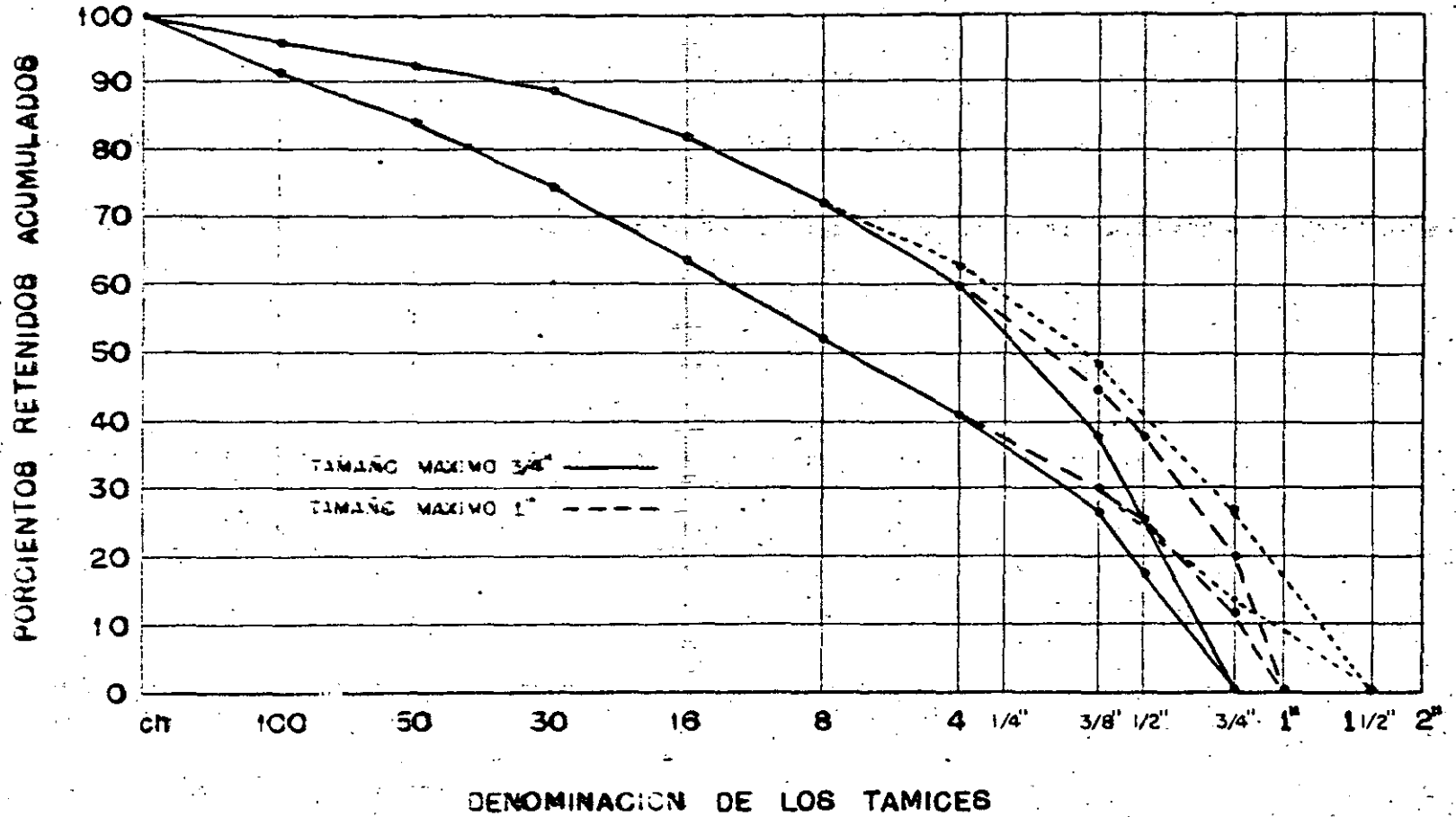


FIG. 2

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

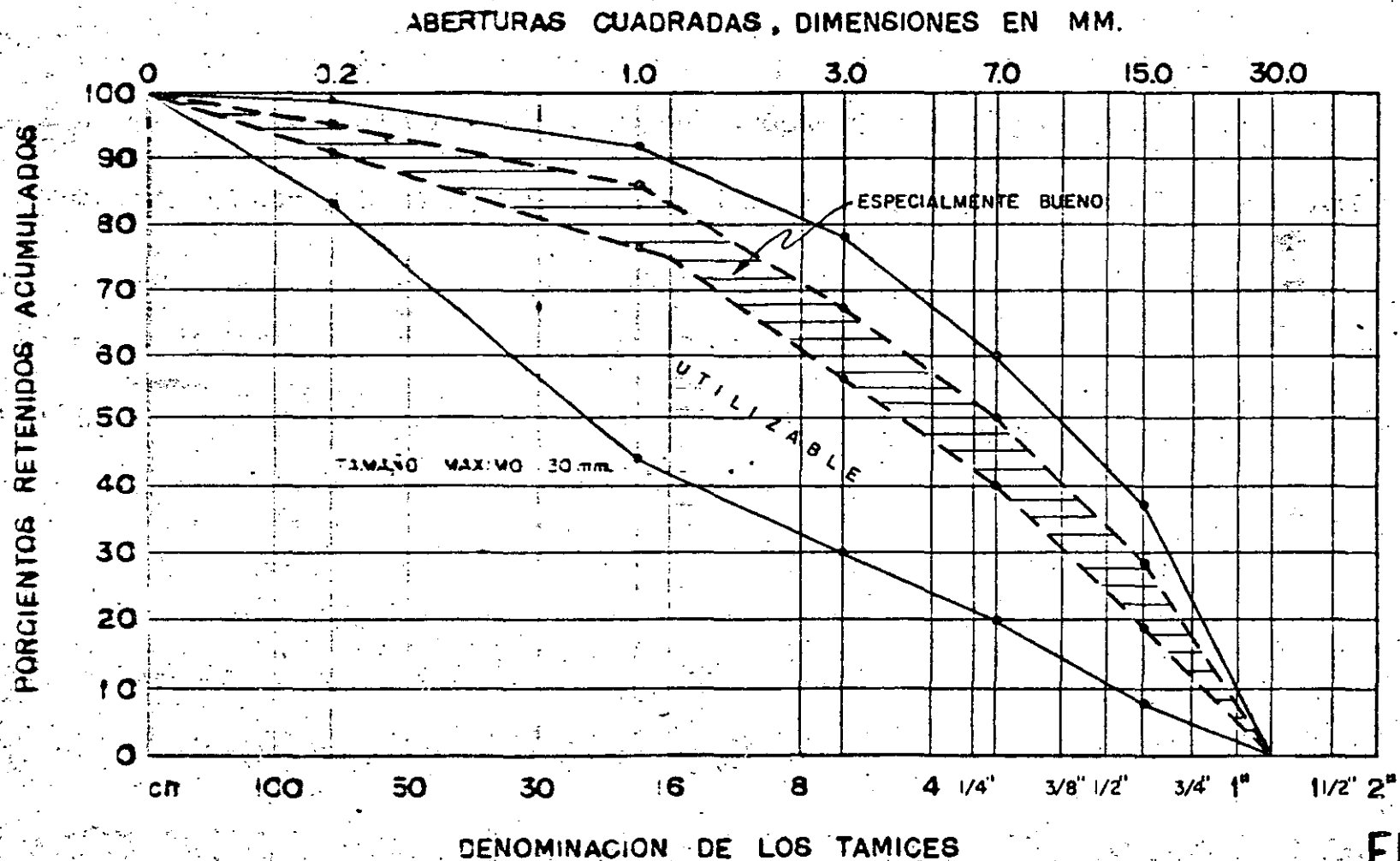
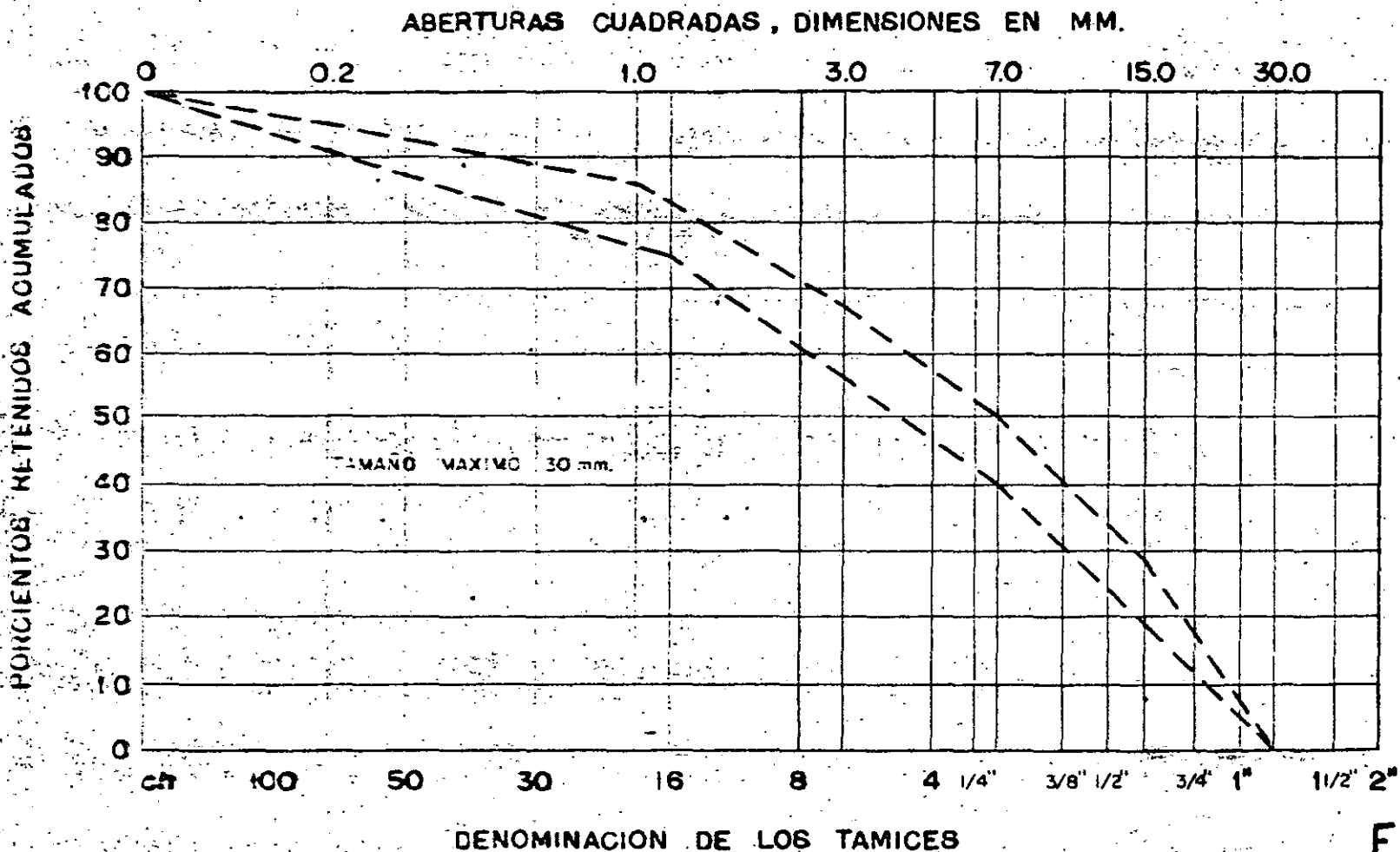


FIG. 3

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



**FIG. 4**

43



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

A N E X O S

ING. LUIS GONZALEZ

SEPTIEMBRE, 1985.

ESTRUCTURAS MINERAS

TRANSITO

FERROCARRILES  
CARRETERAS  
PEATONES Y ANIMALES

NAVEGACION  
METRO

CONDUCCION  
DE LIQUIDOS  
Y GASES

AGUA

A PRESION

A PRESION ATMOSFERICA

DRENAJE

PRODUCTOS QUIMICOS  
AIRE

PARA  
INSTALACIONES

ELECTRICAS, AIRE  
PETROLEO, AGUA  
COMUNICACIONES,  
GAS

REFUGIOS Y CIUDADES ANTIAEREAS

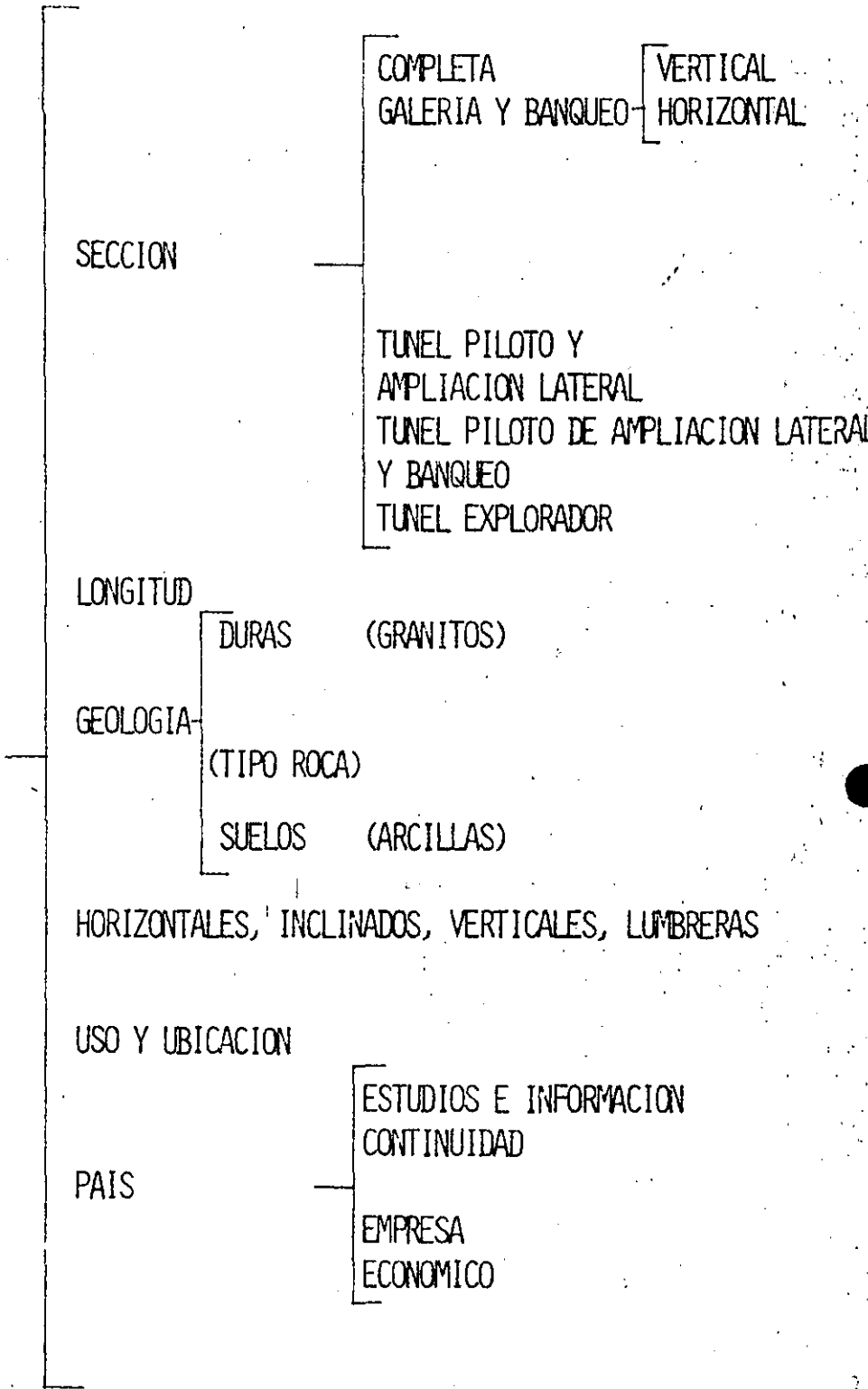
ALMACENAMIENTO Y BODEGAS

GALERIAS DE INSPECCION

ESTRUCTURAS CIVILES

TUNELES

DEPENDENCIAS DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA EXCAVACION DE TUNELES.



MÉTODOS DE EXCAVACION DE TUNELES

CONVENCIONAL

- BARRENACION
- CARGA
- VOLADURA
- VENTILACION
- REZAGA
- ADEME
- TRAZO
- BOMBEO (x)

ESCUDOS

- ABIERTO (TABLAESTACAS)
- CERRADO
  - SIN PROTECCION DE FRENTE
  - CON PROTECCION DE FRENTE
  - CON CAMARA DE AIRE COMPRIMIDO
  - CON FRENTE ESTABILIZADO Y LICUACION

MOLES O TOPOS

- CORTADORES
- ROMPEDORES

CAPACIDAD MOLE:  
 1) EMPUJE AXIAL  
 2) VELOCIDAD DE LA CABEZA

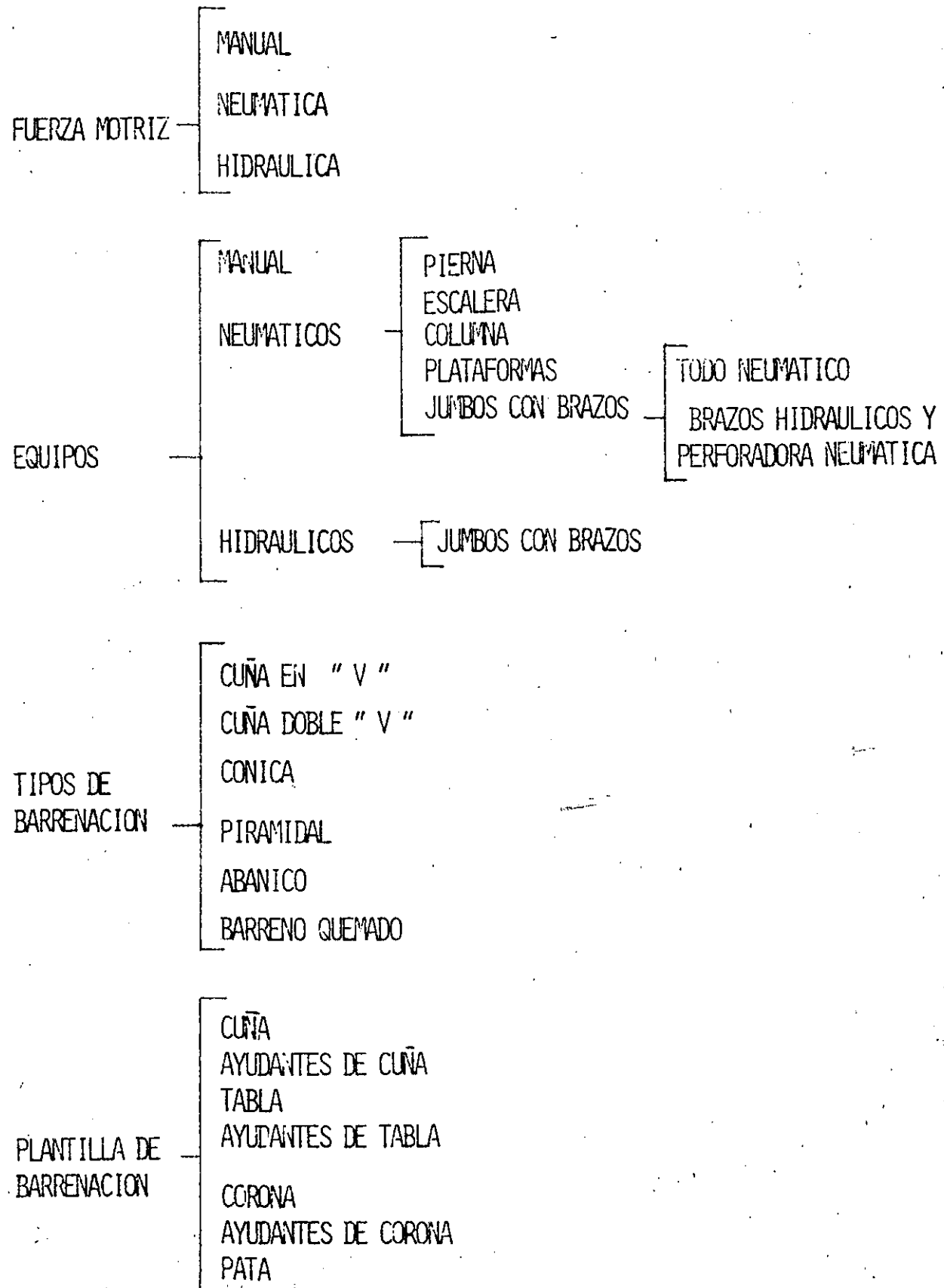
MINEROS CONTINUOS

- FRESADORA
  - CILINDRICA
  - CONICA
- DESGARRADOR
  - 1A. GENERACION 5 A 20 Ton.
  - 2A. GENERACION 20 A 30 Ton.
  - 3A. GENERACION 30 A 50 Ton.

CORTADORES

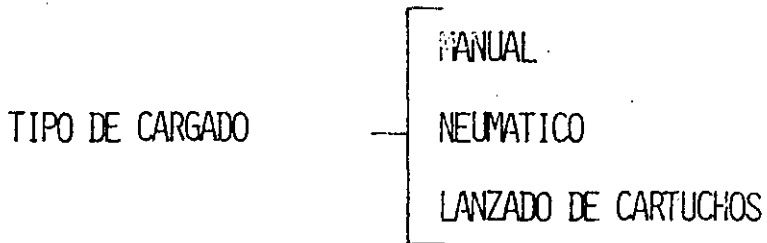
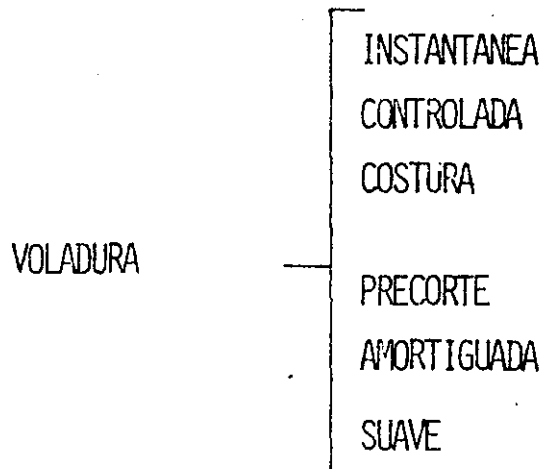
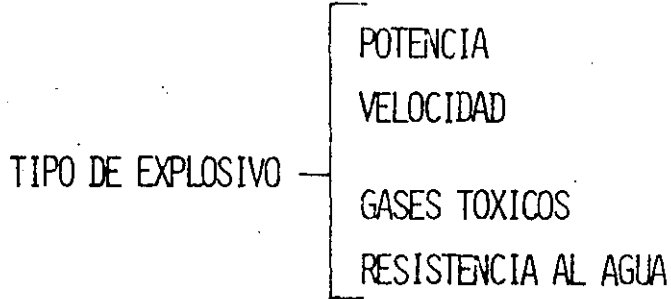
PRESION DE AGUA ( EXPERIMENTACION )

BARRENACION





CARGA Y VOLADURA

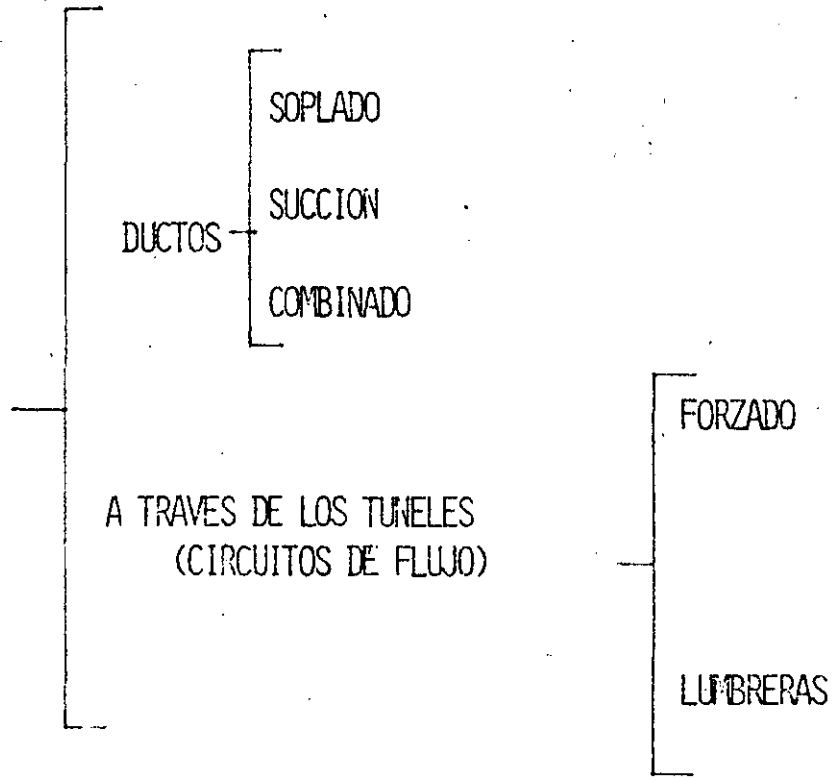


# VENTILACION

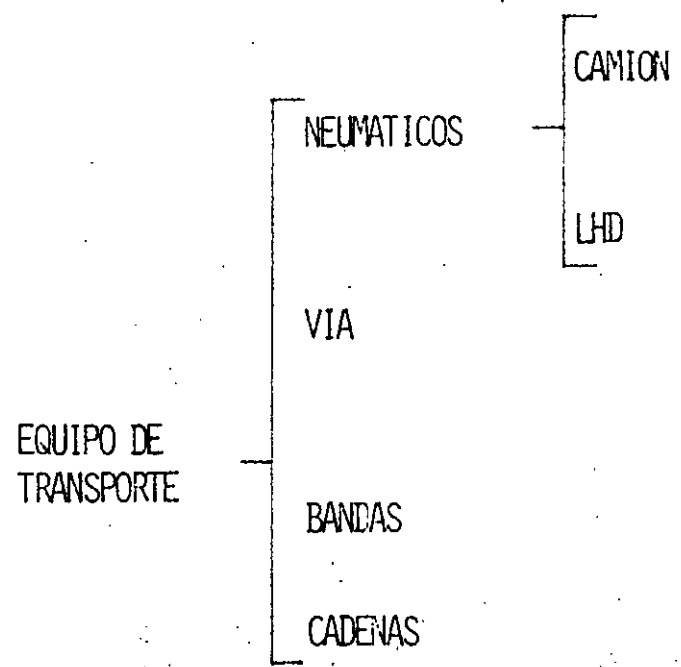
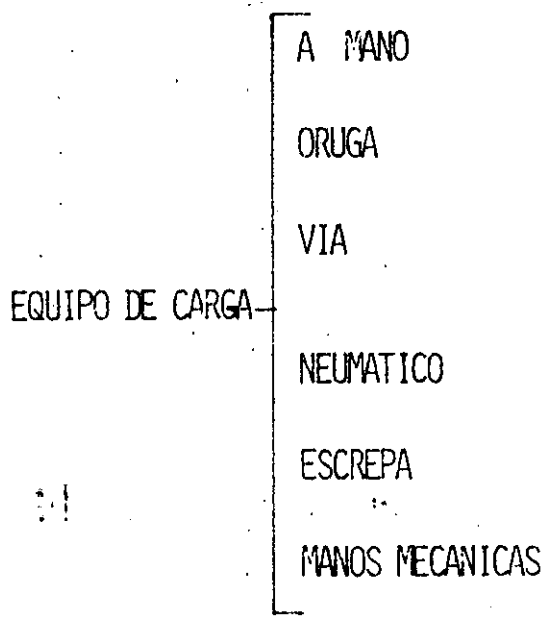
DEPENDE DE

- LONGITUD DEL TUNEL
- SECCION
- GASES PRODUCIDOS POR LA VOLADURA
- POLVOS PRODUCIDOS EN LA BARRENACION Y EN LA VOLADURA
- GASES DE LOS EQUIPOS UTILIZADOS
- PERSONAL LABORANDO EN EL INTERIOR
- GEOLOGIA

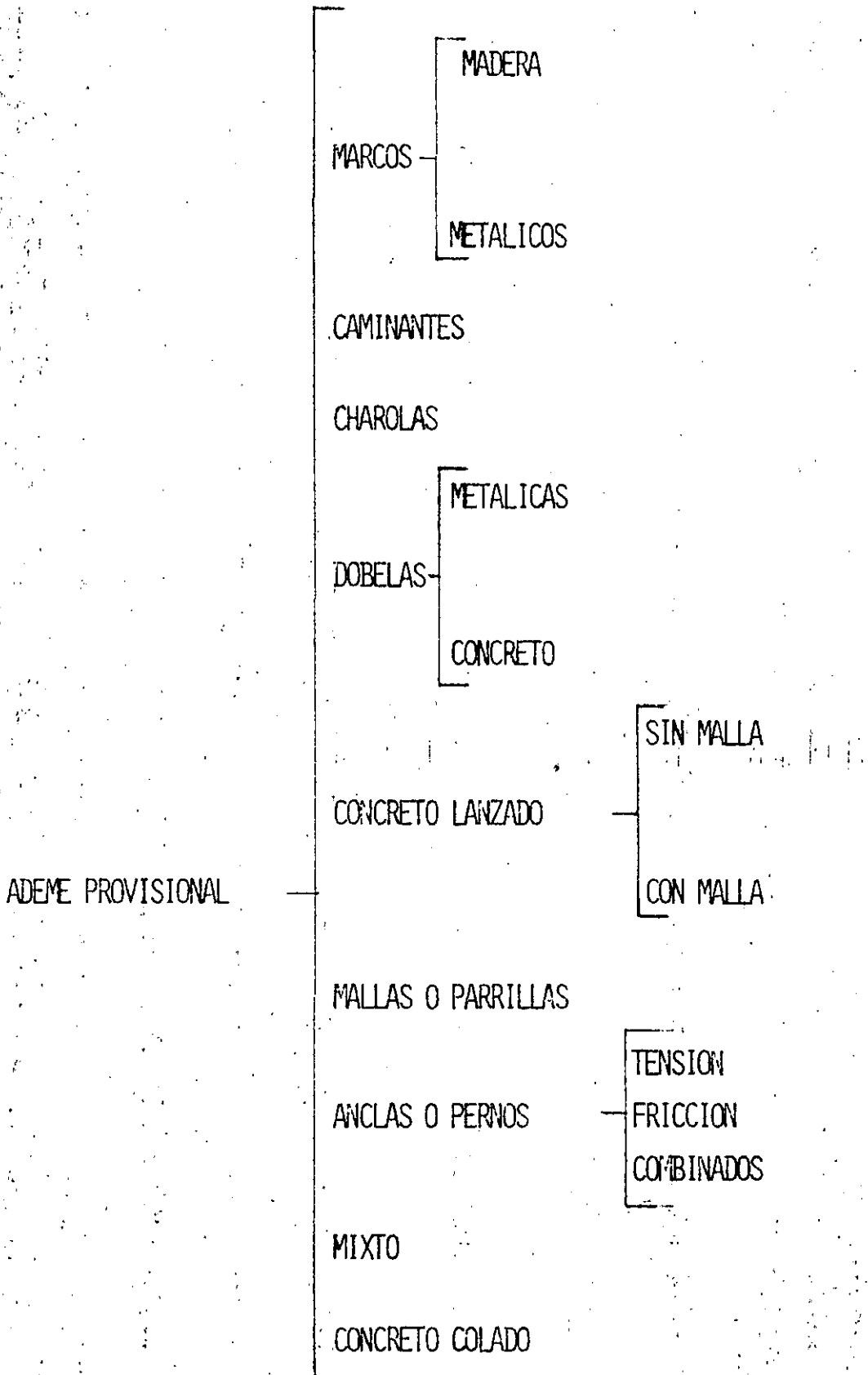
PUEDE SER:



R E Z A G A



A D E M E S





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

METODOS CONSTRUCTIVOS MODERNOS

TUNELES DE ROCA

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

SEPTIEMBRE, 1985.

## METODOS CONSTRUCTIVOS MODERNOS TUNELES EN ROCA.

### 1

Entre los métodos modernos de tunelaje destaca el uso de grandes perforadoras capaces de hacer tuneles 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 rezaga.

El tamaño uniforme del material a extraer permite el diseño y uso de sistemas continuos de rezaga 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, tovas, 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 efectúa por medio de motores eléctricos o hidráulicos que en una buena parte de los topes 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 esta 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, hechas por los filos o botones de los cortadores en su viaje; este espaciamiento afecta la interacción entre las ranuras 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  $\frac{C}{Q} = K_c$  se le 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 sept. 75) ha encontrado para Kc los siguientes valores.

ROCA	Kc
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 1  
CLASIFICACION DE ROCAS (Deere y Miller)

CLASE	ESF. DE RUP. Kg/cm <sup>2</sup>	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 Kc se 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/cm<sup>2</sup> y los 2200 Kg/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup> 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<sub>c</sub> = Fuerza normal por cortador (de un filo) en Kilo Newtons
- σ<sub>c</sub> = Esfuerzo de ruptura a la compresión simple en Mega Newtons entre mm<sup>2</sup> (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/cm<sup>2</sup> 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

Usando la misma fórmula para rocas de alta resistencia con  $\sigma_c = 2\ 000\ \text{Kg/cm}^2$  atacadas con un topo cuya cabeza gira a 10 R.P.M. y cortadores con 60 KN de capacidad (6 000 Kg).

$$\sigma_c = 196\ \text{MPa}$$

$$a = 3.5 \frac{60}{196} = 1.07\ \text{mm/vuelta}$$

$$\text{avance por hora} = \frac{1.07 \times 10 \times 60}{1\ 000} = 0.64\ \text{m/h.}$$

Dependiendo del empuje máximo que puede proporcionar el topo sería el número de filos cortadores.

### ROCAS FRACTURADAS.

Hasta ahora se ha hablado de rocas sanas, sin embargo, en un gran número de túneles la roca se encuentra con diversos grados de fracturamiento, que influyen decisivamente en el avance del topo.

Así, rocas de alta resistencia pero con un fracturamiento favorable pueden ser atacadas con buen éxito tanto desde el punto de vista de avances como económico.

Por el contrario rocas de resistencia media fracturadas en tal forma que sueltan bloques suficientemente grandes como para causar daños al sistema de cangilones, banda transportadora del topo y aun a cortadores u otras partes de la cabeza pueden convertirse en un material difícil de atacar. En estos casos se pueden mejorar los avances si en el extremo delantero del topo se coloca una rejilla adecuada, que detenga esos bloques; y a través de la cual pasen los cortadores.

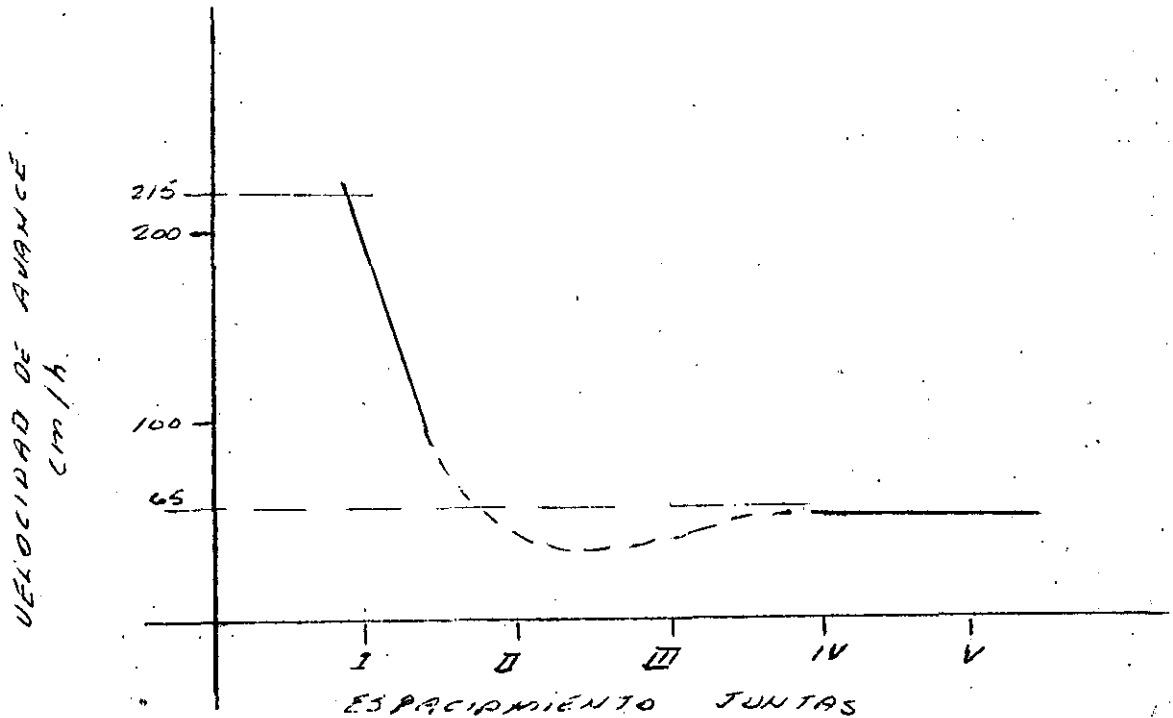
La tabla siguiente de Deere, da una terminología de acuerdo con el espaciamiento de las fracturas.

TABLA No. 2

TIPO	TERMINO	ESPACIAMIENTO JUNTAS
I	Muy cerrado	Menos de 5 cm.
II	Cerrado	5 cm. a 30 cm.
III	Moderadamente cerrada	30 cm. a 1.00 m.
IV	Abierto	1.00 a 3.00 m.
V	Muy abierto	Mayor a 3.00 m.

Los mejores avances se logran en formaciones foliadas del tipo I, o la parte baja de II. La orientación de la foliación tiene influencia en el avance del topo, más desfavorable cuando es más o menos paralela al eje de túnel e incrementándose a medida que aumenta el ángulo entre ambos. Aparentemente los mejores avances se tienen cuando el ángulo en cuestión anda por los 60°.

La gráfica siguiente, en donde se pone de manifiesto la gran importancia del grado de fracturamiento de una roca de alta resistencia en el avance, fue obtenida para misma máquina atacando rocas de esfuerzos de ruptura similares,  $\approx 2\ 000$  Kg/cm<sup>2</sup> pero grados de fracturamiento totalmente diferentes.



En rocas con fracturamiento favorable los cortadores duran más y en general la máquina sufre, menos, ya que casi nunca es necesario emplear toda la capacidad de empuje.

Así pues una roca de alta y aun muy alta resistencia puede ser atacada con buen éxito si su R.Q.D. tiende a 0.

En ocasiones es necesario soportar el túnel en esta clase de terrenos. Cuando el soporte se requiere cerca de la frente normalmente se logra con anillos seccionados formados con perfiles cuyo peralte permita el paso de las patas de ataque retraídas durante el movimiento de acercamiento de la máquina hacia la frente, para empezar un nuevo ciclo.

Se puede también asegurar el terreno con anclas, malla metálica y otros de los métodos empleados en el sistema convencional.

En cualquier caso el revestimiento definitivo puede y resulta conveniente hacerlo inmediatamente después del paso del topo y consiste en dovelas, generalmente de concreto, colocadas por medio de un brazo erector.

## SISTEMAS DE APOYO

Para lograr buenos resultados los sistemas de apoyo deben estar acordes con las características de la máquina, naturaleza del terreno, avances máximos esperados etc.

Al diseñar los sistemas deben tomarse en cuenta también la ocurrencia de circunstancias o condiciones indeseables que hagan necesario, por ejemplo, el llevar equipos especiales a la frente por lo que debe haber un acceso rápido y fácil a través de la cabeza.

Como el cambio de cortadores puede ser frecuente es indispensable también el facilitar su remoción e instalación con aditamentos especialmente diseñados para este fin.

### REZAGA.

El sistema de rezaga más simple consiste en una banda transportadora larga, en la que descarga la del topo, sustentada por una estructura bajo la cual pueden entrar las vagonetas que serán llenadas. Esta estructura es jalada por el topo durante su avance. El tren de vagonetas bajo la estructura va saliendo a medida que estas se llenan y se va cuando todas lo están, su lugar es ocupado por otro que entra en reversa y que ha estado esperando en lados convenientemente situados de acuerdo con la longitud del túnel.

Si el túnel es de diámetro suficientemente grande es posible disponer de dos pisos con vagonetas y lograr una carga ininterrumpida.

El sistema de vías debe estar perfectamente hecho y mantenido para tener las menores pérdidas de tiempo en la extracción de la rezaga.

Los trenes también se utilizan para introducir diversos materiales hasta la frente como dovelas para recubrimiento, cortadores, elementos para la prolongación de líneas eléctricas, ventilación, agua, piezas para ademe, etc.

### AGUA Y VENTILACION.

Durante el ataque se produce, en la frente una gran cantidad de polvo. El topo tiene detrás de la cabeza giratoria una pantalla fija sellada contra las paredes del túnel que evita que este polvo salga libremente ya que es extraído por una tubería de succión que es parte del sistema del topo y pasado por un sistema ciclones para precipitarlo. Agua es enviada a la frente y ciclones para ayudar al control del polvo y además para enfriar el área de la frente, en la que se generan grandes cantidades de calor en el proceso de perforación.

La ventilación debe ser excelente y preferentemente la línea debe succionar entrando el aire fresco por el túnel en cantidad suficiente para mantener una temperatura adecuada en la zona de operación del topo. El movimiento de aire en túneles del orden de los 4 m. de diámetro puede ser de unos 25 000 P.C.M.

El suministro de agua es aquí mucho más importante que en el método convencional.

#### ENERGIA.

El suministro de energía hasta la frente se hace a voltajes elevados, de 4 000 a 10 000 voltios, por lo que para reducirlo al de los motores del topo, generalmente de 440 V, se hace necesario un transformador que también viaja arrastrado por el topo.

El mantenimiento de la máquina y sus sistemas debe ser cuidadosamente planeado y ejecutado rigurosamente ya que un paro en alguno de estos elementos significa un paro total.

#### FACTORES DEL COSTO.

Es indispensable, en el curso de los trabajos el conocer la disponibilidad del topo, sus horas efectivas de ataque, avances y rendimientos.

Para este fin conviene el hacer algunas definiciones y establecer fórmulas que en forma sencilla las relacionen entre si.

Horas Programadas (H.P.) son las horas para las que el equipo tiene operadores y todo lo necesario en un período determinado, por ejemplo si hay 3 turnos diarios durante 6 días de la semana, las H.P. para este período serán 144.

Horas disponibles (H.D.) son las horas en que el equipo se encuentra en disponibilidad para efectuar el trabajo, independientemente de que se use o no, dentro de las H.P. El topo puede no estar disponible por reparaciones y mantenimiento etc.

Horas Trabajando (H.T.) son las horas en que el equipo, en su totalidad o parte de el se encuentra trabajando es decir atacando, alineandose, moviendo rezaga etc. el equipo disponible puede no estar trabajando por causas tales como falta de energía, de materiales, de personal clave etc.

Horas Atacando (H.A.) son las horas en que el topo avanza y el material, producto de la perforación, fluye por las bandas transportadoras.

Con lo que se tiene lo siguiente:

$\frac{H.D.}{H.P.} \times 100$  Porcentaje de disponibilidad del topo.

$\frac{H.T.}{H.D.} \times 100$  Porcentaje de eficiencia de la administración de la obra.

$\frac{H.A.}{H.T.} \times 100$  Porcentaje de eficiencia de la superintendencia de la obra.

El rendimiento se obtiene con el cociente del avance medido entre H.A.

El producto  $100 \cdot \frac{H.A.}{H.P.} \cdot \frac{H.T.}{H.D.} \cdot \frac{H.A.}{H.T.} = \frac{H.A.}{H.P.} \cdot 100$  da el porcentaje de ataque efectivo de la máquina.

Una distribución de tiempos podría ser la siguiente.

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

En los apéndices se detalla y amplía el uso de los conceptos arriba definidos.

#### EVALUACION DE LOS TOPOS •

Entre las principales características de un topo se tienen el empuje axial, la potencia en la cabeza giratoria y la velocidad angular.

El empuje axial y el desplazamiento de los cortadores por medio de la cabeza giratoria, inducen en los filos fuerzas cortadoras. La suma de estas fuerzas por sus distancias al centro de rotación componen el par de torsión T.

Si la estructura de la cabeza es suficientemente rígida se tiene las fuerzas cortadoras C son aproximadamente iguales y en consecuencia:

$$T = \sum_{n=1}^n C r_n = C \cdot \sum_{n=1}^n r_n$$

en donde  $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$

son distancias de C al centro de giro

Es decir que el par de torsión es función del empuje E.

Por otra parte, la potencia requerida es igual al par de torsión por la velocidad angular.

Hay topos con velocidad angular constante que varia de 1 a 2 R.P.M. en máquinas grandes hasta más o menos 12 R.P.M. en máquinas pequeñas. Los hay que tienen 2 velocidades y también de velocidades variables, estos últimos son los más convenientes ya que pueden, con la misma potencia intercambiar valor del par de torsión por la velocidad angular y escoger la combinación más conveniente en cada tramo de túnel.

Mellor y Hawkes desarrollaron una serie de gráficas con valores obtenidos de la observación del comportamiento de un gran número de máquinas americanas y europeas. Estas gráficas relacionan el diámetro de la cabeza con el empuje, la potencia y el par de torsión así como también las tasas de corte y de trabajo y el esfuerzo de ruptura de una roca con el consumo específico de energía.

Las gráficas anexas, numeradas del 1 al 5 permiten establecer si las características de un topo determinado corresponden a las que tienen los que se encuentran en operación.

En el caso de la gráfica 4 que relaciona la tasa de trabajo en Kgm/min. con la tasa de corte en m<sup>3</sup>/min., la primera se determina partiendo de la potencia media desarrollada por el tiempo (en este caso un minuto) y la segunda es el producto del área de la sección por el avance en ese mismo tiempo. 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 esto es a la energía empleada para excavar un volumen unitario de roca, así que:

$$\text{C.E.E.} = \frac{\text{Tasa de trabajo}}{\text{Tasa de corte}} = \frac{\text{Kgm min}}{\text{min m}^3} = \text{Kg/m}^2$$

Las diagonales corresponden a consumos específicos de energía de  $5 \times 10^5$ ,  $5 \times 10^6$  y  $5 \times 10^7$  Kg/m<sup>2</sup>. Los puntos tienden a agruparse en la línea de los  $5 \times 10^6$  Kg/m<sup>2</sup>.

En la gráfica 5 se compara el consumo específico de energía en Kg/cm<sup>2</sup> con el esfuerzo de ruptura de la roca, a la compresión simple, en las mismas unidades. Las líneas diagonales corresponden a un índice adimensional dado por el cociente del consumo específico de energía  $N_e$  entre el esfuerzo de ruptura

A continuación se darán los resultados de las dos únicas experiencias que se tiene en México con el empleo de topos.



## 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 como 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  $E = 254\ 000$  Kgs;  $D = 3.66$

$$E = K_e D^2 \quad \text{de donde:}$$

$$K_e = \frac{E}{D^2} = \frac{254\ 000}{3.66^2} = 18961 \text{ kg/m}^2$$

El punto correspondiente se localiza en la gráfica 1

# 13

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/cm<sup>2</sup>, 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 botones 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:

$$P = \sqrt{3} \text{ V A}$$

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 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.

Asi 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

$$1 \text{ watt} = 1 \text{ julip/seg} = 1 \text{ newton metro/seg.}$$

$$= \frac{1}{9.81} \text{ Kgs-m/seg.}$$

El trabajo efectuado en 1 minuto vale

$$W = 194336 \times \frac{60}{9.81} \text{ seg.} = 1.183599 \text{ kgs-m/min.}$$

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/cm<sup>2</sup>, es:

$$W_e = \frac{1.183599 \times 100 \text{ kgs-cm/min.}}{113.976 \text{ cm}^3/\text{min.}} = 10.43 \text{ kg/cm}^2$$

El punto se localiza en la gráfica 5 para una roca con  $\sigma_c = 1800 \text{ kgs/cm}^2$

$$\frac{We}{\sigma_c} = \frac{1043}{1800} = 0.58$$

Siendo este topo 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

$\omega$  = 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 topo 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/cm<sup>2</sup>, 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 <sup>2</sup> )	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 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:

$$\text{Vida probable } \frac{170}{0.80} = 212 \text{ h.}$$

$$\text{Metros probables} = 460 \text{ m.}$$

## 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:

$$W = \frac{262925 \times 60}{9.81} = 1608104 \text{ kgs-m/min.}$$

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/cm<sup>2</sup>., 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
Ayte. electricista.	1
Soldador	1
Locomotorista.	1
Ayudante.	1

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.

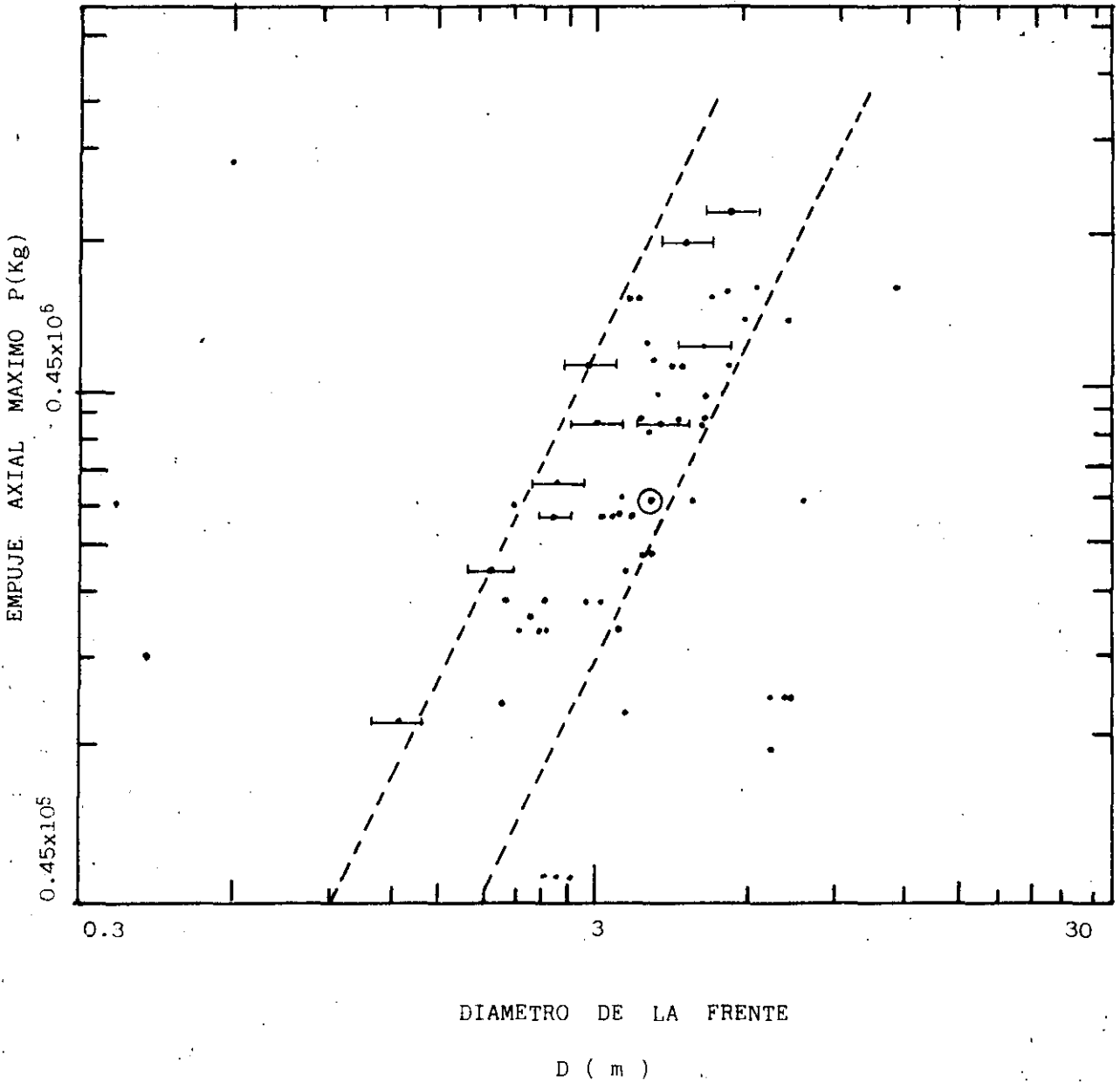
Resulta también prometedor el empleo de chiflones de agua a alta presión para alargar la vida de los cortadores y aumentar la velocidad de avance en rocas de alta resistencia.

En una perforación experimental, en roca granítica, se empleo 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/cm<sup>2</sup> 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/cm<sup>2</sup>. 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.





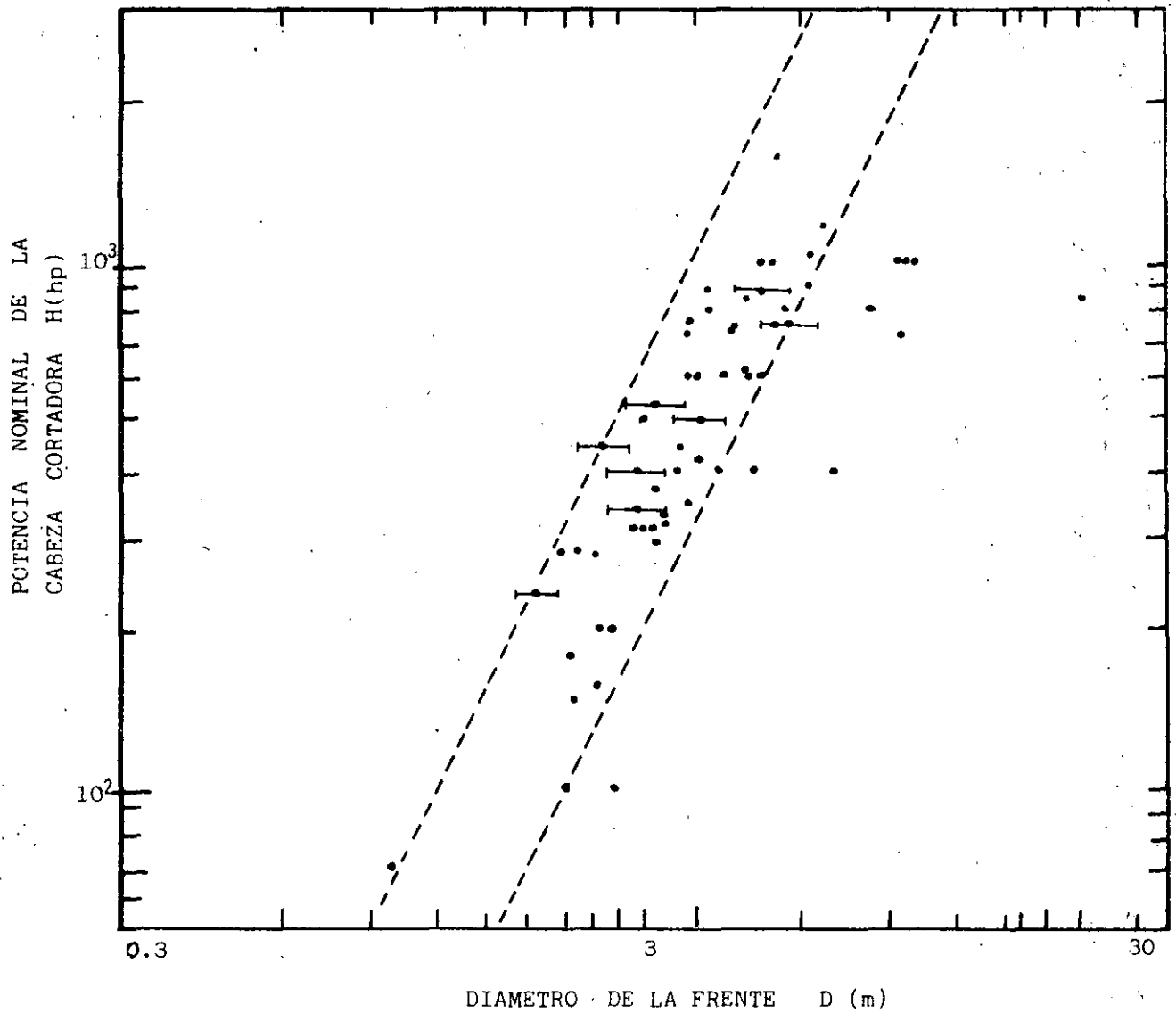
$$E = K_E D^2$$

E EN KG

D EN M

$$12600 \text{ Kg/m}^2 < K_E < 52000 \text{ Kg/m}^2$$

## GRAFICA 2

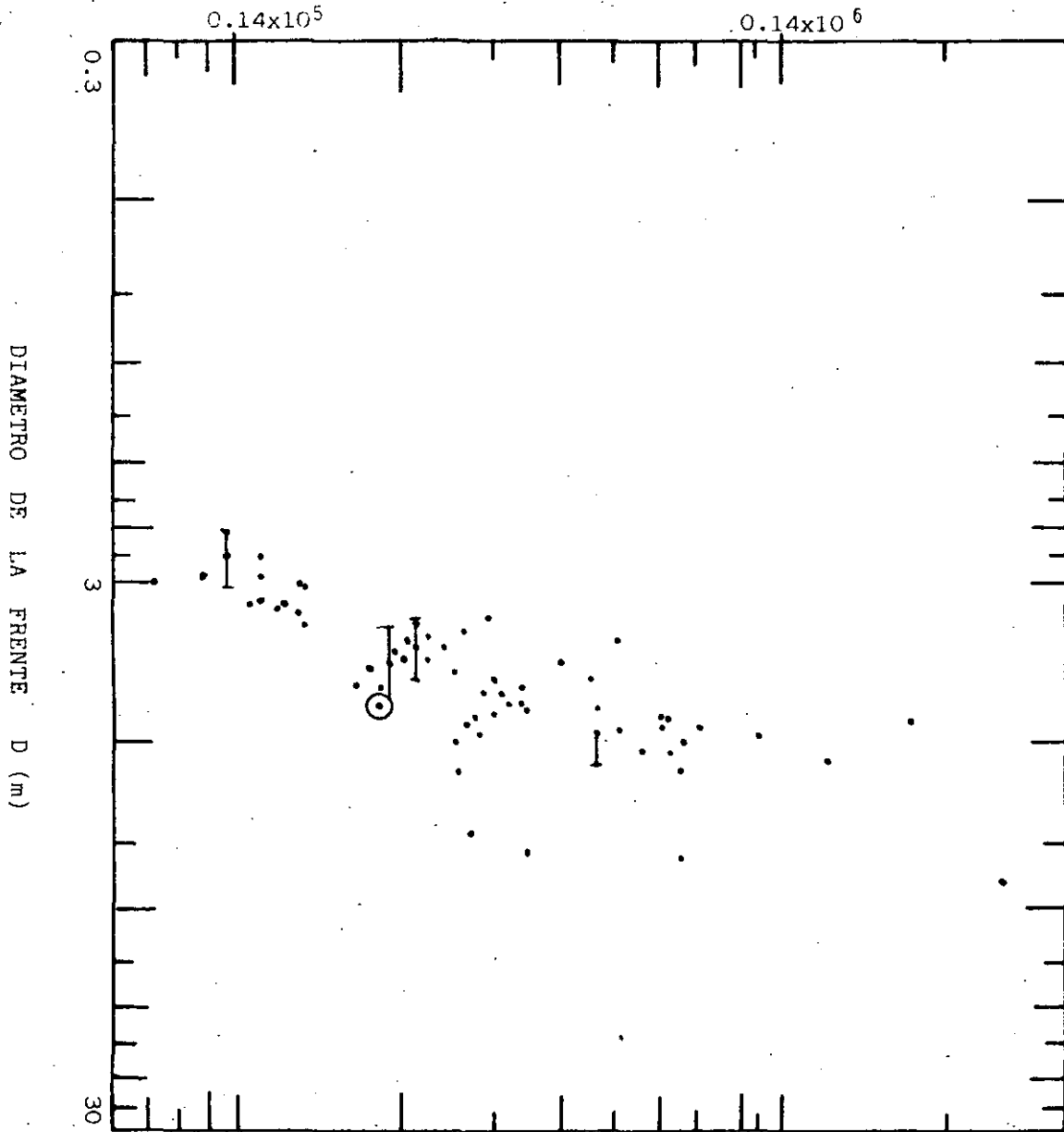


$$P = K_p D^2$$

P en H.P.

D en M.

TORSION NOMINAL DE LA CABEZA T (Kg-m)



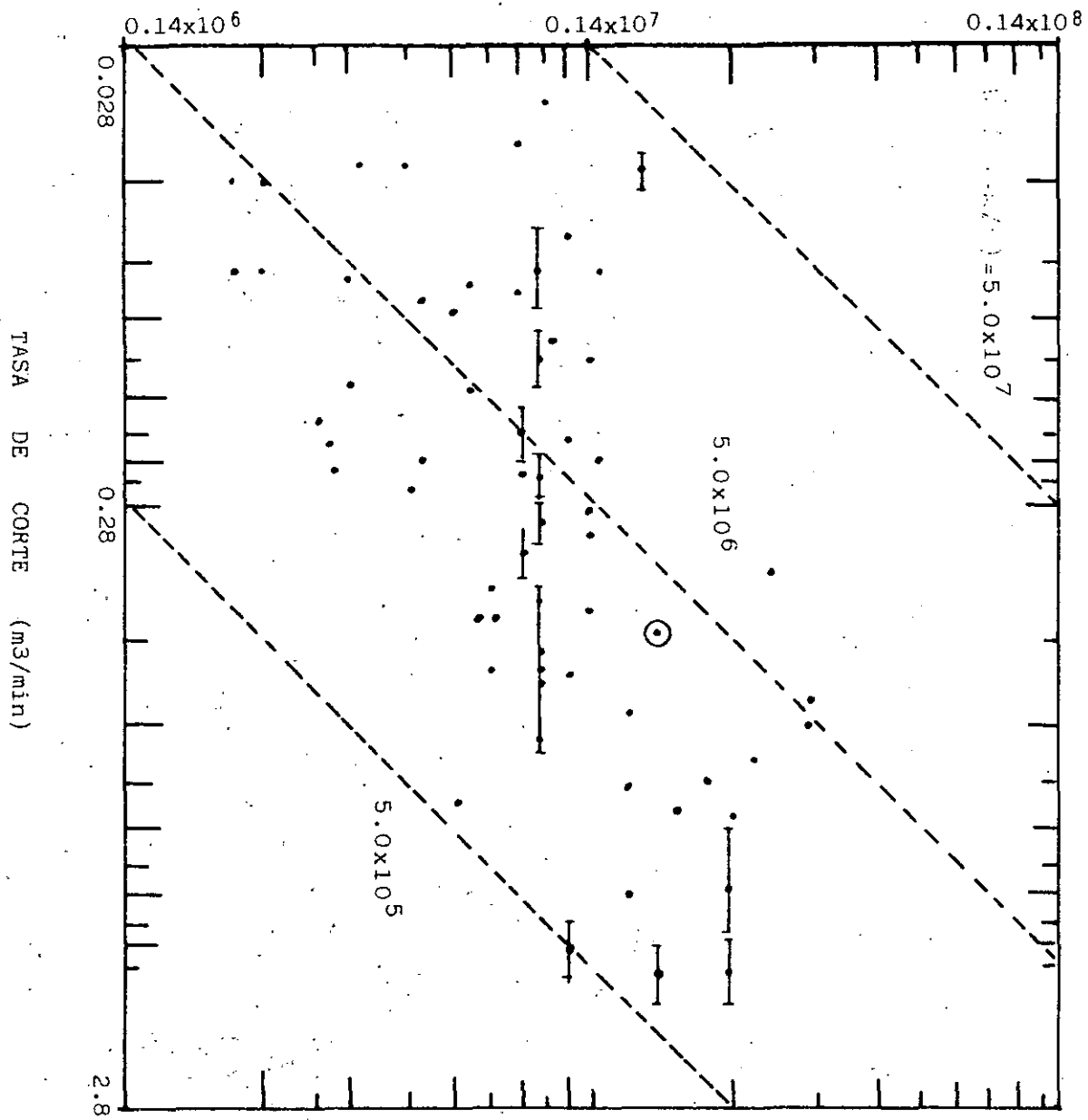
CARRERA 3

T = Kg D<sup>2.3</sup>

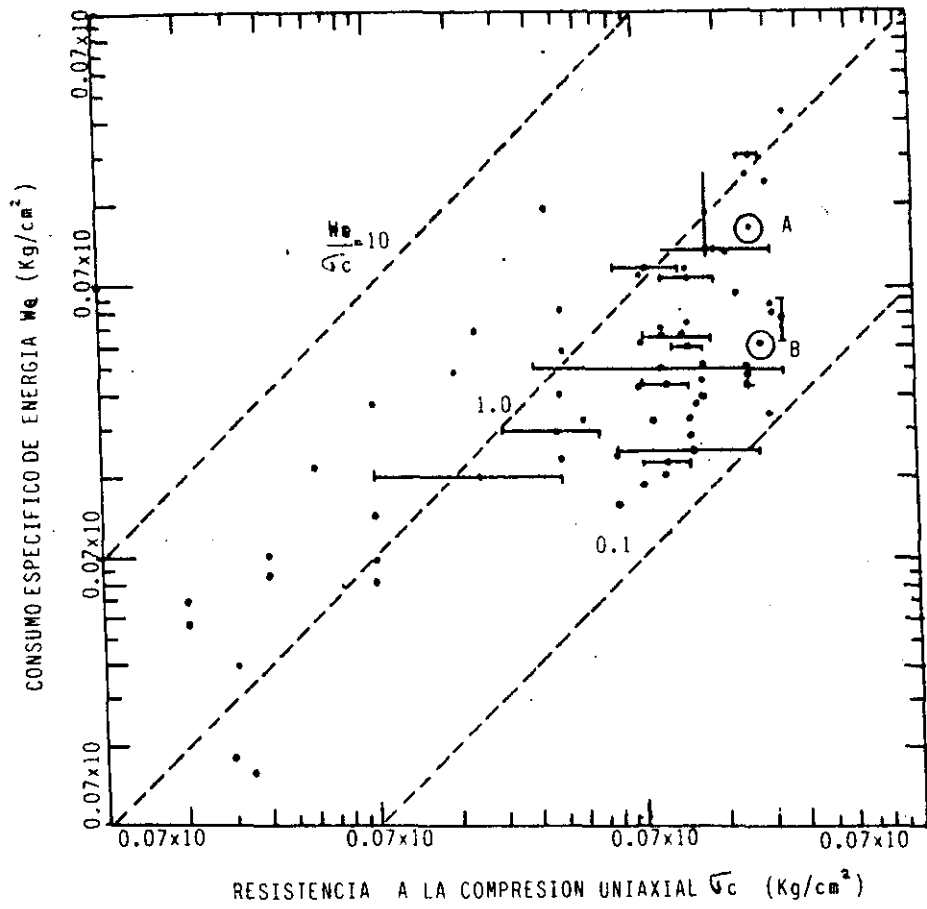
T en Kg.m

D en m

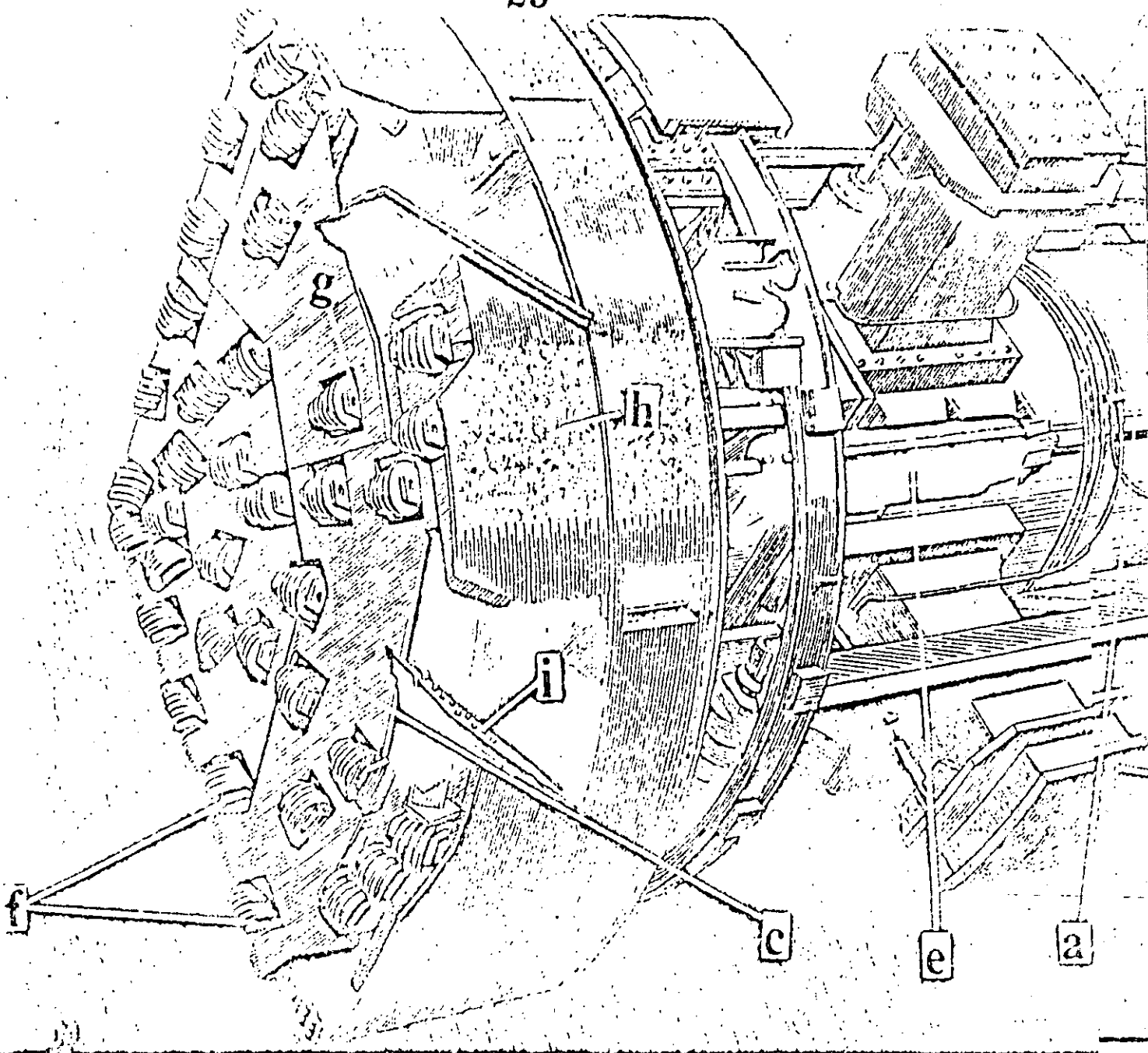
TASA DE TRABAJO (Kg-m/min)



61229 F11A 21



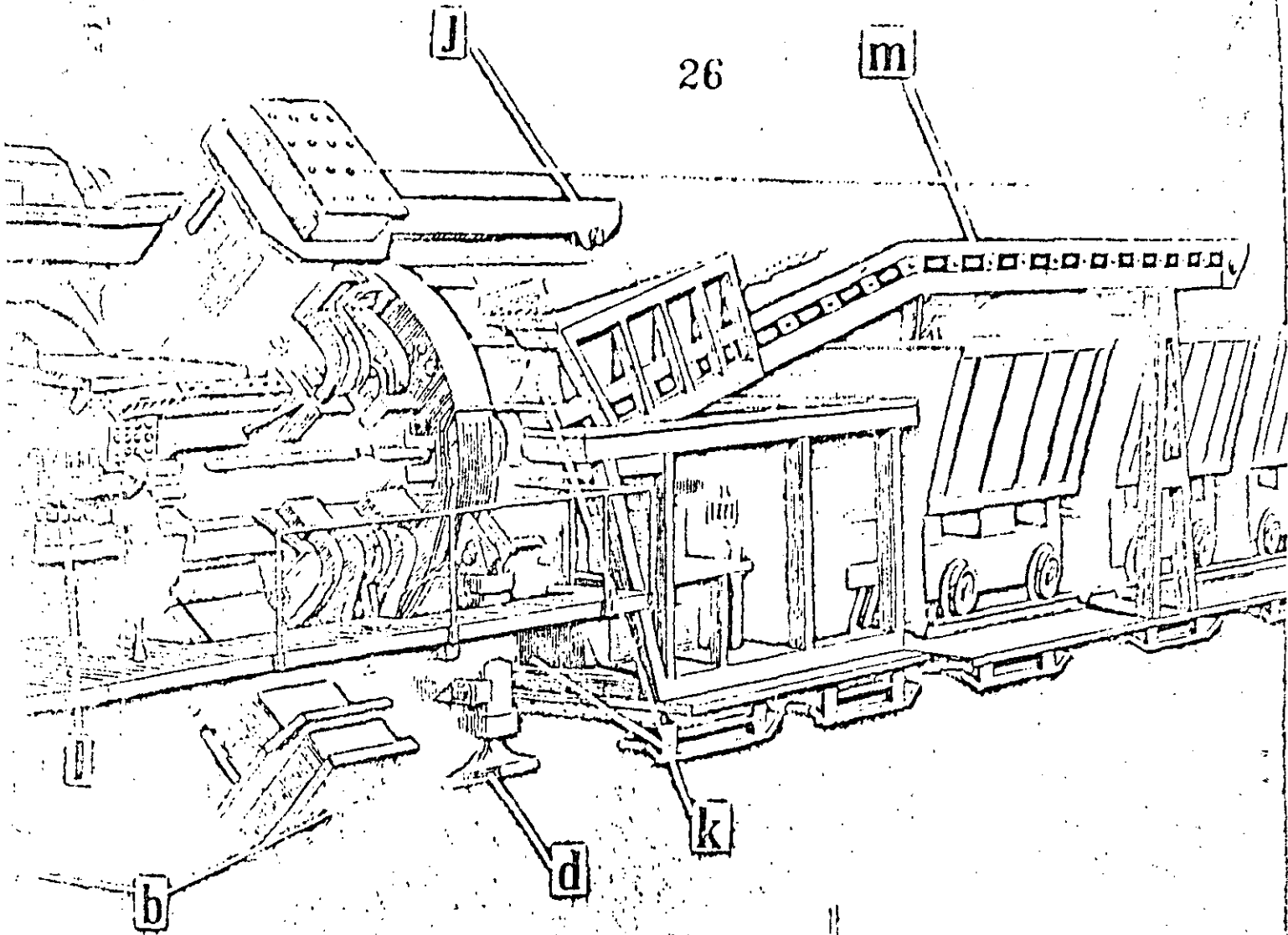
GRAFICA 5



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

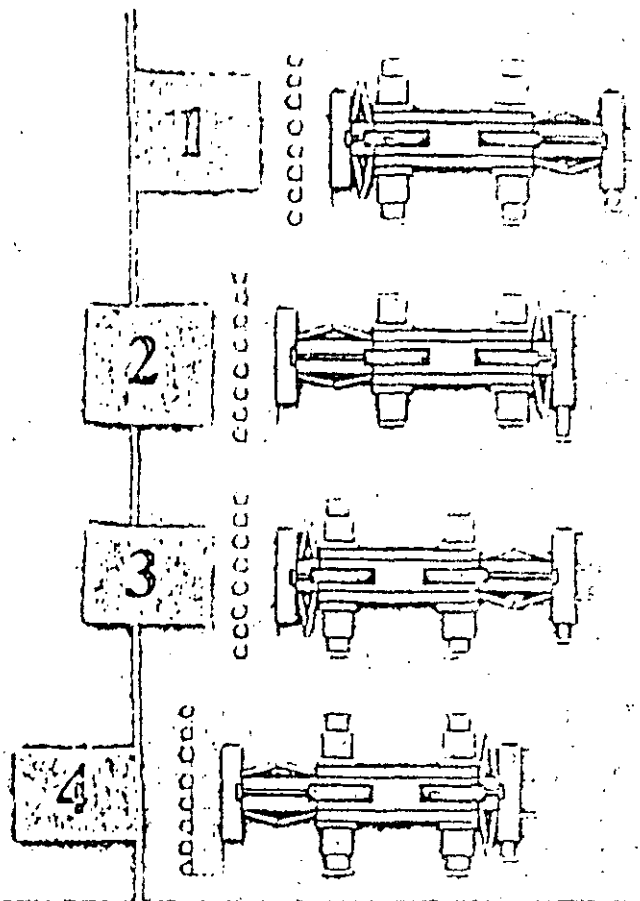
#### COMO AVANZA LA MAQUINA

- 1.- Empieza ciclo de barrenación 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) salen hacia adelante.
- 3.- El cuerpo (a) se ha movido hacia adelante y las patas (b) son cortadas por los cortadores (f) que contra la pared del túnel. Las patas de soporte (d) son retraídas.
- 4.- La cabeza (c) se ha movido hacia adelante cortando 55 cms. De nuevo las patas de soporte (d) queda como en el paso 2.

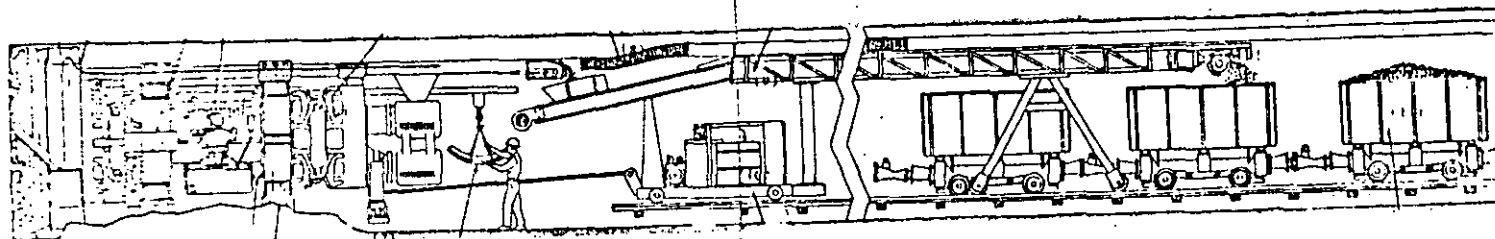


TIPO MECANICO

en posición de avanzar  
 ante, haciendo el corte. Las pa-  
 dar apoyo.  
 as nuevamente en posición de atra  
 retraer las patas (b) y sacar --



## CORTE ESQUEMATICO LONGITUDINAL.

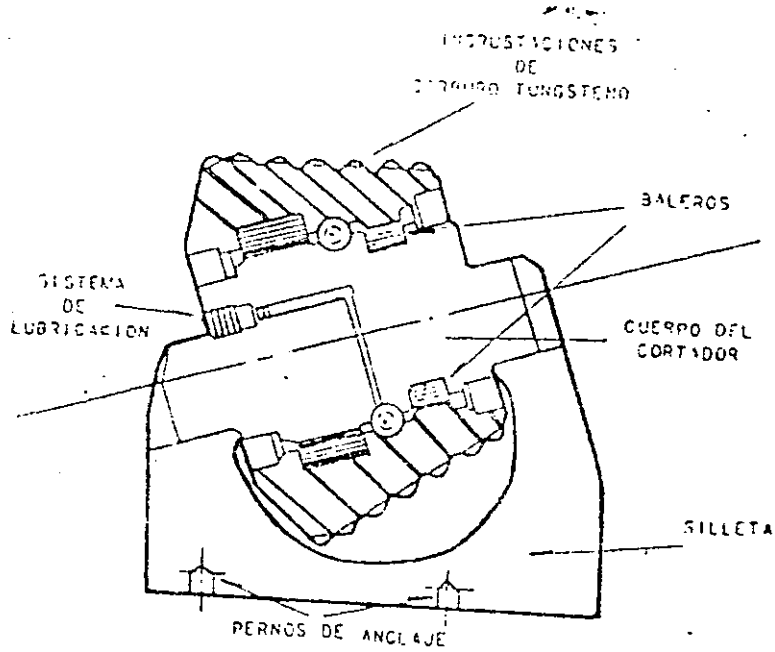


(13)

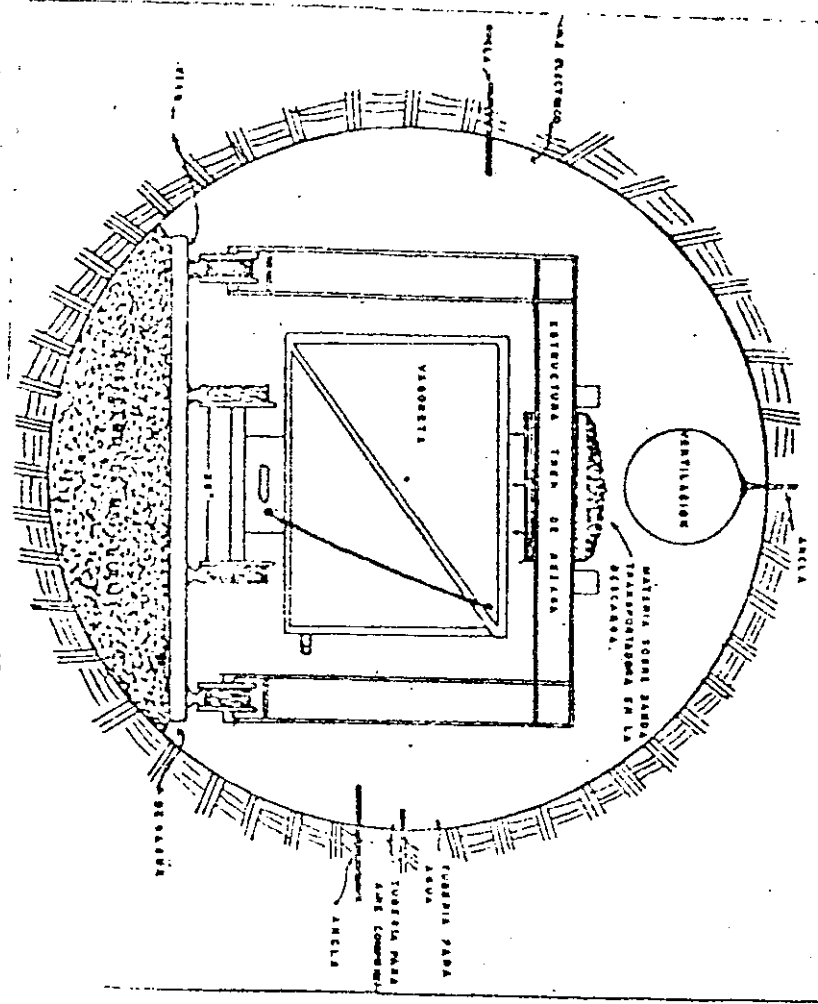
1. Tomas de la resaca.
2. Cilindros de empuje.
3. Panel de controles hidráulicos.
4. Motor de la bomba hidráulica.
5. Gatos hidráulicos de atraque.
6. Brazos de torsión.
7. Patas de soporte.
8. Conducto de la supresión de polvo.
9. Barra Rezagadora.
10. Equipo auxiliar.
11. Vagóneta.
12. Cangilón.
13. Cortadora.

FIG. 18





CORTE TRANSVERSAL.



ENCUENTRO DE LOS PASAJEROS EN LA  
CABIDA CLASIFICADA

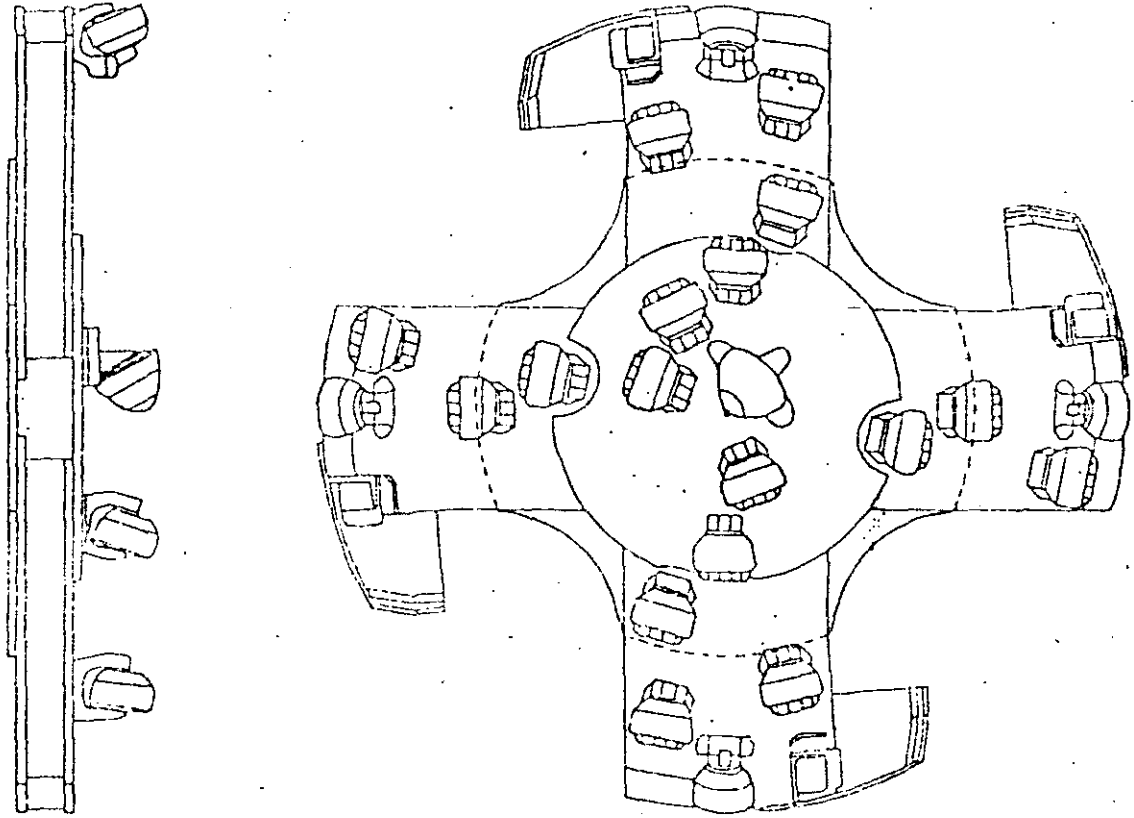
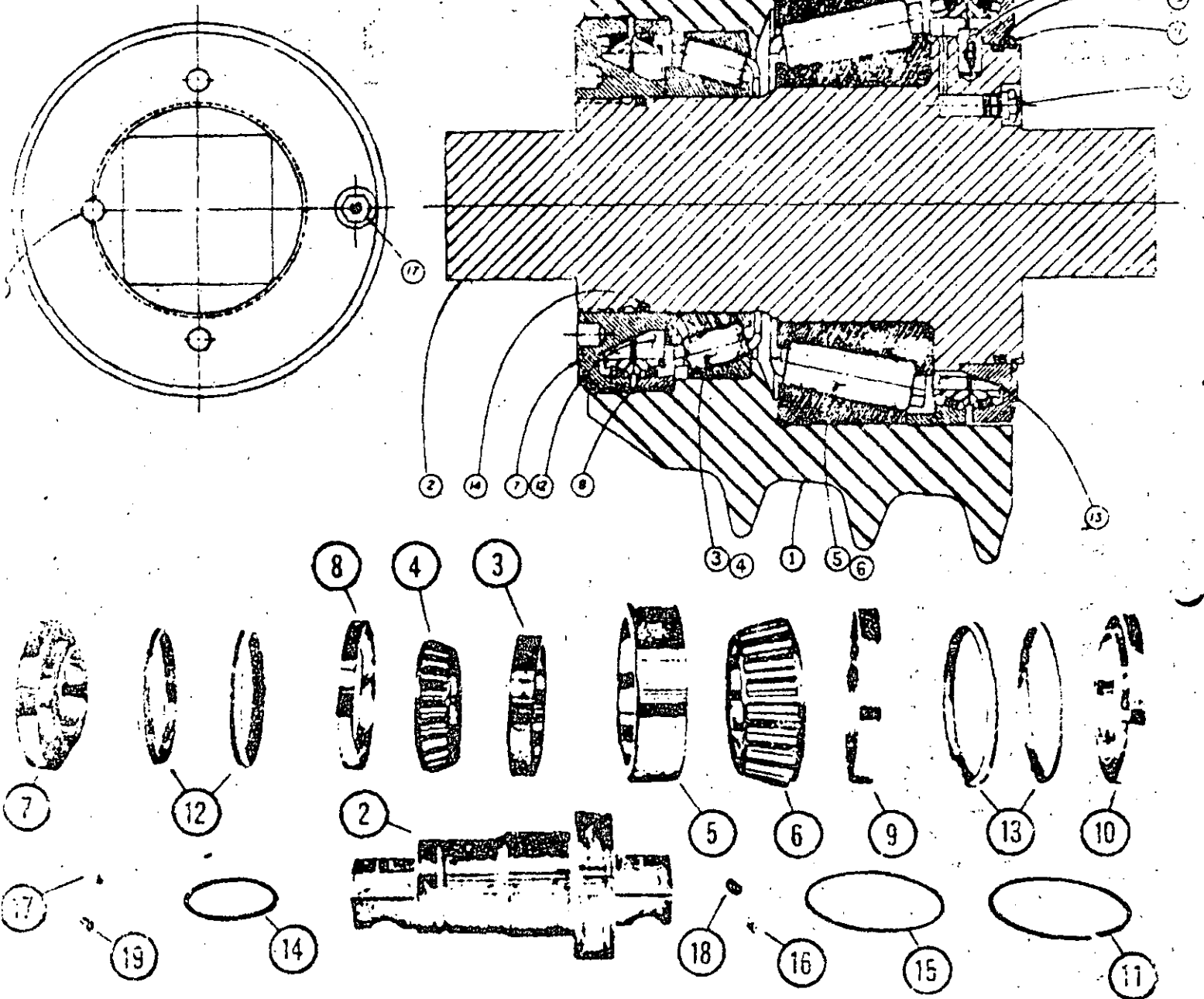


FIG. 8

# JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

30

75



Item No.	Qty.	Description
1	1	Cutter Body
2	1	Journal
3	1	Small Bearing Cup
4	1	Small Bearing Conc.
5	1	Large Bearing Cup
6	1	Large Bearing Conc.
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	Snap 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	Dowel Pin
19	1	Dowel Pin

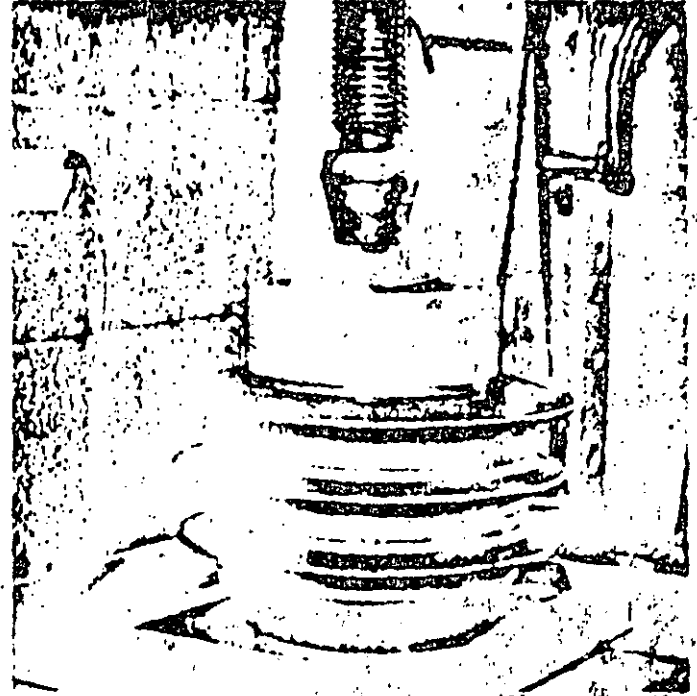
\* Seal Assemblies consist of a set of two metal rings and two elastomeric rings.

## PROCEDURE FOR ASSEMBLING JARVA TRIPLE STEEL DISC CUTTER

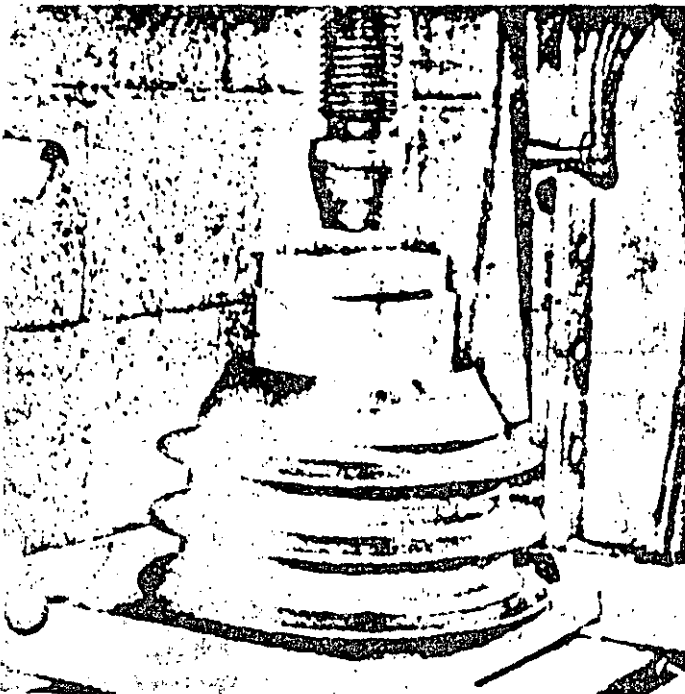


### 1. PRESS LARGE BEARING CUP, ITEM #5, INTO CUTTER BORE

- 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 #3, 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.- (W.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 W.P. serán  $3 \times 8 \times 6 = 144$  hrs., si se trabajara el domingo, las W.P. serán 168.

**HORAS DISPONIBLES.- (W.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 W.P.

**HORAS TRABAJANDO.- (W.T.)** son las horas en que el EQUIPO, con su totalidad, o parte de él, se encuentre trabajando

**HORAS ATACANDO.- (W.A.)** son las horas en que el TOPO avanza y el material, producto de la perforación, fluye en forma apreciable por las bandas transportadoras.

$\Delta L$  .- Incremento de longitud debido al avance del TOPO

$\Delta t$  .- Incremento de tiempo empleado en el avance  $\Delta L$

$\frac{\Delta L}{\Delta t}$  .- Velocidad de avance instantánea

$\frac{W.A.L}{W.T}$  .- 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, sendos Inspectores, determinan las horas empleadas en el desarrollo de las actividades anotadas.

M.D. quedará determinada por:

$$M.D. = M.P. - \sum A$$

El índice de disponibilidad del equipo será dado por:

$$\alpha = \frac{MD}{MP}$$

Con objeto de obtener la disponibilidad del Topo, se determinará:

$$MD' = MP - \sum A$$

$$\alpha' = \frac{MD'}{MP} \quad \text{Índice de disponibilidad del Topo}$$

Estando el EQUIPO disponible podrá no estar trabajando por las causas enseguida enumeradas y que constituyen el grupo "B".

- 1.- 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 planeación 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:

$$MT = MD - \sum B$$

$$\beta = \frac{MT}{MD} \quad \text{Será el índice de eficiencia al nivel 1.}$$

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

$$\gamma = \frac{MA}{MT} \quad \text{Será el índice de eficiencia con el nivel 2}$$

El índice  $\gamma$  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  $\alpha, \beta, \gamma$  <sup>IT</sup> en periodos 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) combinandose entre si y básicamente con las propiedades mecánicas del material. Para la determinación de estas propiedades <sup>deben</sup> 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  $\Delta t$  (col. 2) y  $\Delta L$  (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 caduamamiento 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, 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 sirve para llevar el control de duración y metros avanzados por cada cortador.

Habrán 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 cadenamientos 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 RECURSOS HIDRAULICOS

Forma No. 2

GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

CONTROL DE OBRA

TUNEL No. \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_

EST. INICIAL \_\_\_\_\_

TURNO \_\_\_\_\_

EST. FINAL \_\_\_\_\_

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
Hora	$\Delta t$	Evento	COLOCACION DOVELAS			MOVIMIENTO TRENES			INSTALACIONES			V A R I O S			OBSERVACIONES
			Hora	$\Delta t$	$\Delta l$	Hora	$\Delta t$	No. Vag.	Hora	$\Delta t$	Evento	Hora	$\Delta t$	Evento	

$\xi$ ( HP - HD )	
$\xi A_c$ (HPa - HDa )	
$\xi$ (HP' - Hd' )	
$\xi A_c$ (Hp'ac - Hd'ac)	
$\xi$ ( HD - HT )	
$\xi A_c$ (HDac - HTac)	
$\xi$ ( HT - HA )	
$\xi A_c$ (HTAC-HAAC)	

HP = \_\_\_\_\_  
 HP<sub>A</sub> = \_\_\_\_\_

INSPECTOR.- \_\_\_\_\_



GERENCIA ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

Control de Obra

Tunel No.

Fecha 6/1/76

Est. Inicial 0+398.54

40

Turno 2da

Est. Final 0+402.96

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Hora	At	Alto Evento	Empuje	Amp.	Muestra	OBSERVACIONES
3:00						
3:01	✓ 1	1	100	15	2542	
3:03	2	CC ✓				REV. CORT
3:06	3	AT ✓				
3:57	✓ 53	54	1000	60 80	2543	
4:03	3	AT ✓				
4:27	✓ 25	28	1000 1100	70 80	2544	
4:55	29	FT ✓				
5:18	✓ 32	38	1000 1100	70 85	2545	
5:21	3	AT ✓				
5:59	✓ 38	56	1000 1300	65 85	2546	
6:01	2	AT ✓				
6:40	✓ 39	56	1000 1300	65 85	2547	
6:43	3	AT ✓				
6:55	✓ 12	16	1300	85	2548	
7:00	5	F.T. ✓				
7:02	✓ 2	2	1000	60	2549	
7:13	11	YAV →				SE ATORA BANDA DE TUBO RESACA EN EL RECTOR DE RIVELIAS
7:15	✓ 2	3	1500	95	2550	
	57	YAV →				SE ATORA BANDA DE TUBO DE PASAJE EN EL RECTOR
8:17	5		1000	60	2551	
8:20	3	F.T. ✓				SE DESCONECTA LA LOCOMOTORA
8:39	✓ 19	31	1300	90	2552	
8:42	3					
9:16	✓ 34	56	1300	90	2553	
9:19	3	AT ✓				
9:53	✓ 34	49	1300	85	2554	
9:58	5	F.T. ✓				SE DESCONECTA LA LOCOMOTORA
10:00	2	AT ✓				
10:25	✓ 35	56	1300	85	2555	
10:52	17	CC ✓				REV. CORT
11:00	8	RV ✓	HP			SOLUCIONANDO TUBO DEL TRINCO
	480	490	1100	2139.5		REV. 4/42
	321					MARCA INICIAL = 524.8 1/2
Σ	5.35	4.42				FINAL = 529.3
Σ Acum.	575.09	395.46				AL = 0.83 H/H (TUNEL)
						AL = 0.66 H/H (ACUM)

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Max} = .98$

$\left(\frac{AL}{At}\right)_{Min} = .61$

F.T. = 0.68 (ACUM)  
F.T. = 0.21 (ACUM)

Muestra No. 256 (2)

Muestra No. 254 (3)

INSPECTOR *[Signature]*

ACUEDUCTO RIO COLORADO - TIJUANA

TUNEL N°      PERIODO DEL      AL      DE      197

CONCENTRACION DATOS

CONCENTRACION			
	PERIODO	ACUM.	OBSERV.
HP			
HD			
HD'			
HT			
HA			
$\alpha$			
$\alpha'$			
$\beta$			
$\gamma$			
IT			
$\frac{E \Delta L}{E \Delta t}$			
$(\frac{\Delta L}{\Delta t})_{max.}$			
$(\frac{\Delta L}{\Delta t})_{min.}$			
$\Delta L$			

OBSERV. -

CONTROL DE OBRAS

42

TUNEL N°

PERIODO DEL 3 AL 8 MAYO 1976 SEMANA N° 41

CONCENTRACION DE DATOS			
	PERIODO	ACUMULADO	OBSERVACIONES
H.P	144.00	5193.00	<i>REPERTE</i>
H.D	115.12	2341.75	
H.D'	117.05	2581.26	
H.T	85.95	1672.05	
H.A	26.58	1135.05	
$\alpha$	0.80	0.45	
$\alpha'$	0.81	0.50	
B	0.75	0.77	
$\gamma$	0.31	0.68	
I.T	0.18	0.22	
$\frac{E AL}{E AC}$	0.70	0.65	
MAX $\frac{AL}{AC}$	1.49; M-587	1.90; M-179	
	0+744.81	0+281.13	
$\frac{AL}{AC}$ MIN	0.24; M-592	0.06; M-109	
	0+749.88	0+173.86	
$\Delta L$	18.49	742.96	EST. 0+750.46

OBSERVACIONES. NOTAS:

En Est. 0+743 se ampezo una falla, y continuan las filtraciones. Dificultades en el avance por el terreno y por la interferencia del bombeo.

ACUEDUCTO. RIO COLORADO. TIJUANA 11.

CONTROL DE OBRA

TUNEL 2

PERIODO DEL 29 AL 29 DE MAYO 1976

SEMANA NO. 45

CANTON	USUARIO	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 SUDO DAUDA.
	R.V	3.20	2.22	147.90	2.63	
	R.T	17.30	12.01	1319.81	23.46	CAVILANES RAPIDOR EN 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	464.72	8.26	
	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	10.71	220.03	3.91	BOMBEO Y DIFICULTADES CON LA DAUDA POR MAL ALINEAMIENTO.
	H.A	56.52	39.25	1286.91	22.88	
SUMAS.		144.00	100.00	5625.00	100.00	



## TUNELEADORAS DE PLUMA

ESTAS MAQUINAS EMPEZARON A USARSE EN EUROPA DESDE 1950.

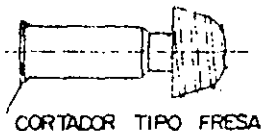
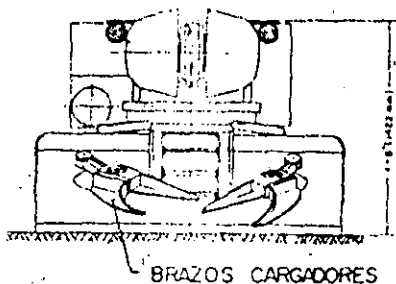
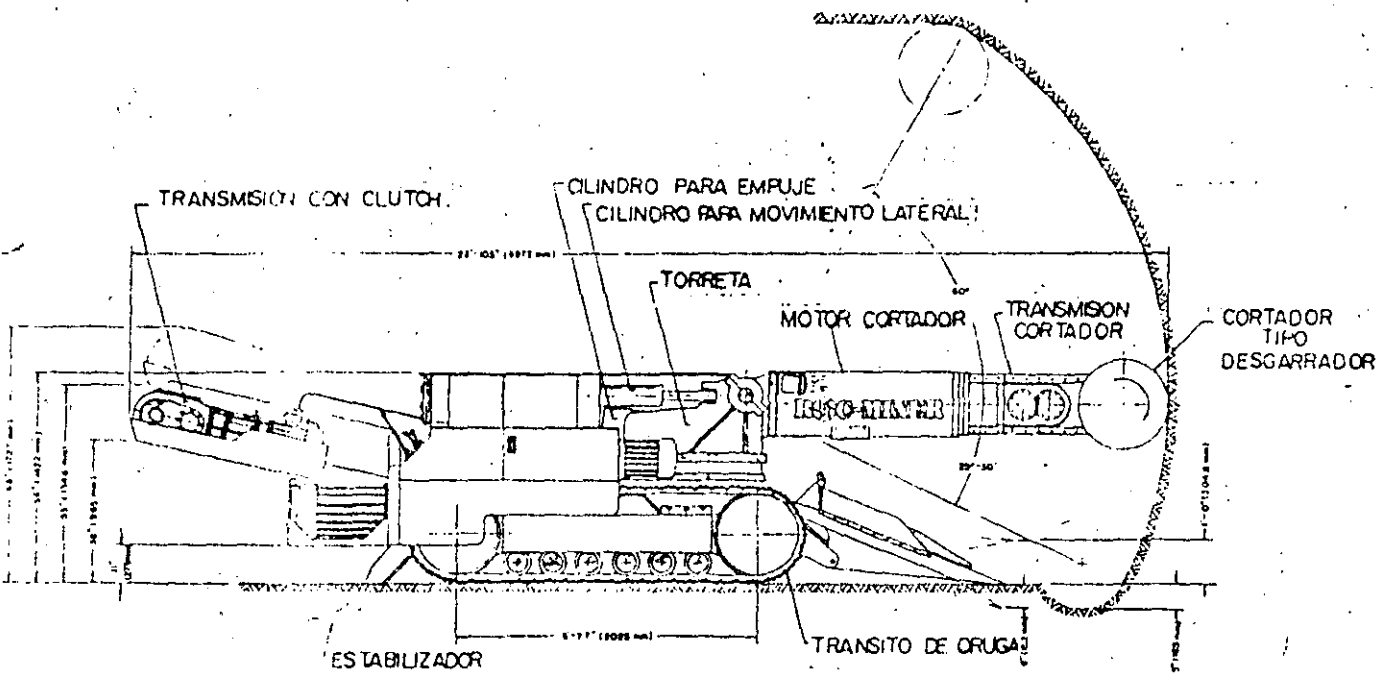
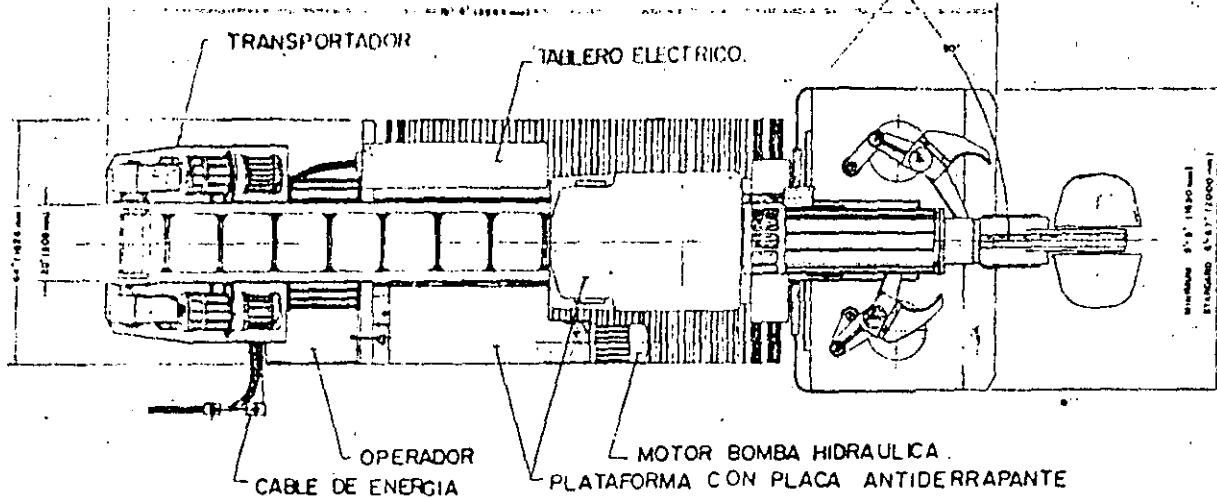
BASICAMENTE CONSISTEN EN UN APARATO AUTOPROPULSADO, CON MOTORES ELECTRICOS, QUE TIENE UNA PLUMA OSCILANTE EN TODAS DIRECCIONES EN CUYO EXTREMO SE ENCUENTRA UN CORTADOR; EL MATERIAL DESPRENDIDO CAE EN UNA CHAROLA, DONDE ES ENPUJADO HACIA UNA BANDA TRANSPORTADORA POR UNOS BRAZOS MOVILES. DE LA BANDA TRANSPORTADORA 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/CM<sup>2</sup>, 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/CM<sup>2</sup> - 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 V.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.



## 46

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.

47

SON PRINCIPALMENTE ALPINE F6-A MODIFICADAS, MUCHO MAS ROBUSTAS QUE CON-  
SU VERSION ORIGINAL Y PREVISTAS DE TRANSITOS DE CARRILES TIPO CATERPI- -  
LLAR, 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 DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA 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			
F6-HK NIKEX 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" WESTFAL GERMANY	DESGARRA DOR	TRANSPOR- TADOR DE	45	60	52.5	70	6	6.6	LIGERA

TABLA I 1

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			
MARK 2A DOSCO ENGLAND	FRESA	TRANSPORTA- CIRCULAR CANGILONES	48.5	65	104	140	23.4	25.8	MEDIA
RH 1/3 ANDERSON MAVOR J.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

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO -- PLUMA

TABLA Nº 1

HOJA Nº 7

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SITEMA 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			
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- COGEDORES	160	215	340	456	80	88	SUPER PESADA
AM 100, ALPINE MINER VOEST-ALPINE A.G. AUSTRIA	DESGARRA- DOR	BRAZOS RE- COGEDORES	225	300	450	600	80	88	SUPER PESADA

50

## 1a. GENERACION DE MINEROS CONTINUOS TIPO - PLUMA

TABLA Nº 1

HOJA Nº 8

MODELO DE MAQUINA MANUFACTURA PAIS DE MANUFACTURA	CORTADOR	SISTEMA DE REZAGA	POTENCIA MOTOR CORTADOR		POTENCIA TOTAL DE MOTORES		PESO DE LA MAQUINA		C L A S E
			KW	HP	KW	HP	TON METRICA	TON CORTA	
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	19.8	MEDIA
SL 120 DOSCO U.K.	FRESA	BRAZO RECO GEDOR	75	100	164	220	23.4	25.8	MEDIA

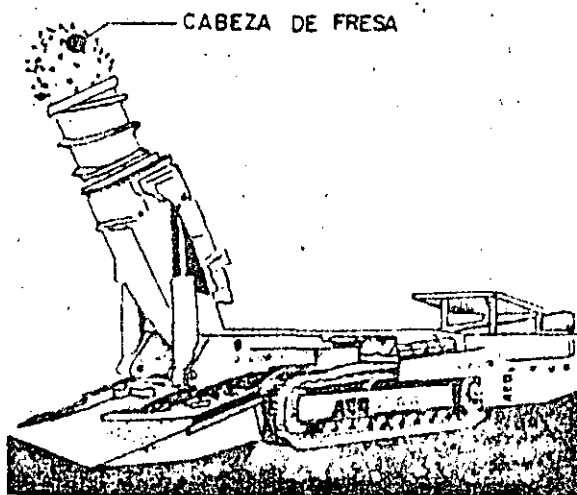
51



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

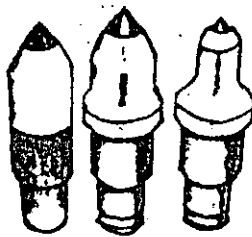
DEL TRANSITO PUEDEN UTILIZARSE PARA EFECTUAR EL ATAQUE. ADEMÁS, UN 80% -  
DE LAS ESQUIRLAS SON ARROJADAS PRACTICAMENTE A LA CHAROLA Y DEJADAS A LA-  
BANDA TRANSPORTADORA.

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 SATISFATORIA YA QUE NO PUEDE COLOCARSE UNA PANTALLA QUE AISLE LA FRETE 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.

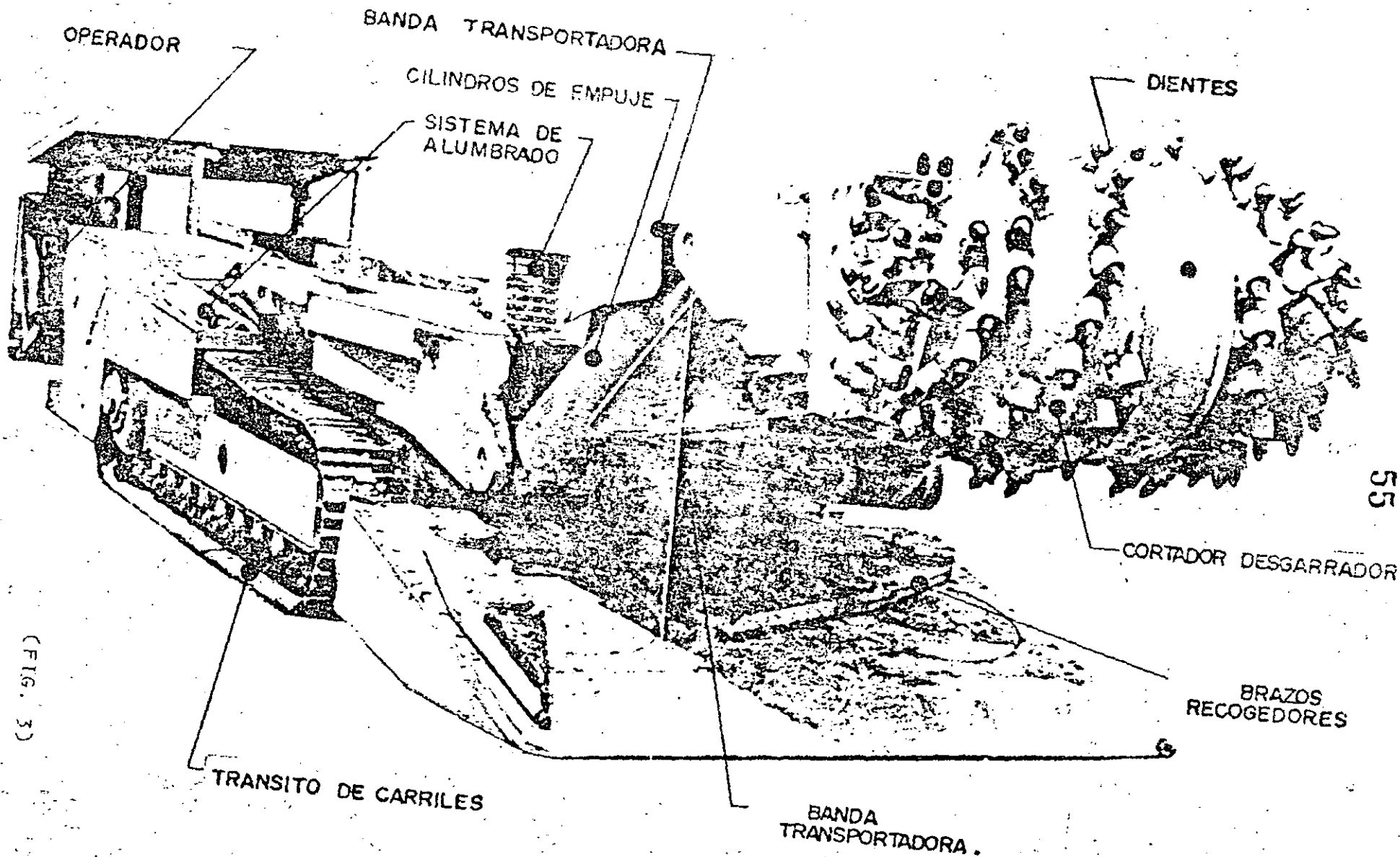
(FIG. 4)



(FIG. 4)

EN EL CASO DEL DESGARRADOR EL CORTE ES PRODUCIDO POR LOS DIENTES AL 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 FRETE Y LA PRODUCCION AUMENTA.



(FIG. 3)

55

# 56

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 PENDE 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
POTENCIA MOTOR CORTADOR	160 K. W.
PESO DE LA MAQUINA	45 TONS
DIAMETRO DEL CORTADOR	940. mm
NUMERO DE DIENTES	104
MÍNIMO 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 HORÑOS DE MEXICO, EMPLEA UN BUEN NUMERO DE ESTAS MAQUINAS EN SUS -- ES SUS EXPLOTACIONES CARBONIFERAS EN COAHUILA.

57

EN BAJA CALIFORNIA SUR SE EMPLEA ACTUALMENTE UNA ALPINE F6-A EN UNA EX--  
PLOTACION DE ROCAS FOSFORICAS.

ESTA MAQUINA HA INICIADO APENAS SUS OPERACIONES Y EN EL PRIMER MES SE OB  
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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCION DE TUNELES

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN  
DEL CAMPO

SEPTIEMBRE, 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 Fierro 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 también, "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 sinúmero 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 respec -- tivamente.

### 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, vehículos, 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 Guines 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 Hilview 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. (Monte Blanco)

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 Tappi 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 estribaciones de montañas (Figura 8)
- d) Túnel al pie de taludes inestables (Figura 9)

#### 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 Tunaleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativ
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.	Loes arriba del nivel freático y arcillas calcáreas de baja plasticidad.
3.	DEL GRANEO LENTO	Empiezan a caer del techo y paredes terrones y hojuelas de material, algún tiempo después que el suelo ha estado expuesto.	<u>Gráneo rápido</u> se presenta en residuales o en arena con cenizas de arcilla, bajo el nivel freático. Arriba del nivel freático el tipo de suelos puede comportarse como firme.
4	DE GRANEO RAPIDO	<u>Gráneo rápido</u> el proceso se inicia en pocos minutos.	<u>Gráneo lento</u> 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 blanda.

TABLA I  
CLASIFICACION DE SUELOS TUNNELMAN'S

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

Clasificación del Suelo para Tuzaleo	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
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.
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 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 cohesivas</u> ocurren en arcilla fina limpia y húmeda.
DE CORRIDA		<u>Corridas</u> ocurren en arena limpia fina o gruesa, arriba del nivel fático.
(*) DE EXTRUSION RAPIDA	El terreno avanza rápidamente hacia el túnel en un flujo plástico.	Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.
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. Terzaghi, mas tres adiciones, \*)

No.	Clasificación del Suelo para Tunneler	Condiciones de Trabajo en el Túnel	Tipos de Suelo Representativos
1	(*) PEDREGOSO	Se tienen problemas al avanzar el escudo, o en tablestacado frontal; explosivos ó excavación a mano adelante de la maquinaria puede ser necesario.	Suelo glacial pedregoso, relleno zaga, depósito de taludes, suelos duales. La matriz entre bloques de ser grava, arena, limo, arc sus combinaciones.
18			





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

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 expansor, 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 caídos 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 Papás".

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 arqueo 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 elastici-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 - para 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 material.

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 dovelas de concreto y no se requiere tratamiento posterior 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 mas 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.



### 5.3.3 Anclas.

Constituyen un método especial de soporte (Figura 20), que mejora las condiciones estructurales del material natural, logrando así su autosoporte. Su uso mas 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 conservandole 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 colocandose 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 reves timiento 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 re vestimiento definitivo a los túneles. Especialmente si la superfi cie interior debe tener un acabado adecuado a la conducción de lí quidos.

## 5.4 Servicios Auxiliares.

Para la excavación de todo túnel debe contarse con una serie de servicios auxiliares, que intervienen directa o indirectamente. En tre 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 perfora doras, 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) Lumbrenas o portales de acceso al túnel.
- h) Sistemas de iryección.
- i) Campamentos para personal.

### 5.5 Control.

La trayectoria del túnel debe conocerse en todo momento, para asegurarse 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 lumbrenas 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 sondeos verticales desde los cuales se confirma la trayectoria en túnel, asegurándose 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 ello repercute 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-

yas 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 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 OHS GT, 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 Continúa 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 Continúa U.N.A.M.
- Schmitter J.J. 1975 Apuntes del Curso Geotécnica Aplicada a las Vías Terrestres, Centro de Educación Continúa 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.



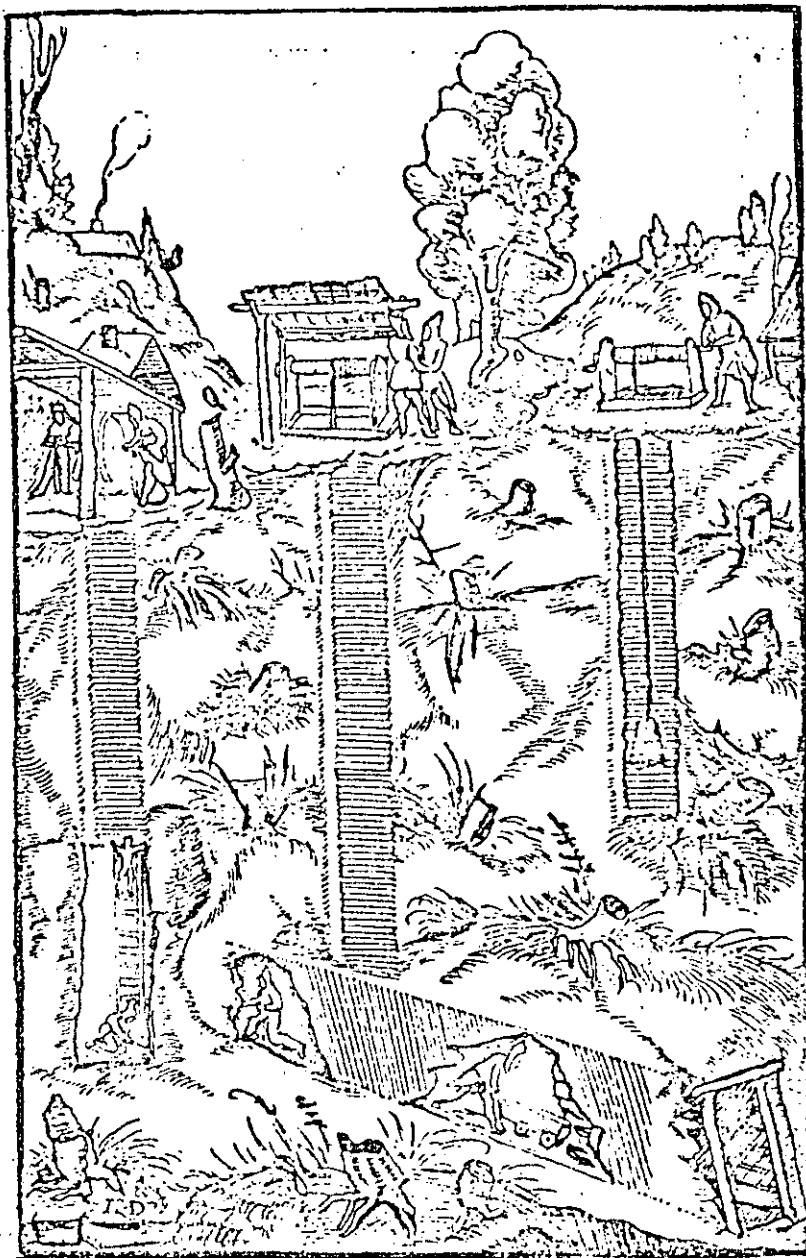


FIG. 1.— Lumberas y túneles en minas, según el libro "De Re Metallica" escrito en 1556 por el científico Alemán Georg Bauer que usó el seudónimo de Georg Agricola. (Ref. Boardman)

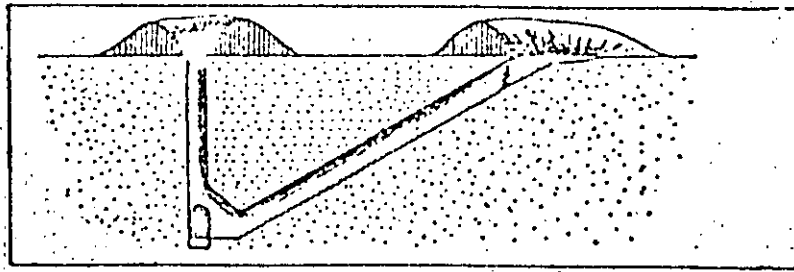


FIG. 2 \_ Corte transversal de un Qanat visto en la direccion del eje del tunel (Ref. Sandström)

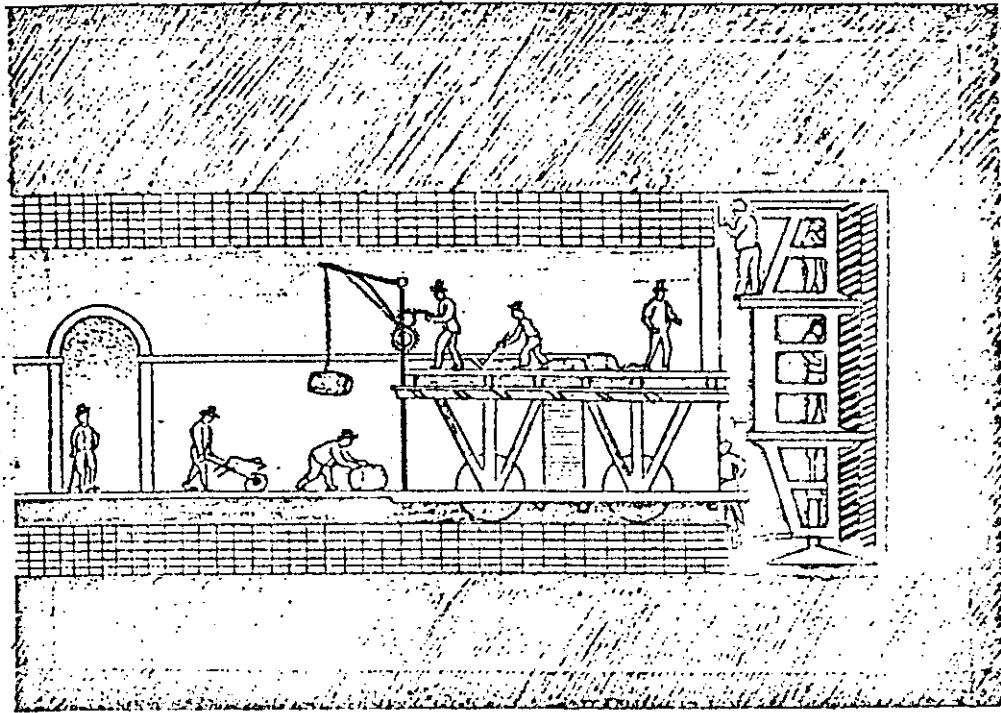


FIG. 3 \_ Excavación bajo el Támesis usando el Escudo de Brunel.  
(Ref. Boardman)

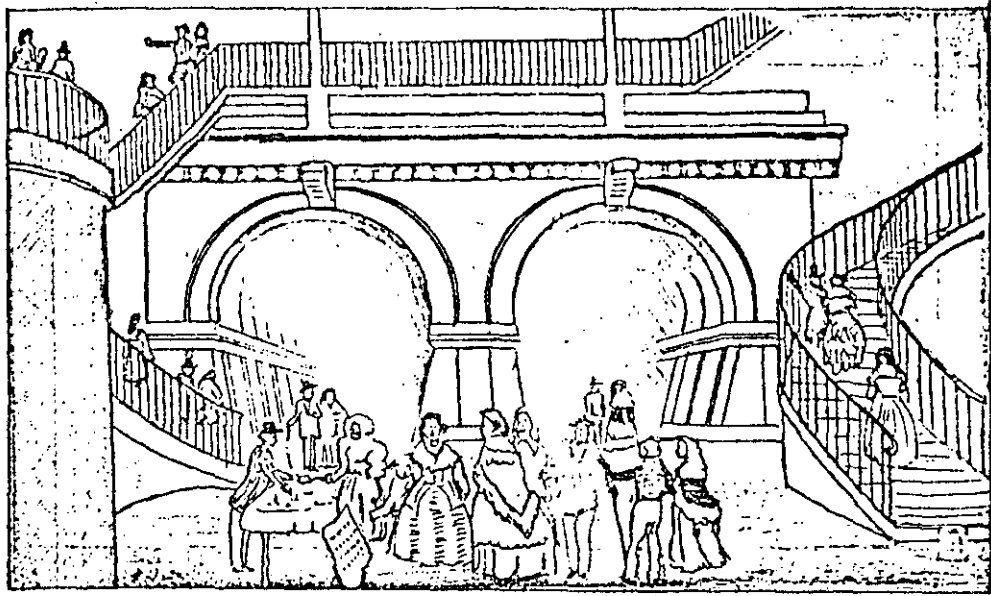


FIG. 4\_ EL túnel hecho por los Brunel, tal como quedó terminado  
(Ref. Boardman)

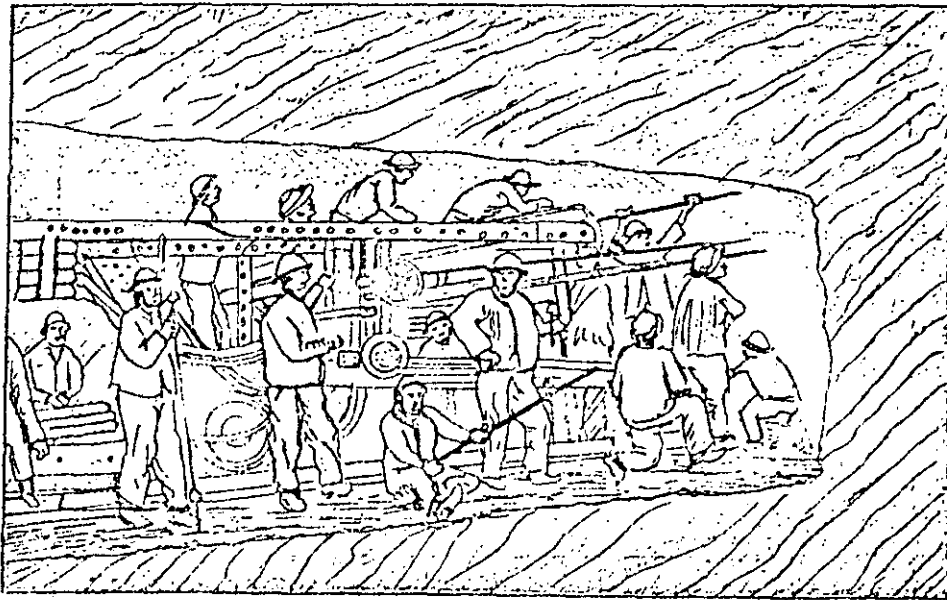


FIG. 5\_ Carro de perforación usado para la excavación del primer túnel  
alpino, Frejus. (Mont Cenis) (Ref. Boardman)

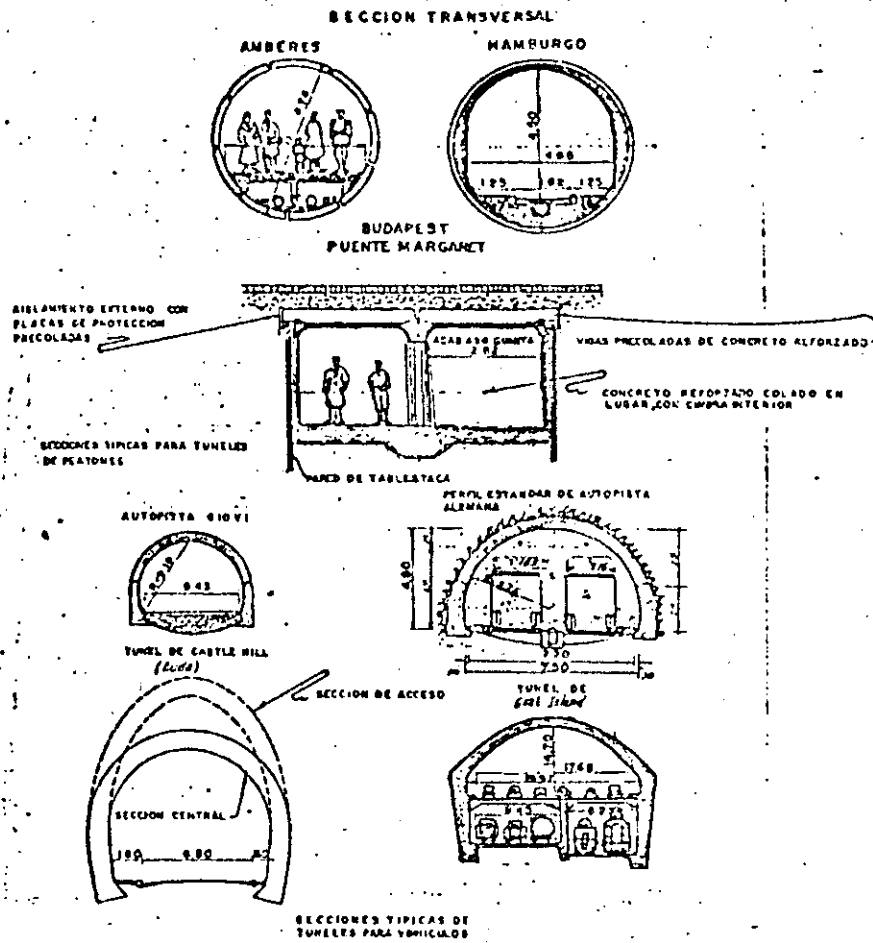


FIG. 6 — Túneles para tránsito

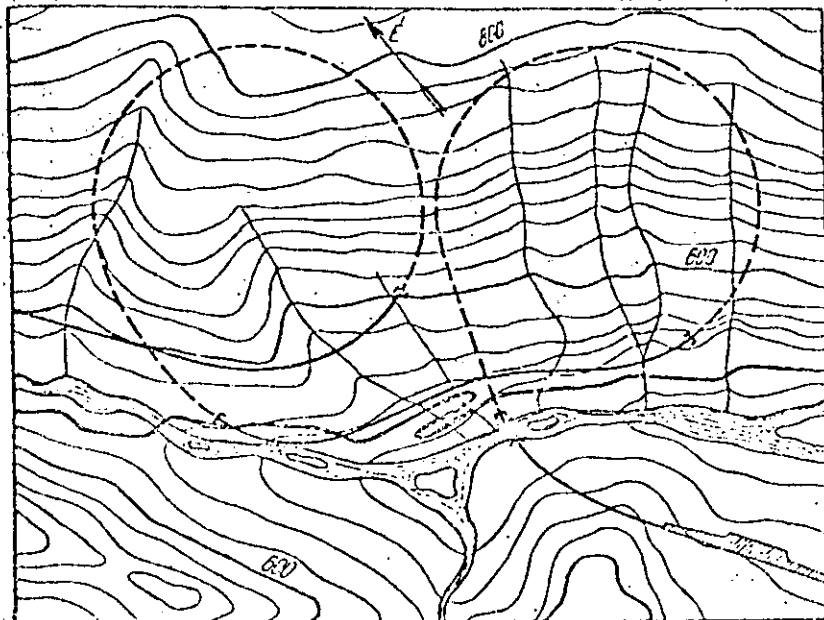


FIG.7 — Túneles en espiral (Ref. Szechy)

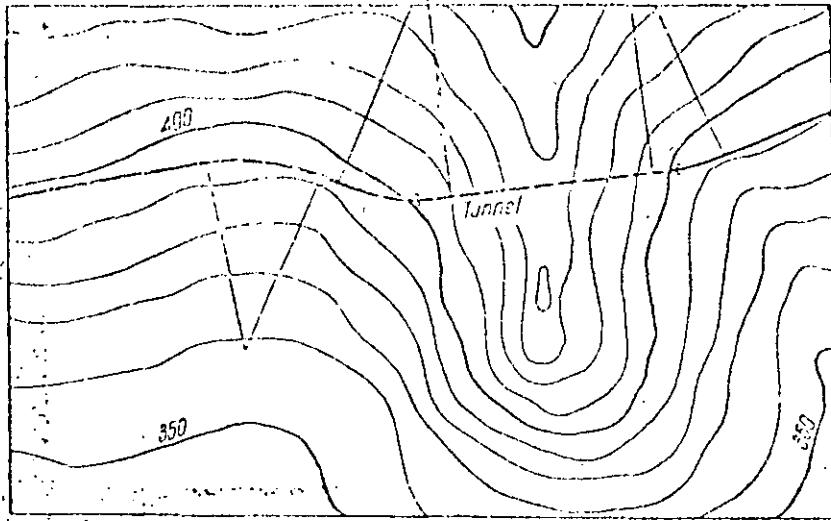


FIG. 8. Túneles en estribaciones de montaña (Ref. Szechy)

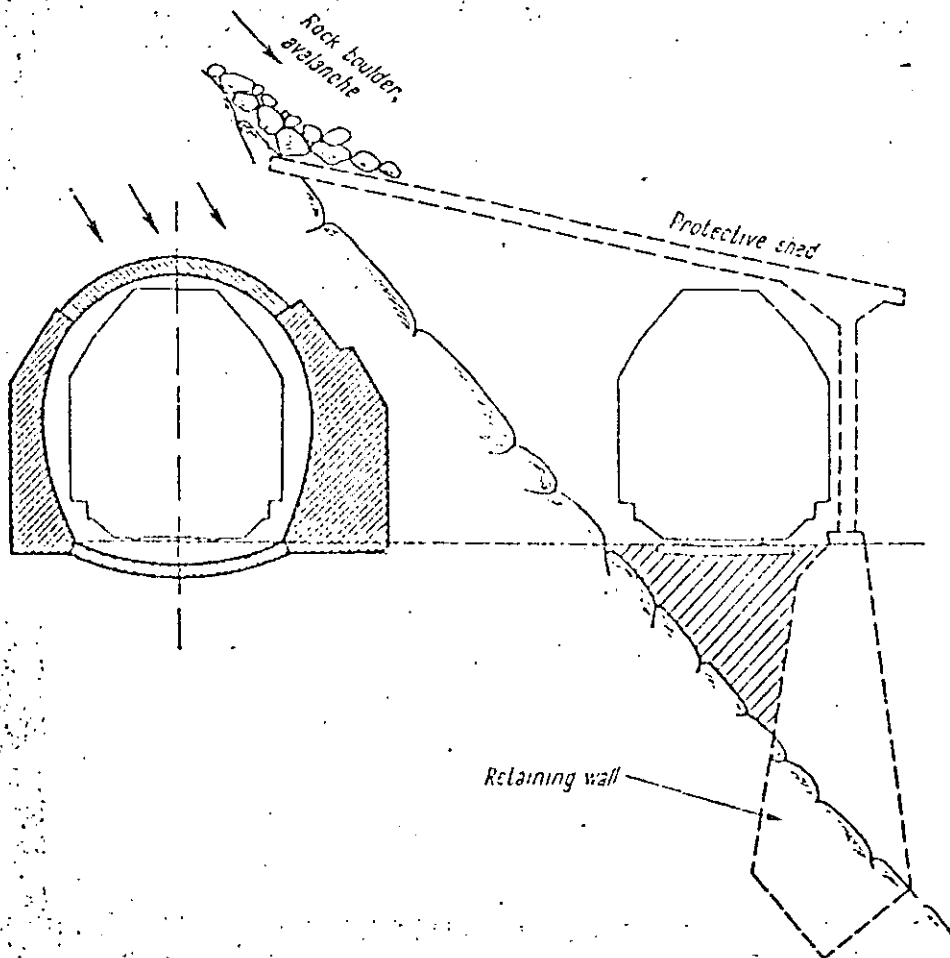


FIG. 9. Túneles al pie de ladera inestable (Ref. Szechy)

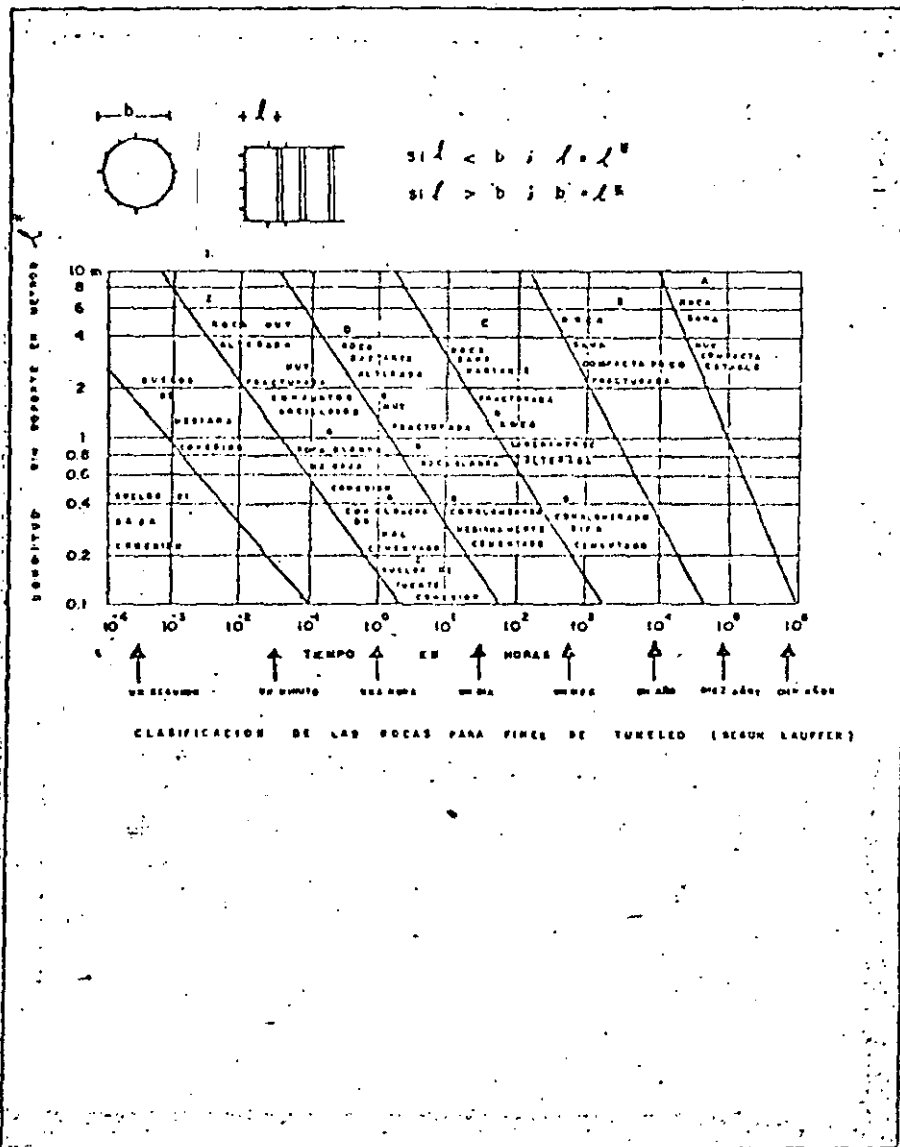


FIG. 10\_ Criterio Lauffer.

El resultado:

El diagrama de barrenación y los datos principales

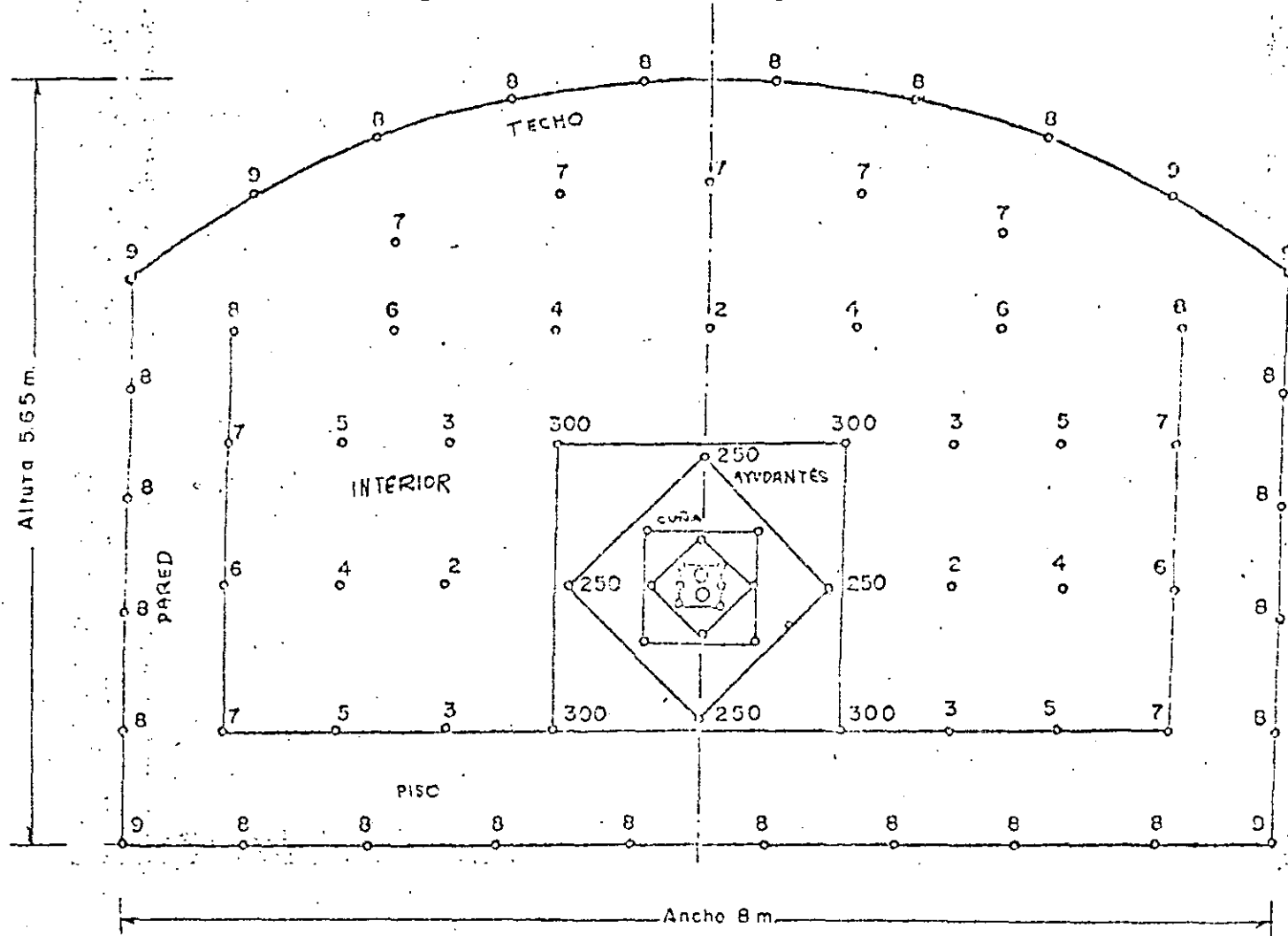


FIG. 11 - Ejemplo de diagrama de barrenación (Ref. Samuelson)

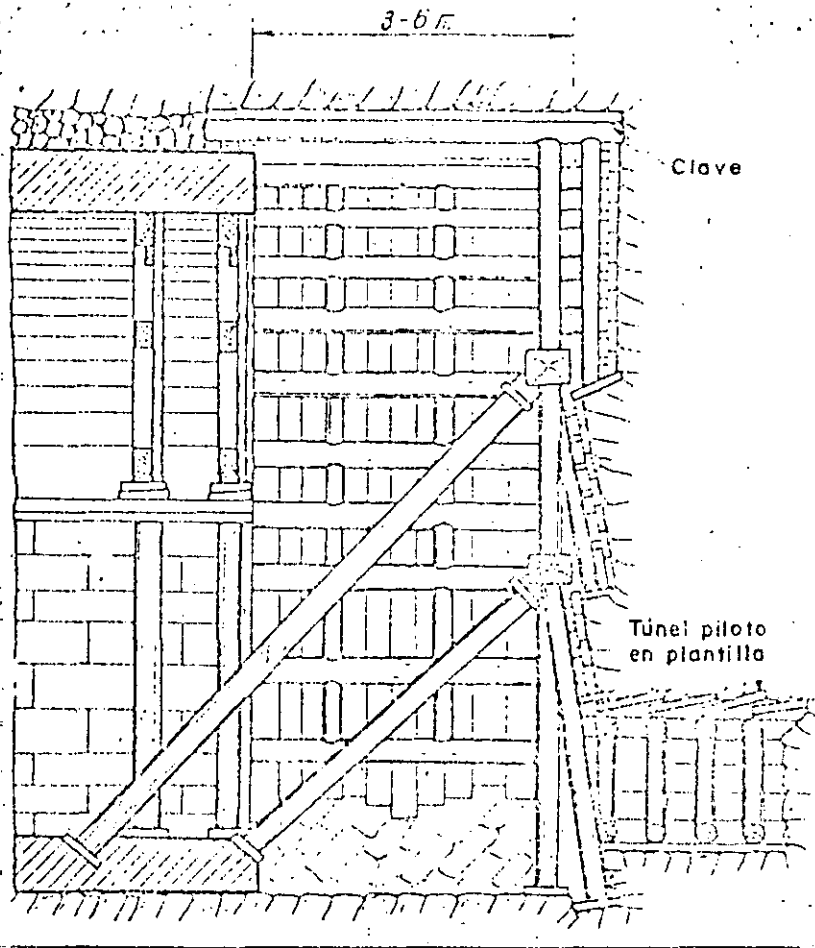


FIG. 12 - Excavación a sección completa, (Método Inglés) (Ref. Szechy)



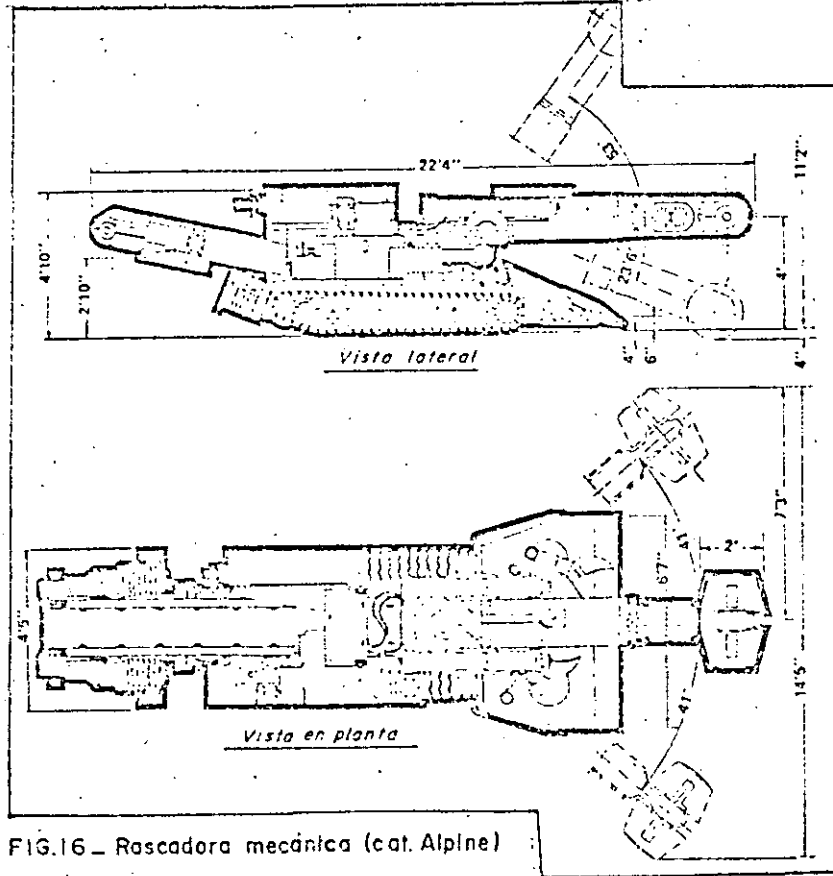
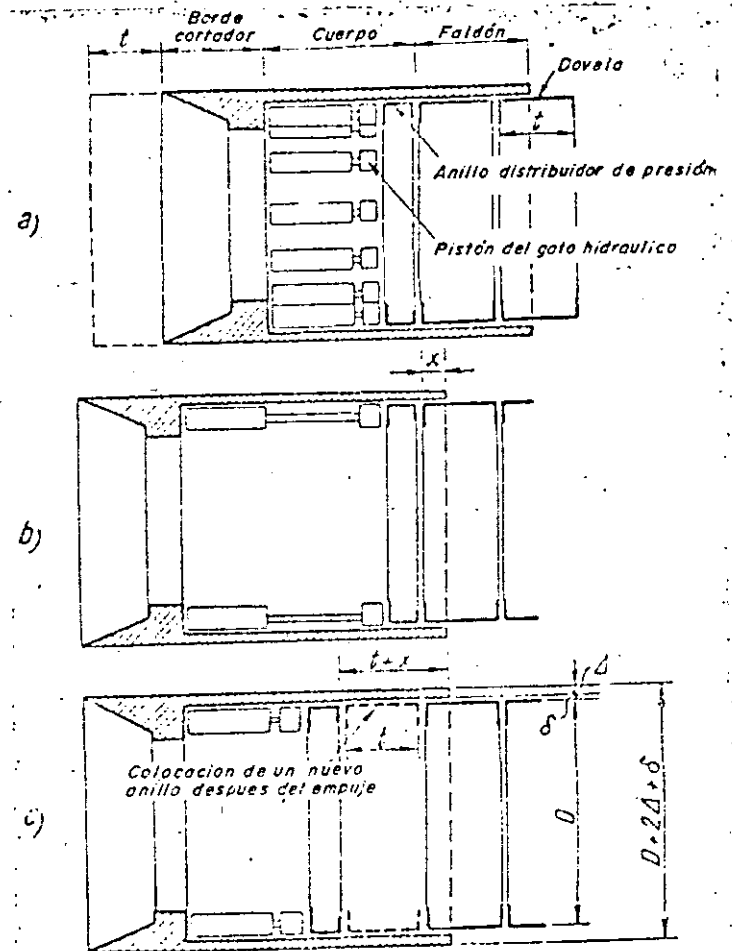


FIG.16 - Rascadora mecánica (cat. Alpline)



Altura total del hueco excavado, despues de empujar

FIG.17\_ Principio operativo del escudo (Ref. Szechy)

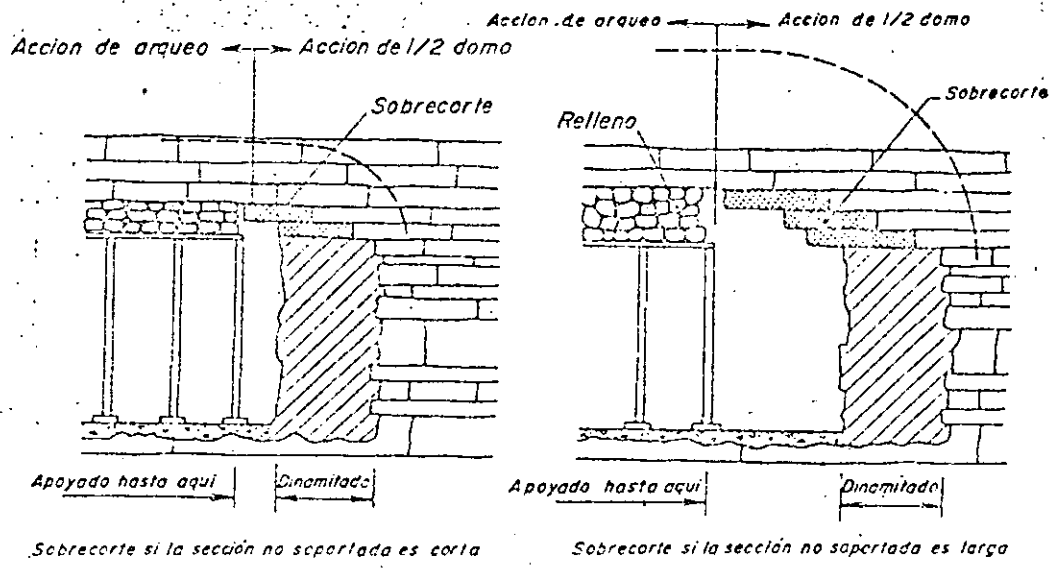


FIG. 18 - Efecto de 1/2 Domo y Arqueo (Ref. Szechy)

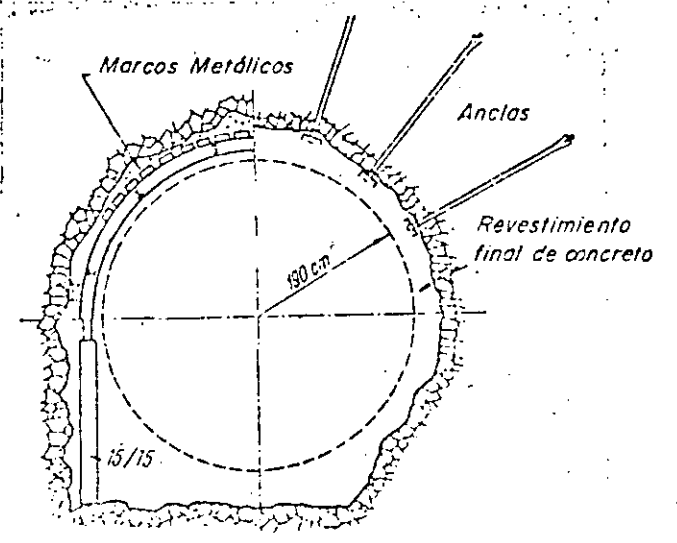


FIG. 20 - Método alternativo de marcos metálicos y anclas (Ref. Szechy)

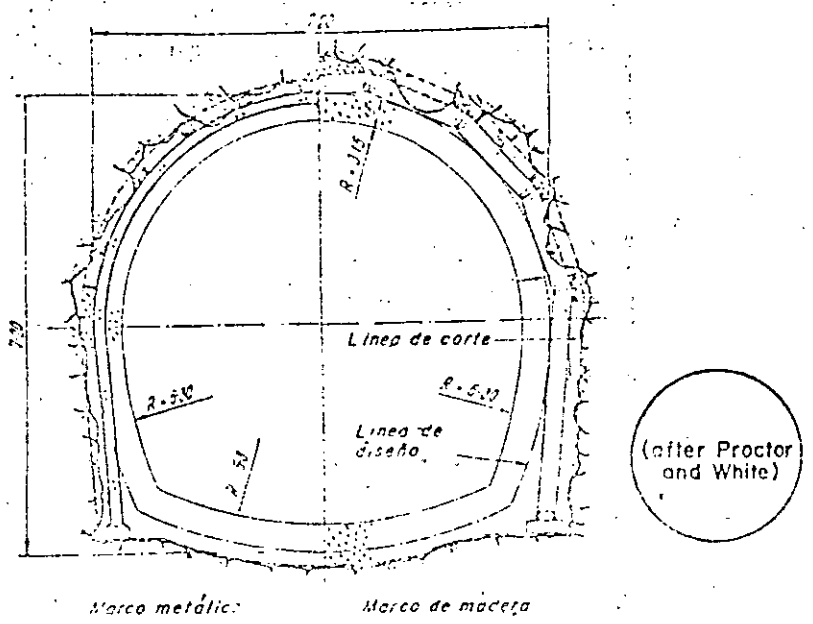


FIG. 19 - Comparación entre soporte metálico y concreto (Ref. Szechy)

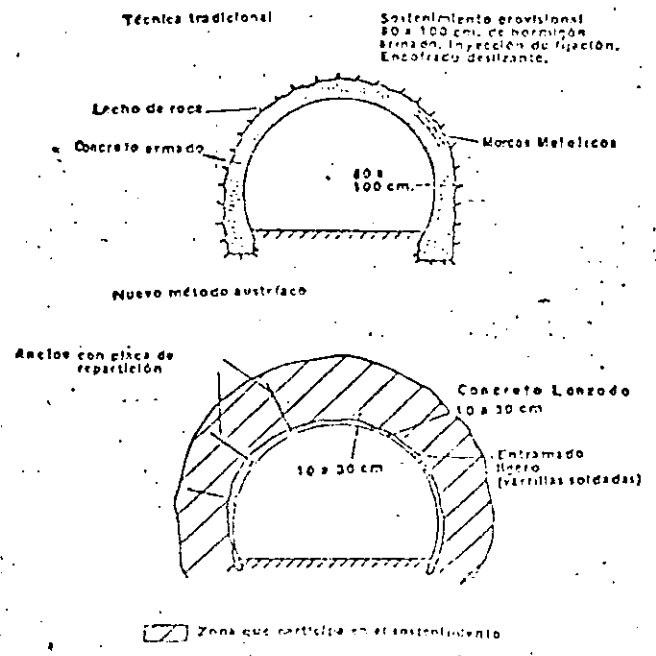


FIG. 21 - EL METODO TRADICIONAL Y EL METODO AUSTRÍACO DE CONSTRUCCIÓN DE TUNELES

49

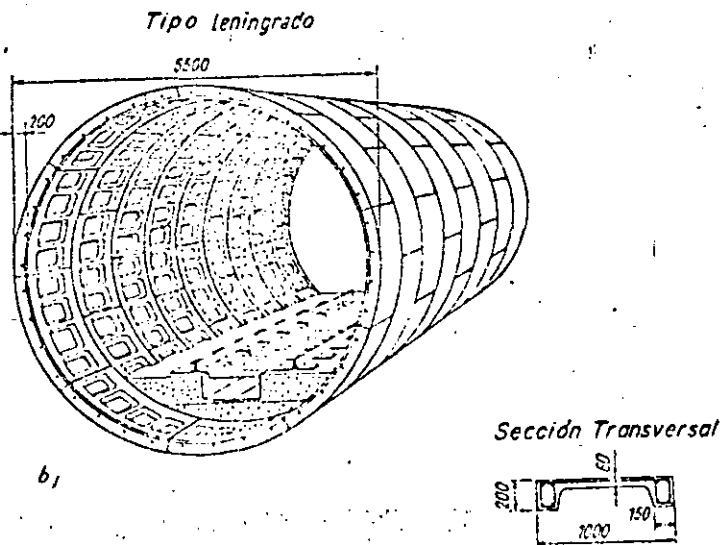
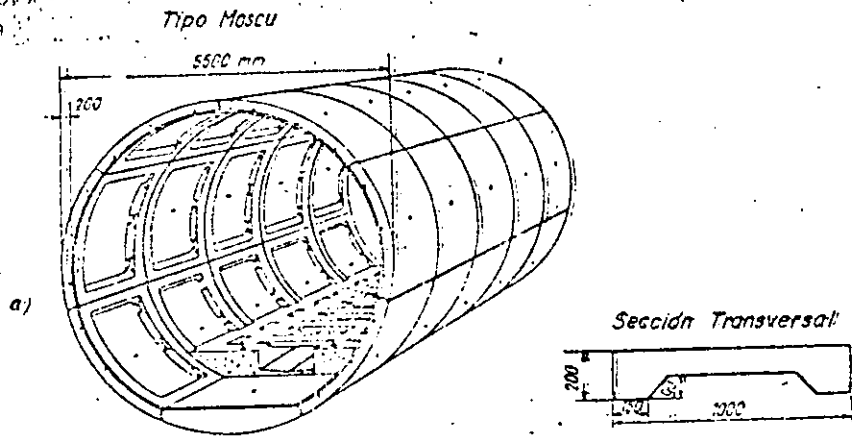


FIG. 22 - Dovelos de concreto (Ref. Szechy)

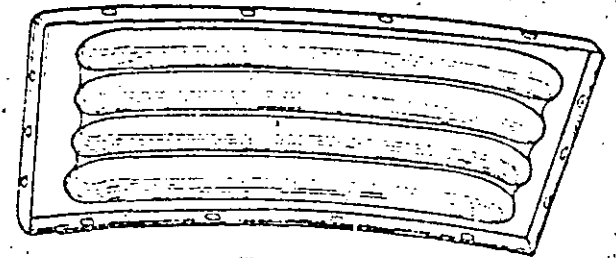


FIG. 23 - Dovela metálica (Charola) (Ref. Szechy)

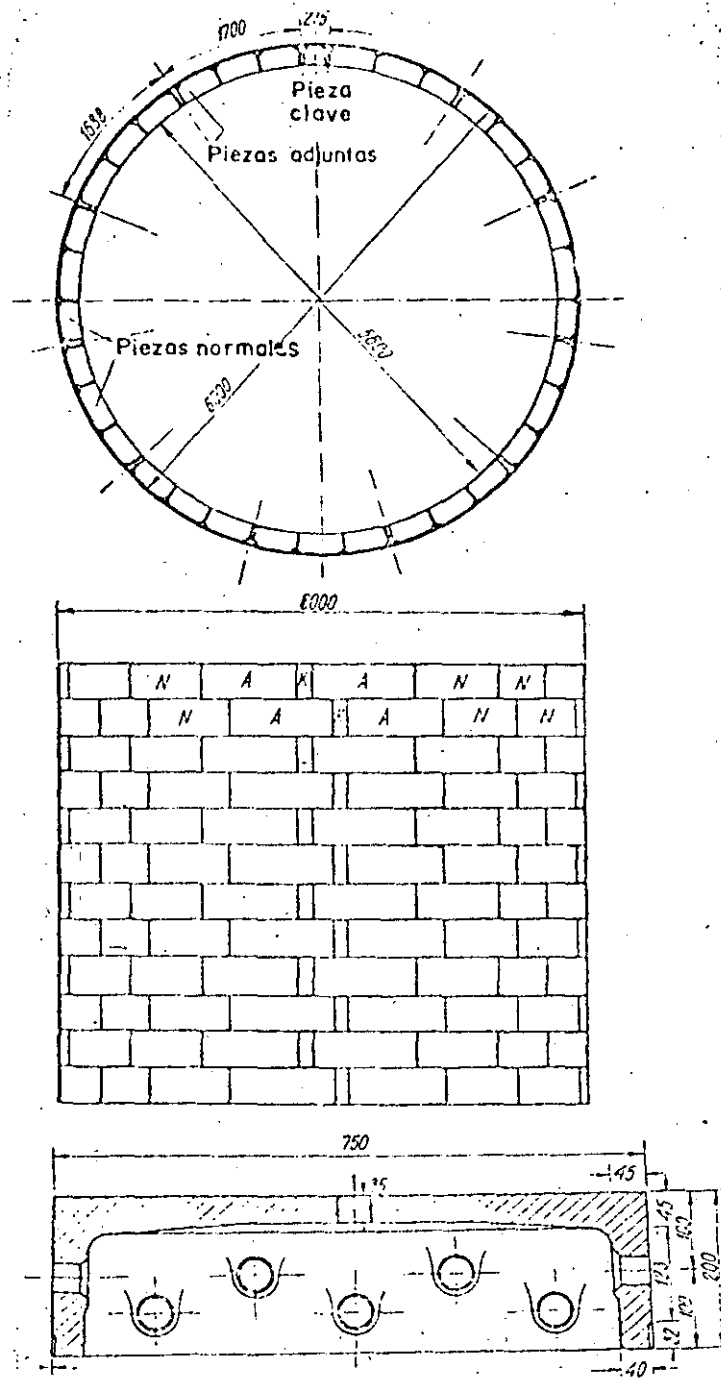


FIG. 24\_ Dovelas de fierro fundido



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

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES**

**ANEXO**

**ING. JUAN J. SCHMITTER**

**SEPTIEMBRE, 1985.**

# EXCAVACION

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	D	E	F	E	F	G	G	G	F	G
CLASIFICACION DEL TUNELERO	DURO	FIRME		GRANEO LENTO	GRANEO RAPIDO	EXTRUSION LENTA		EXAN SIVO		CORRIDA COHESIVA	CORRIDA	EXTRUSION RAPIDA	FLUYENTE				
EXCAVACION	1	2		3	4	5		6		7	8	9	10				
EXPLOSIVOS	A x	A x		C													
TOPO MECANICO (TBM)	C x	B x		F													
HERRAMIENTA NEUMATICA	x			D x	C x	C x	C x										
FRESADORA (RASCADORA)			x	C x	B x	C											
PICO Y PALA			x	x	x	x			B x	C	C						
BRAZO RETROEXCAVADOR			x	C x	C x	B x	C x										
ESTRELLA CORTADORA				x	y	B	C										
ESCUDO + CHIFLONES DE AGUA						x	x			x	x						
DISCO CORTADOR (PELAPAPAS)						x	x		C x	x	x	x	x				
ESCUDO + REJILLAS										C x	C x						
ESCUDO + GUILLOTINAS											C x	B x	C x				

A (60-80%)

B (60-80%)

C (40-60%)

# ESTABILIZACION DEL FRENTE

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	DE	DEF	E	F	G	G	G	F	G
ESTABILIZACION DEL FRENTE	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPA NSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10						
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 x										
ESCUDO CON LODO Y AIRE A PRESION			x	x	x	x		C x	B	B x						
ESCUDO CON LODO A PRESION			x	x	x	x	x	x	A	A x						
ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO *								B x	C	C						x
CONGELACION *								C	C	B	C					x
INYECCION *						C x	x	x	C x	C x	x	x				x
ESCUDO PRESIONANDO AL MATERIAL EXCAVADO						x	x	C x	A	C x	x	x				x
ESCUDO Y AIRE COMPRIMIDO							x	x	F	A	A	x	x		C x	
ELECTROSMOSIS *							x	C x	C					C x		

Métodos auxiliares (\*)





# REVESTIMIENTO DEFINITIVO

CLASIFICACION SEGUN LAUFFER	A	B	B	C	C	D	E	D	E	F	E	F	G	G	G	F	G
	CLASIFICACION DEL TUNELERO	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																	
ANCLANDO																	
CONCRETO LANZADO																	
DOVELAS (CONCRETO o METALICAS)																	
CONCRETO COLADO CON CIMBRA																	



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

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES**

**TEMA: SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD.**

**SEPTIEMBRE**

## 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

2

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:

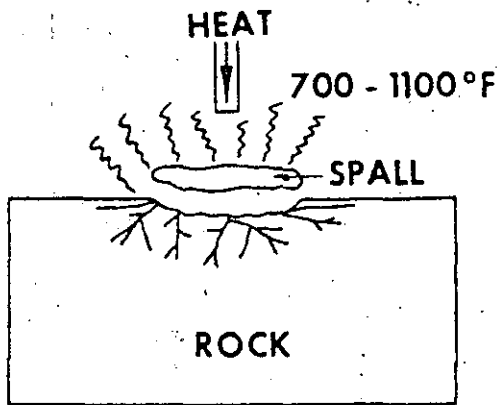
ACCIÓN TÉRMICA

FUSIÓN Y VAPORIZACIÓN

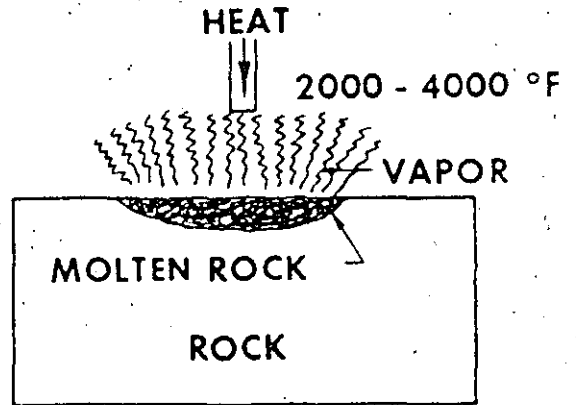
REACCIÓN QUÍMICA

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.

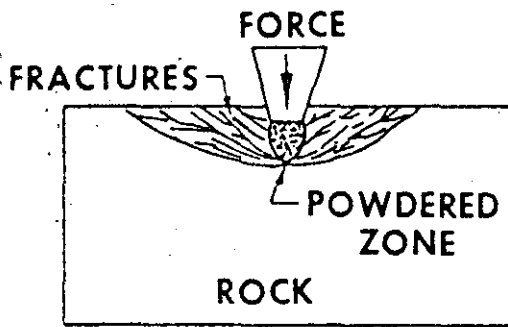
(1) Referencia: Hand book of Mining and Tunneling Machinery.  
Barbara Stack. - John Miley.



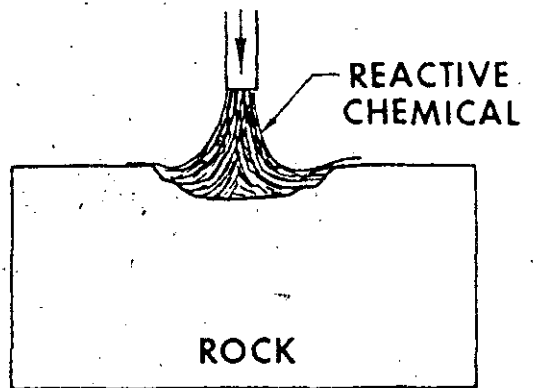
(1) SPALLING



(2) FUSION & VAPORIZATION



(3) MECHANICAL STRESS



(4) CHEMICAL REACTION

# SELECCION DE UN PROGRAMA DE INSTRUMENTACION

## PASOS

## OBSERVACIONES

1.- Definir las características del proyecto	Métodos de construcción, condiciones geotécnicas
2.- Definir el propósito de la instrumentación	¿Qué ventajas se obtienen?
3.- Seleccionar las variables a medir	¿Cuales serán de mayor utilidad?
4.- Predecir el comportamiento	Fijar rango y exactitud
5.- Selección de los instrumentos	Confiabilidad
6.- Especificaciones de instrumentación y de su instalación	Costeo y supervisión
7.- Determinar qué factores influyen la información	Para análisis de causa - efecto
8.- Verificación de las lecturas, calibración	Certeza de que los instrumentos están trabajando correctamente
9.- Ubicación de las estaciones de medición	Determinación de zonas críticas
10.- Instalación y mantenimiento	Cooperación con el constructor
11.- Frecuencia de lectura, procesamiento, análisis e interpretación	Acciones a tomar para situaciones adversas
12.- Comunicación oportuna (Constructor - Supervisor - Projectista)	El programa es inútil en caso contrario

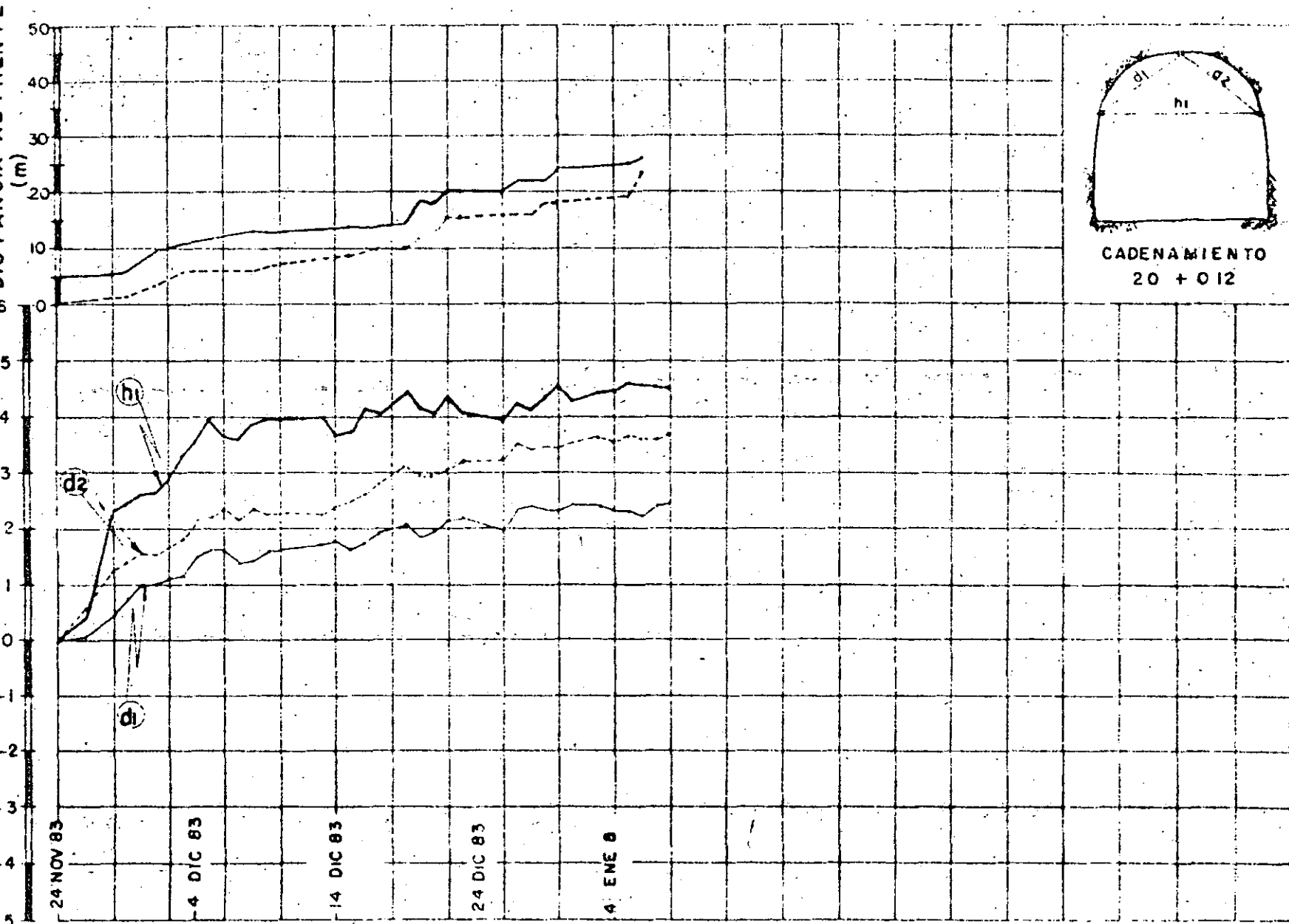
# I N S T R U M E N T A C I O N

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 y 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 de agua	Pozos de observación	Registrar los cambios de nivel debido al tuneleo, bombeo.
Presión de poro	Piezómetros	Preveer 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.

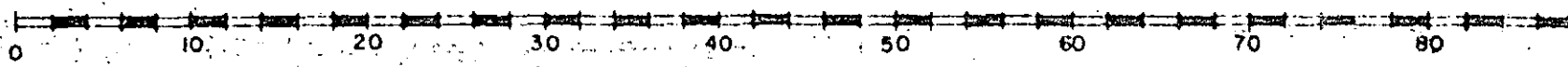


ALARGAMIENTO (mm) ACORTAMIENTO

DISTANCIA AL FRENTE (m)



CADENAMIENTO  
20 + 012



CAMBIO DE LONGITUD EN LINEA DE MEDICION vs TIEMPO SECCION 64 (BM)

ESTACION BARRACA DEL MUERTO  
FUNDIMIENTOS VERTICALES - TIEMPO  
REFERENCIA NO. 15

VARIACION DE ELEVACION EN CM

0.0  
-1.0  
-2.0  
-3.0  
-4.0  
-5.0

REFERENCIA NO. 15

25-OCT-83

10-NOV-83

10-NOV-83

30-NOV-83

17-DEG-84

2-ENE-84

27-ENE-84

15-FEB-84

15-FEB-84

29-FEB-84

12-MAR-84

4-ABRIL-84

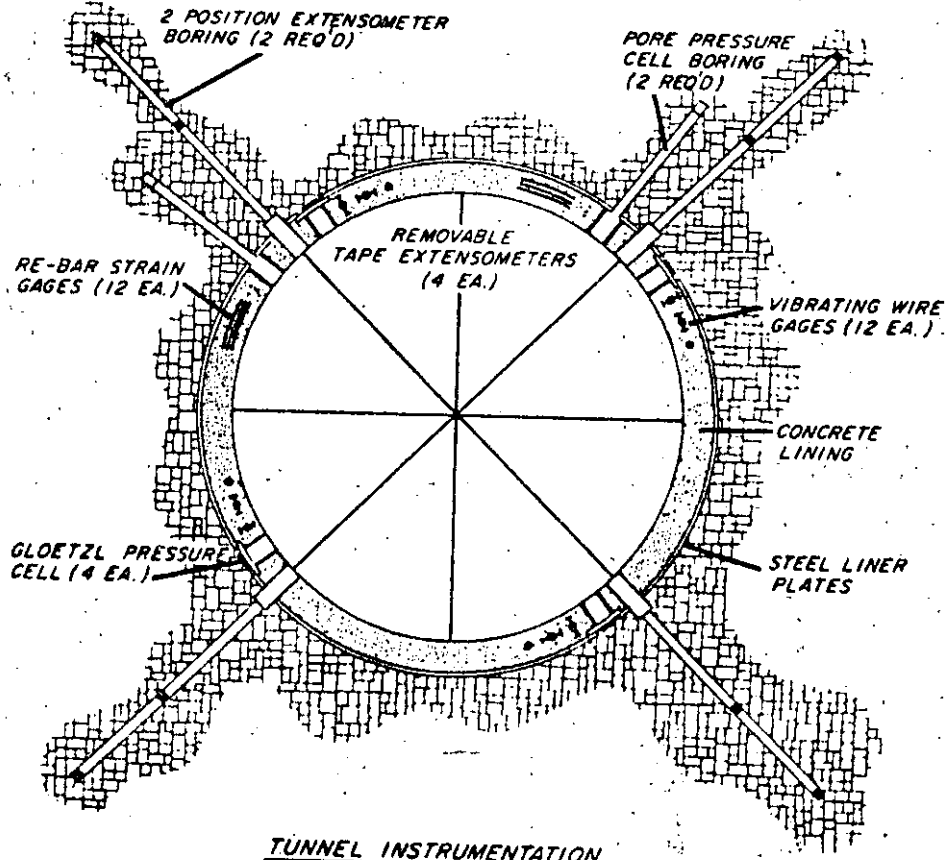
25-ABRIL-84

16-MAY-84

CONSULTORIA Ing. ROMANOS Asoc. S. de C. S. de C.

TIEMPO DIAS

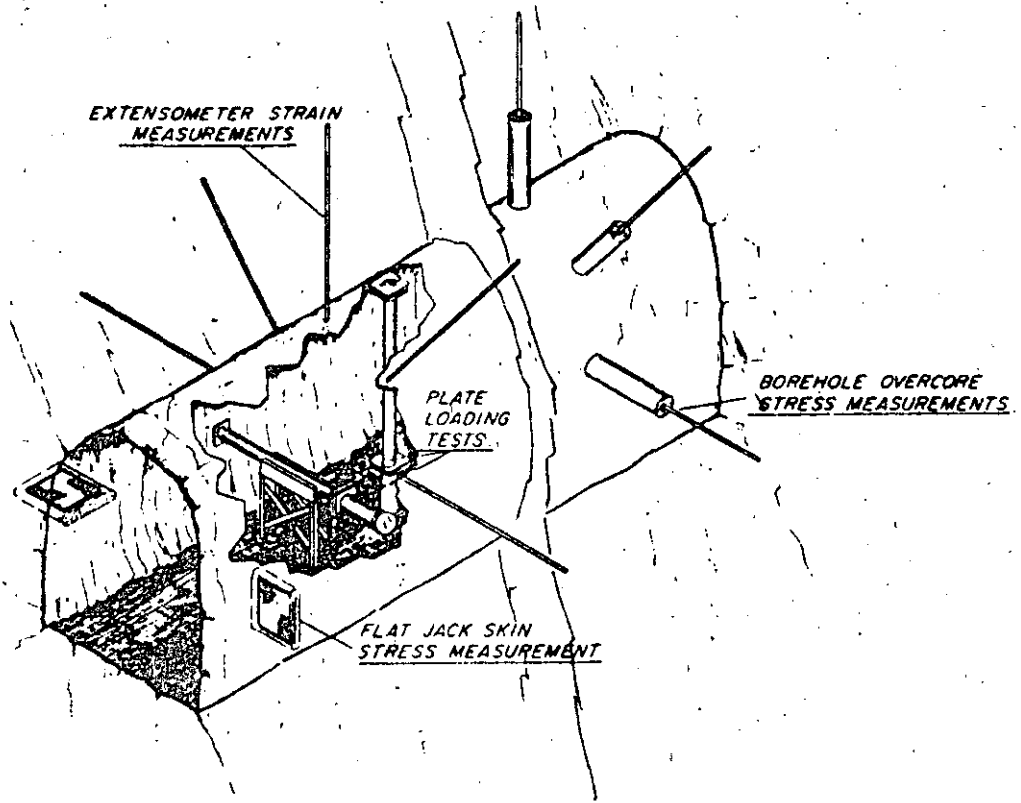
100



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

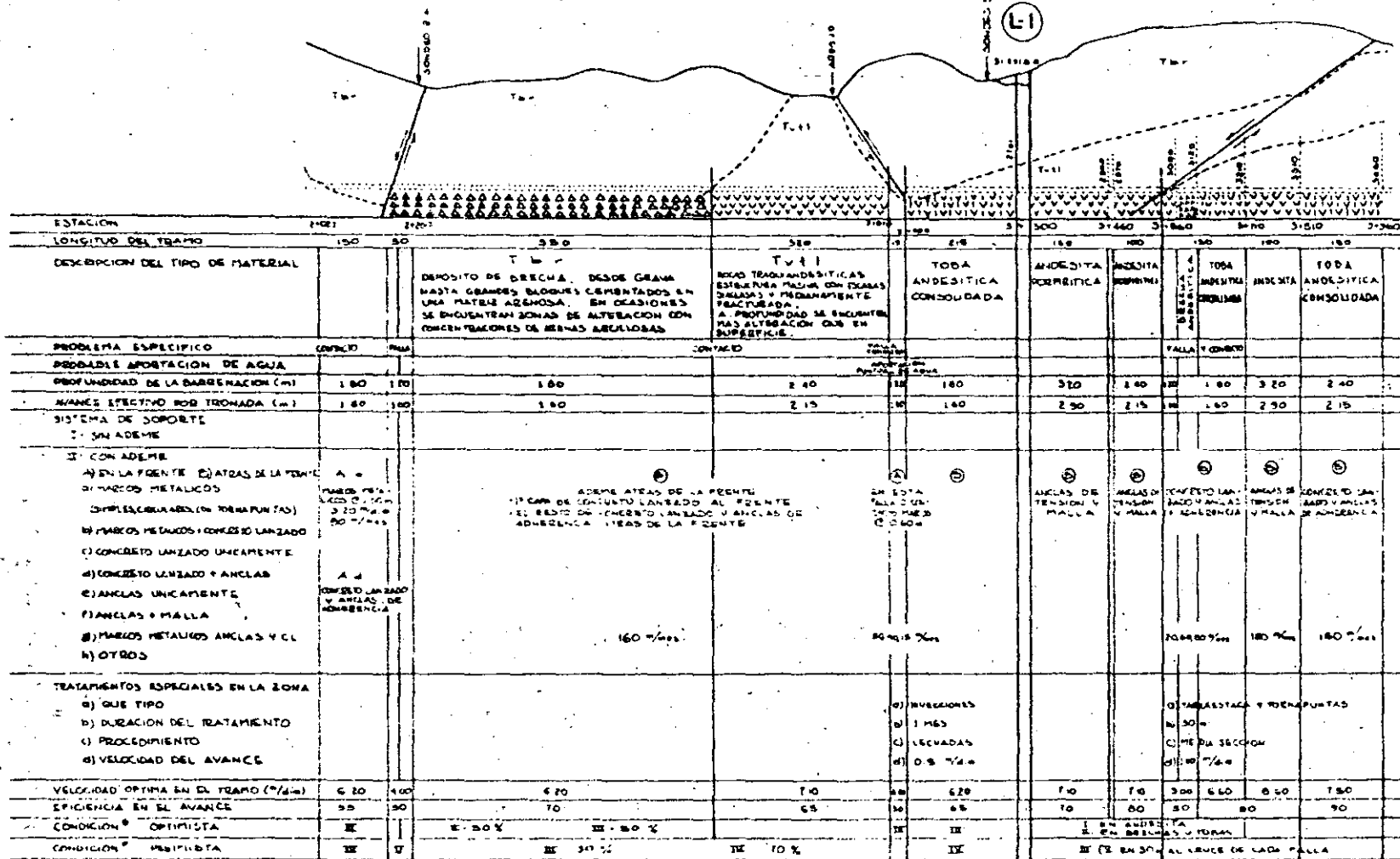
EN PARALELO CON LA SOFISTICACIÓN LOGRADA EN LA FABRICACIÓN DE EQUIPOS DE EXCAVACIÓN, ES NECESARIO DESARROLLAR TÉCNICAS MÁS AFINADAS DE MUESTREO Y ENSAYE DEL SUBSUELO, ESPECIALMENTE "IN SITU".

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 Vieitez U.- Publicación Túneles en Suelos Blandos y Firmes.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

DIAGRAMA 1- EJEMPLO DE CARACTERIZACION GEOTECNICA DE UN TRAMO DE TUNEL EN TERRENOS VOLCANICOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL CONSTRUCTOR



\* CONDICION DE LA D.M.A.

- I - SANTA
- II - FRACTURADA
- III - PAV FRACTURADA
- IV - FRACTURADA
- V - FRACTURADA
- VI - FRACTURADA

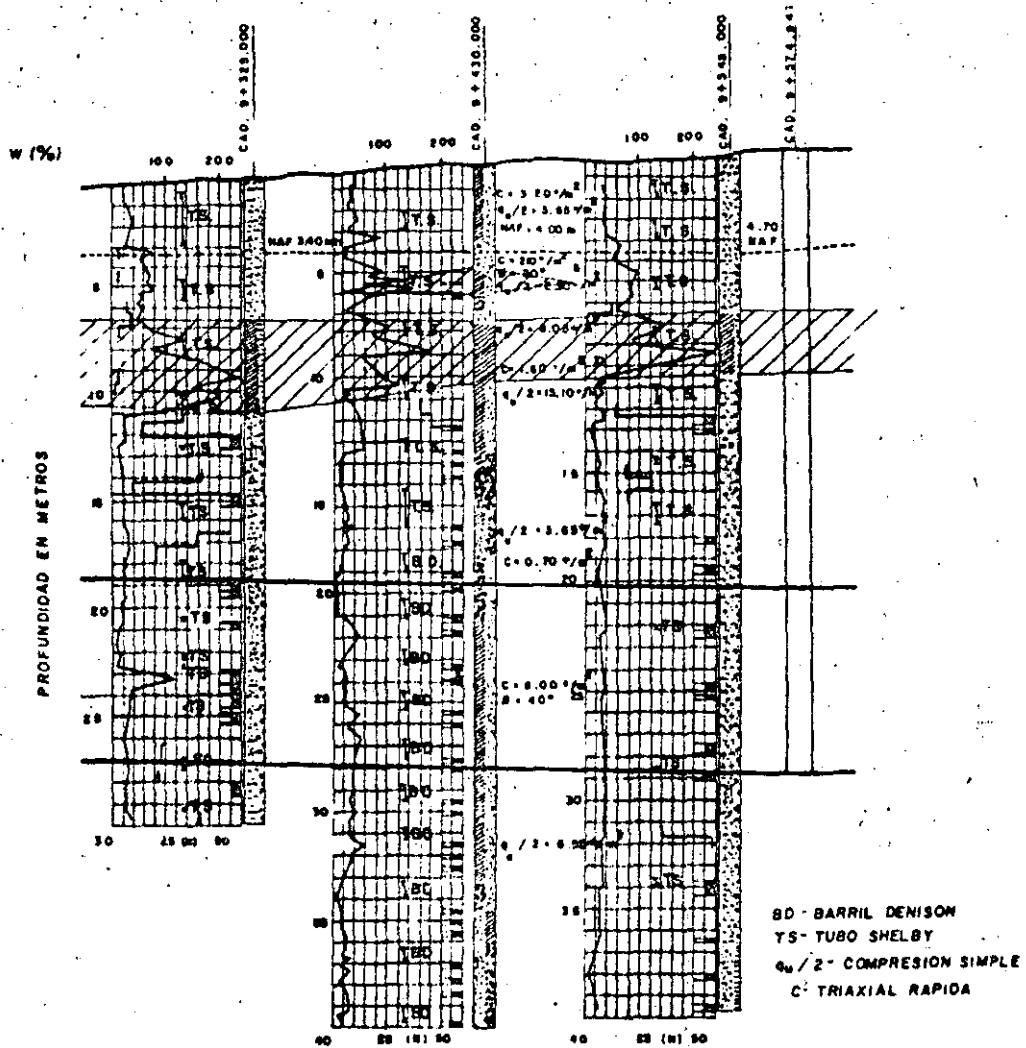


FIG. 6b PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA ZONA DE TRANSICION UNOS 3 Km AL PONIENTE DEL SONEDO DE LA FIG. 1a (CORRESPONDE A LA SECCION DE MEDICION DE LA FIG. 6a).

## SUPERVISION TOPOGRAFICA

**PROYECTISTA:** ENTREGA LA POLIGONAL DE APOYO Y BANCOS DE NIVEL, MONUMENTADOS Y REFERENCIADOS. LOS RECIBE MANCOMUNADAMENTE EL CONSTRUCTOR Y LA SUPERVISION.

**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.

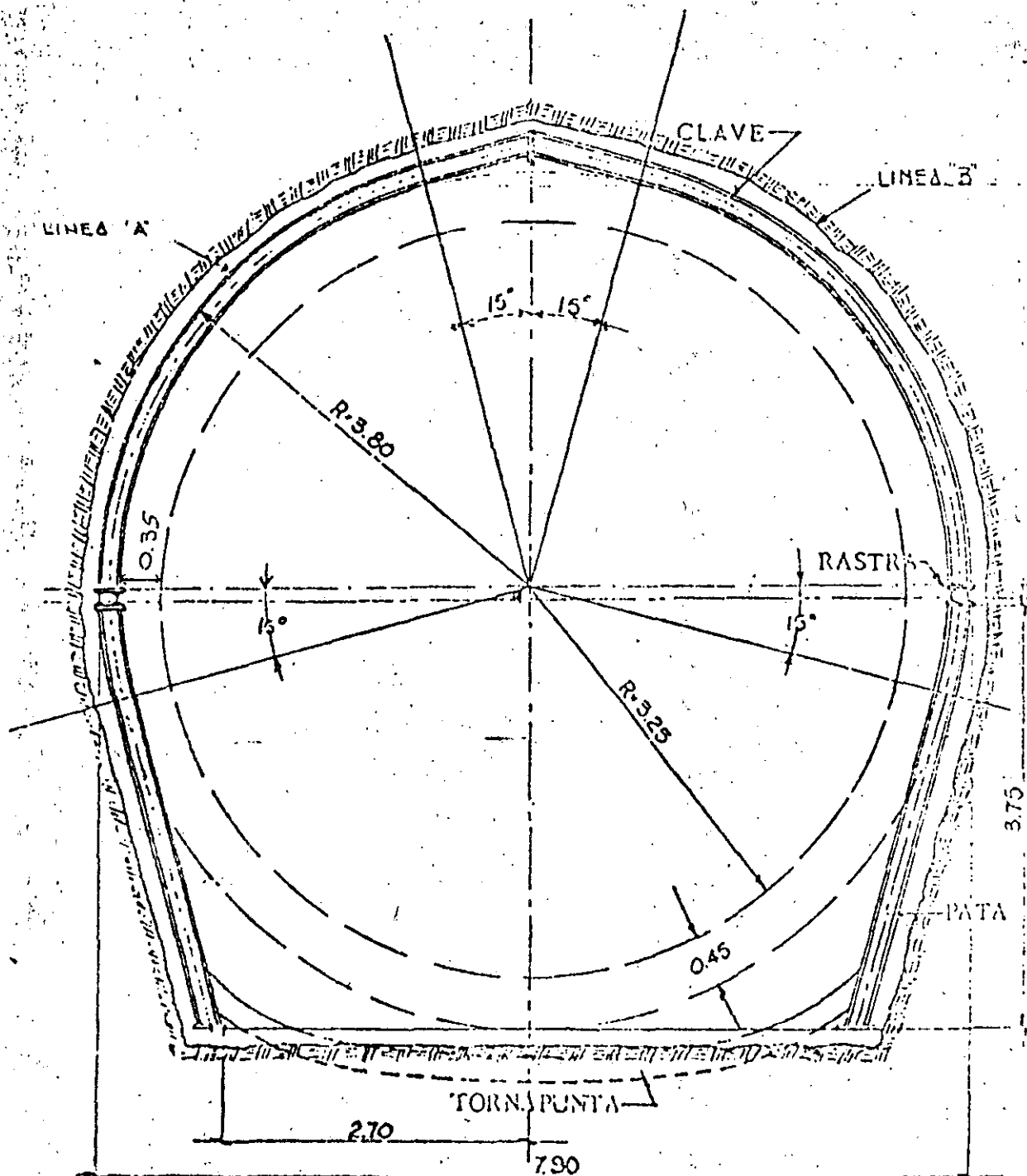
VERIFICACIÓN ALEATORIA EN TANGENTES

LEVANTAMIENTO DE SECCIONES TRANSVERSALES PARA CUANTIFICACIÓN

VERIFICACIÓN DE POSICIÓN DE CIMBRA

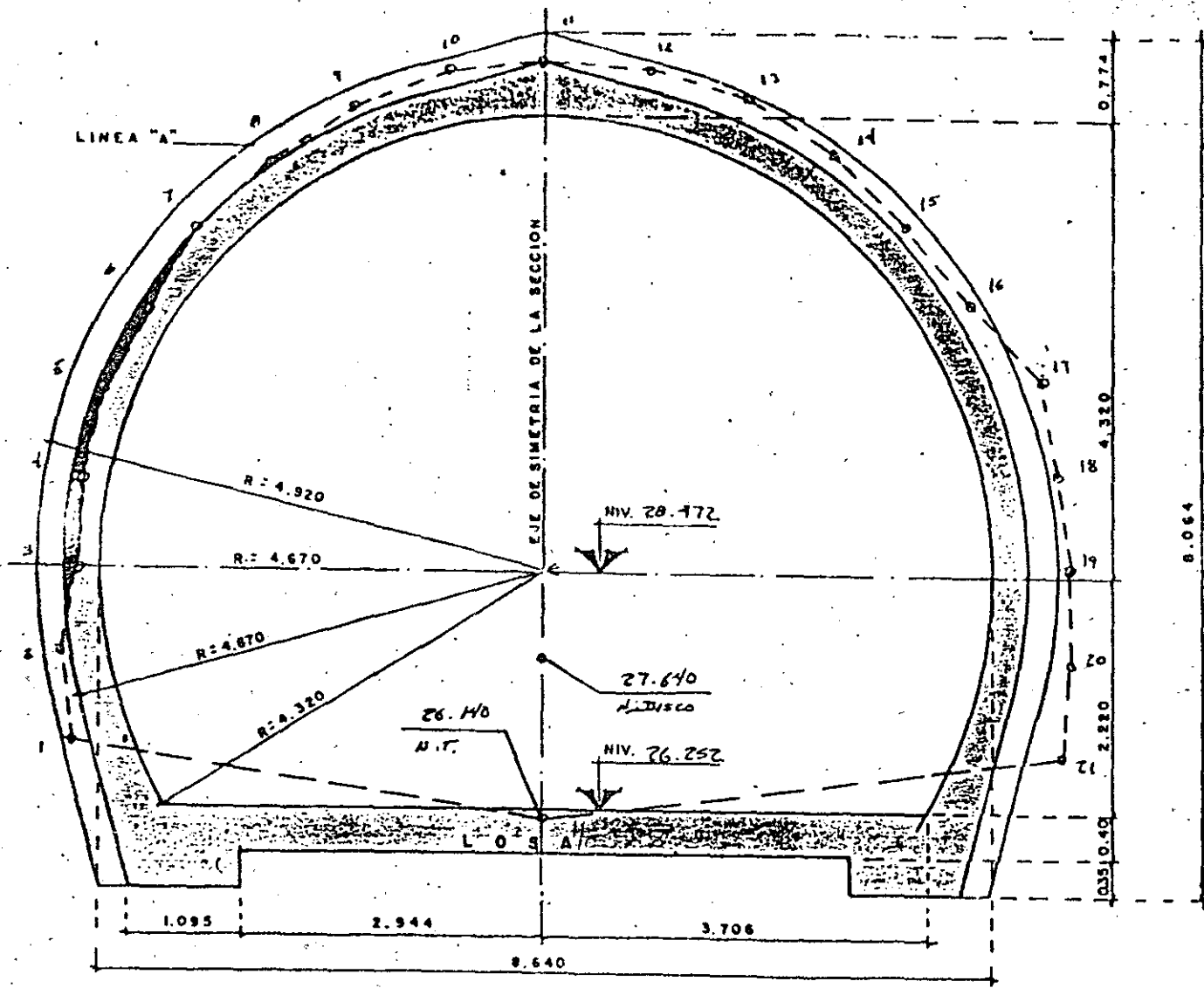
**TOLERANCIAS:** GÁLIBOS, REDUCCIONES DE SECCIÓN, CAMBIOS MENORES DE ALINEAMIENTO.





Esc. 1:50 (Marco H-8")

SECCION EMISOR

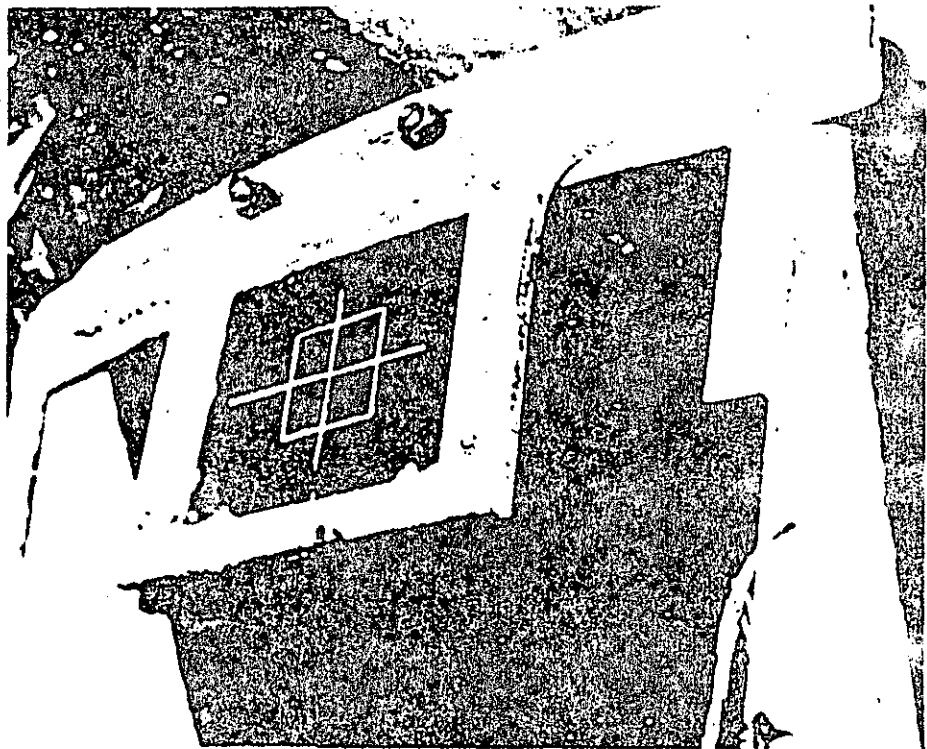
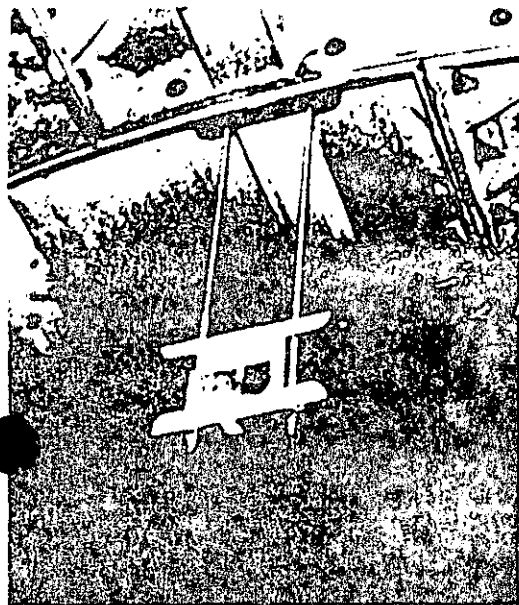
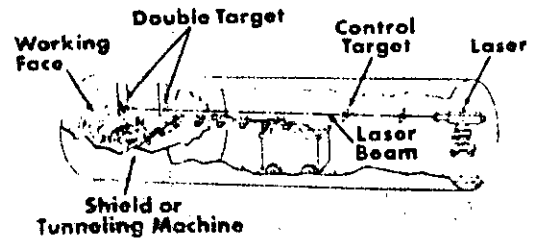
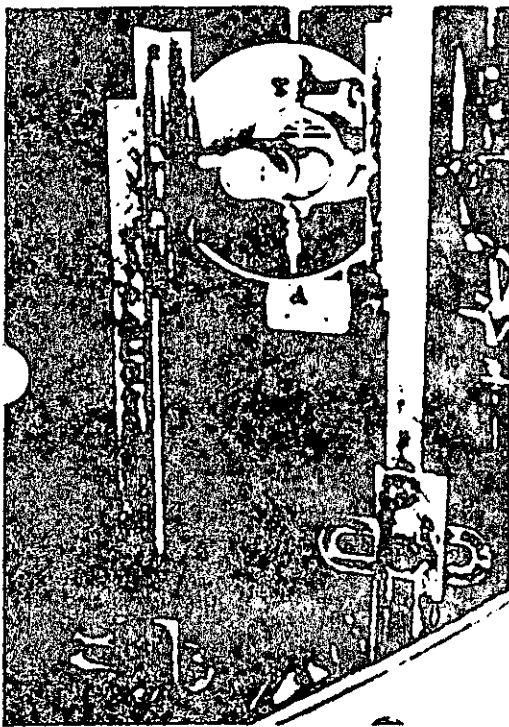
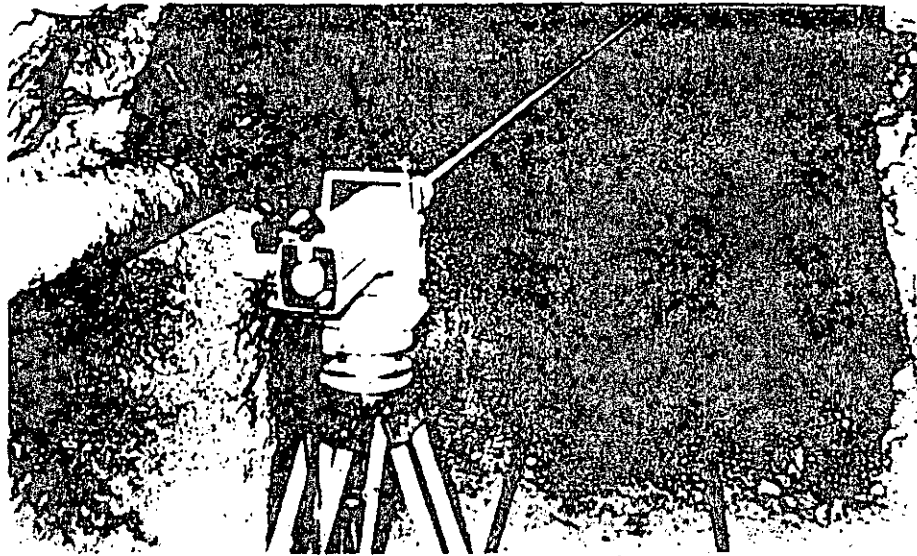


FECHA: 4 / FEBRERO 1981  
 CADENAMIENTO: 15 + 651.00  
 TRAMO: TACONAPA - SAN PEDRO DEL ROSARIO  
 LUMBRERA: 17 - NOBRE  
 SECCION OBTENIDA EN: CARRETERA LA VIGORA  
 ESCALA: 1 / 50  
 ACOT. EN METROS.  
 RADIO COMPARATIVO = 4.670

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	0.04	
18	0.13	
19	0.12	
20	0.27	
21	0.42	
22		

Nº PLANO: SI-VI.9-90700-III-23-6964  
 MODIFICACION 3

SECCION TIPO "T"





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

VENTILACION, EVACUACION DE AGUAS Y SISTEMA DE PROTECCION  
CONTRA INCENDIO

ING. JOSE BERUMEN GONZALEZ

SEPTIEMBRE, 1985.

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 , galerías 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 bióxido 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 prevén 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 .



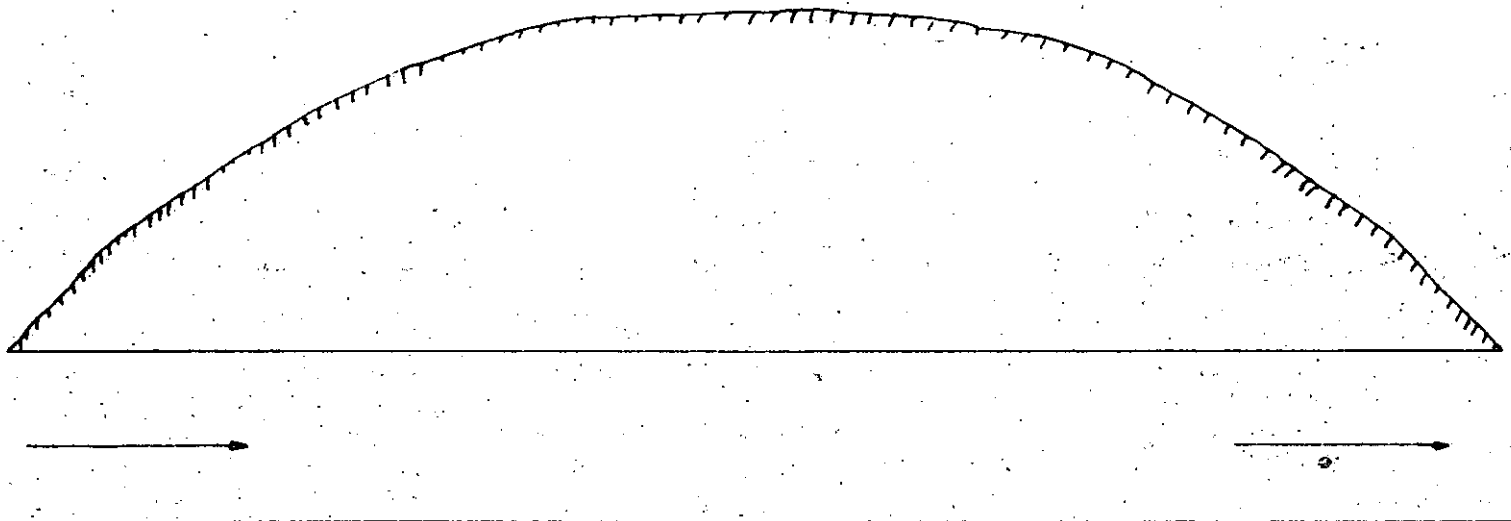


FIGURA No 1

VENTILACION CON IMPULSO  
NATURAL DEL AIRE

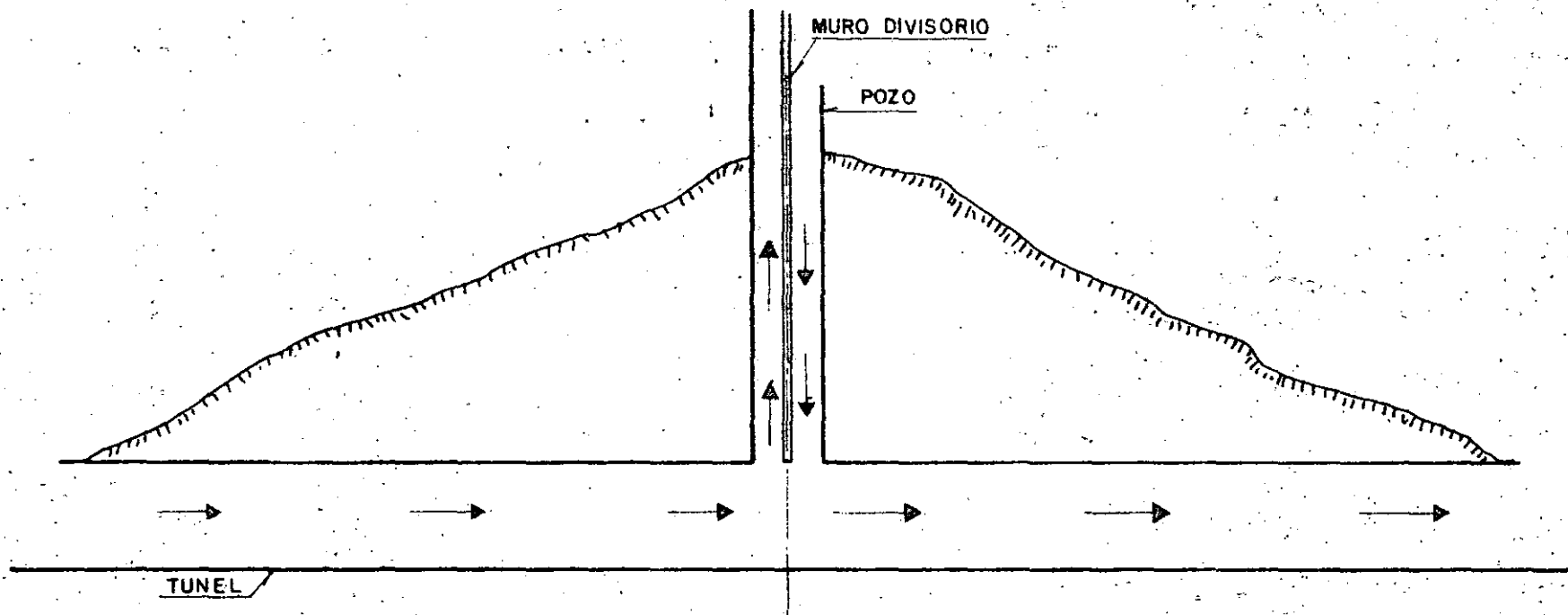


FIGURA No. 2 A  
VENTILACION LONGITUDINAL  
VENTILACION NATURAL

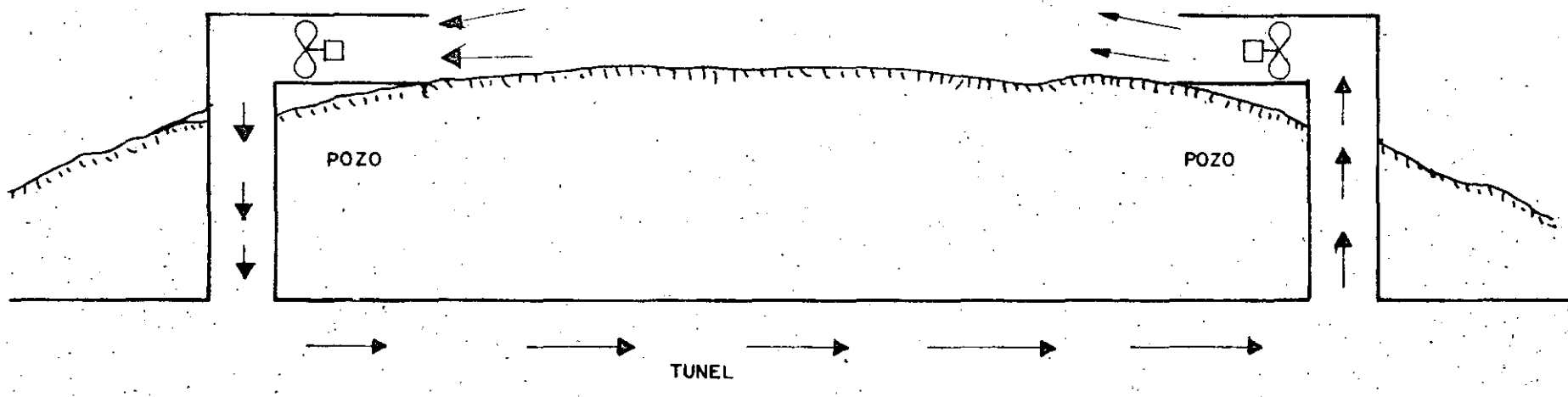


FIGURA No. 2b  
VENTILACION LONGITUDINAL  
VENTILACION ACELERADA (SISTEMA SACCARDO)

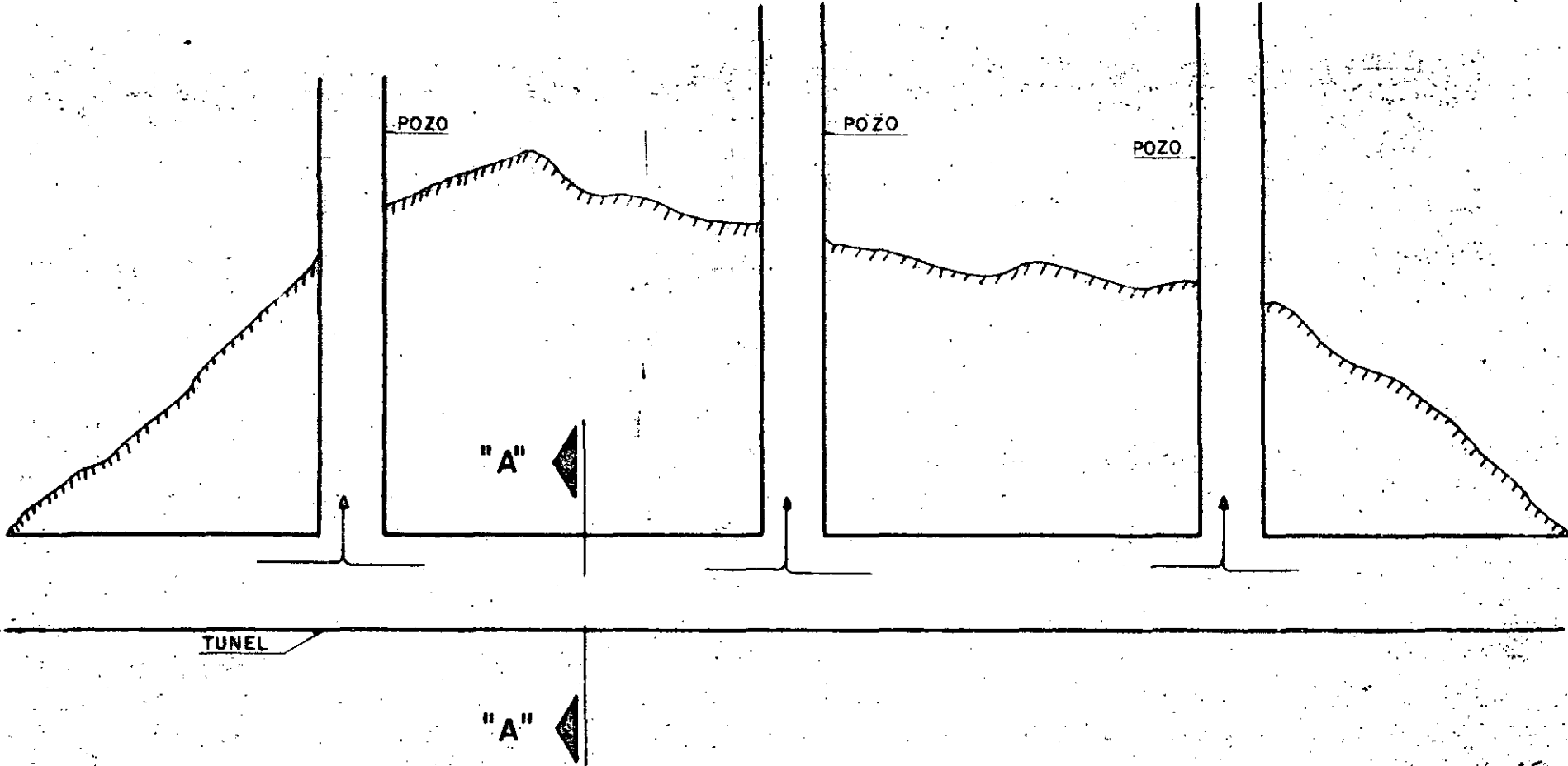
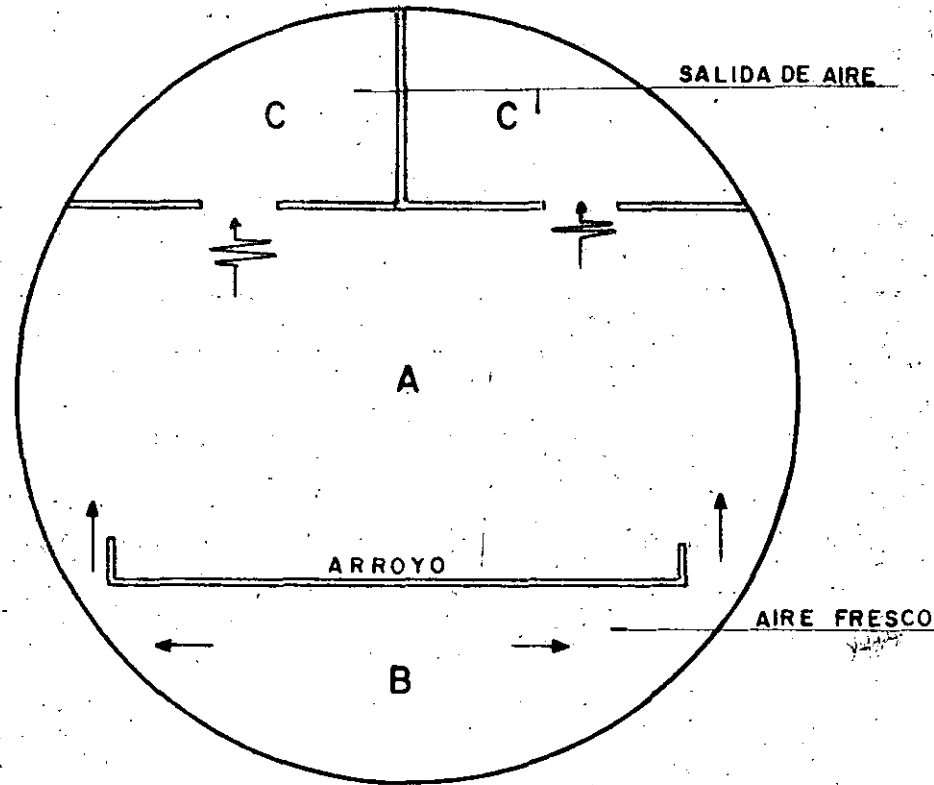


FIGURA No. 3

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.

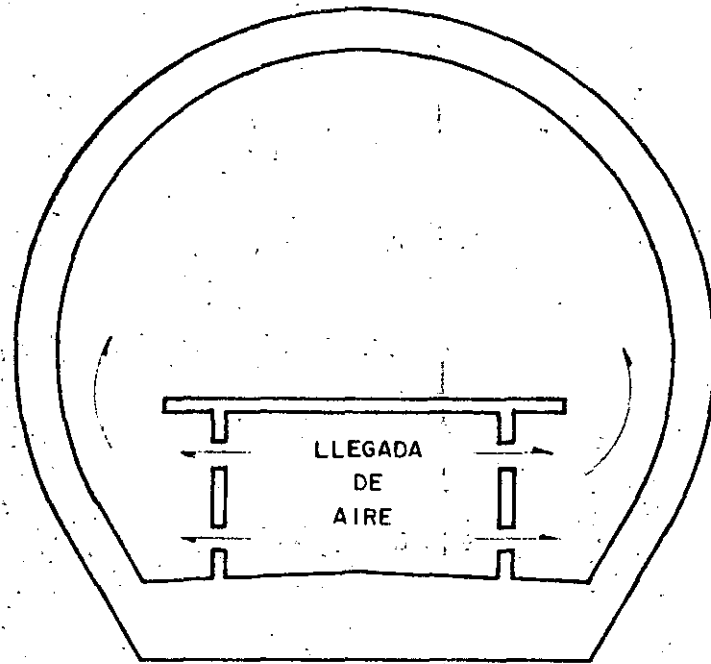
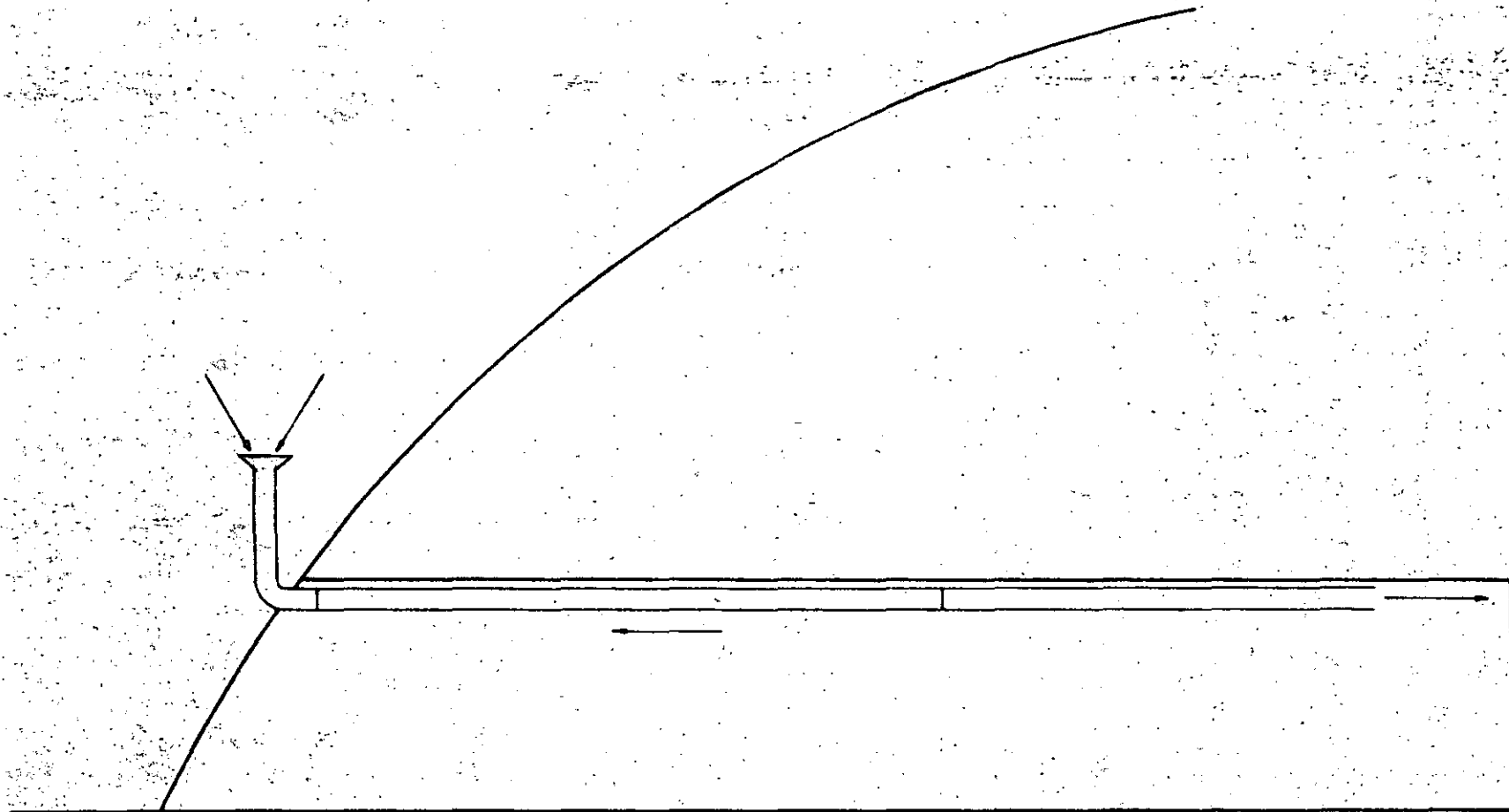


FIGURA No. 4  
VENTILACION CON SECCION  
SEMITRANSVERSAL



14

**FIGURA No 5**

**INYECCION O SOPLADURA**

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

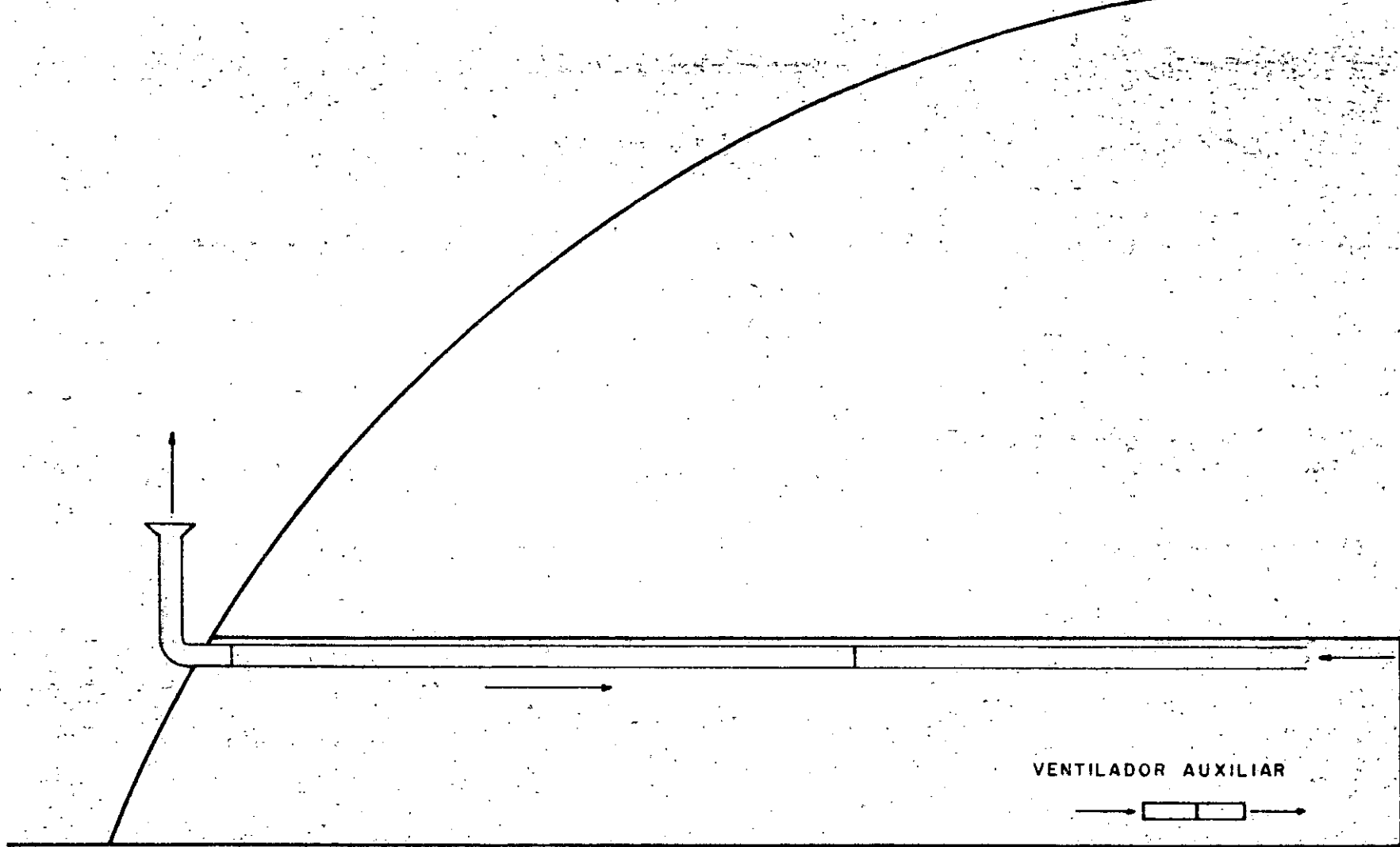


FIGURA No 6  
EXTRACCION (SUCCION)

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



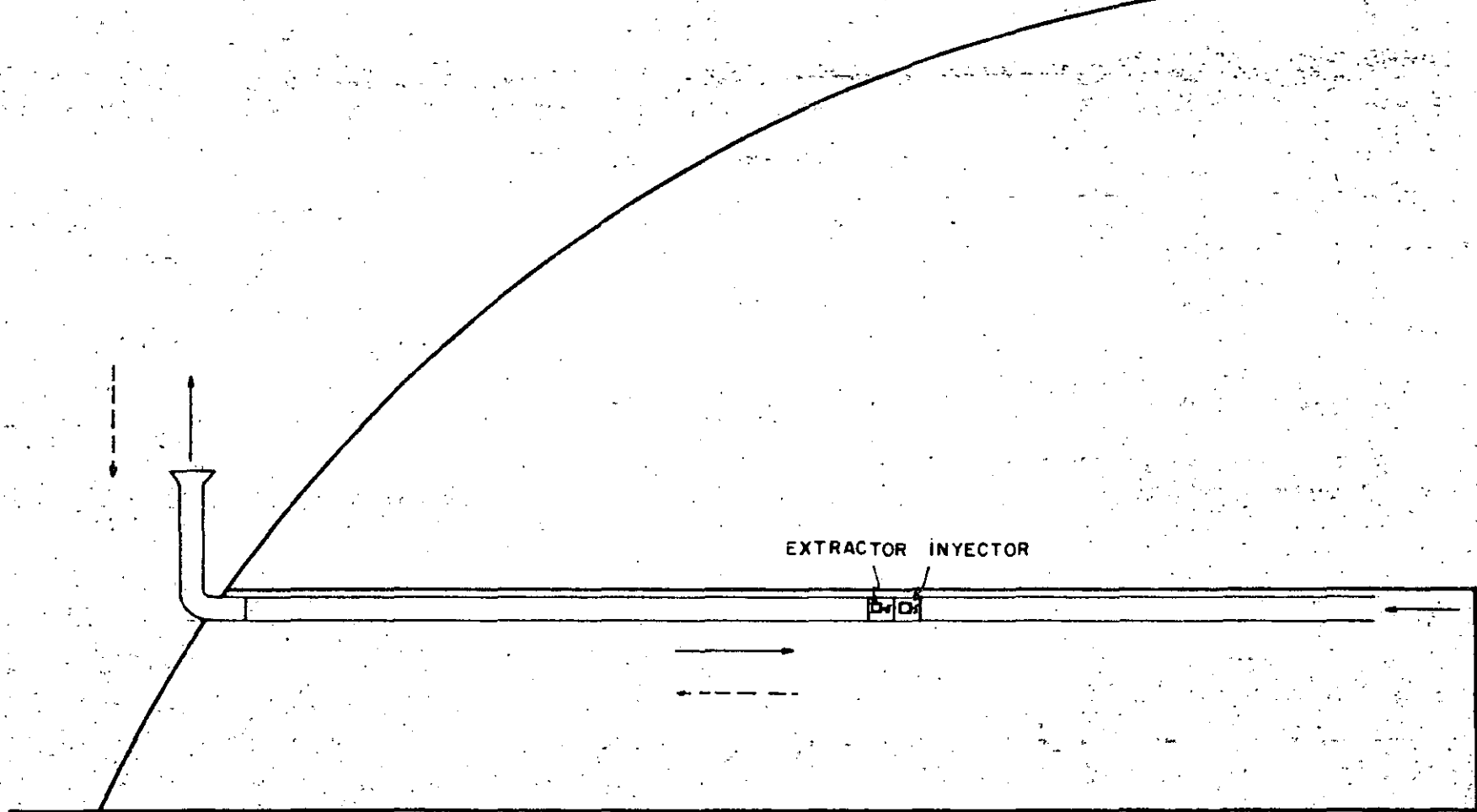


FIGURA No 7

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 m<sup>3</sup>/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 .

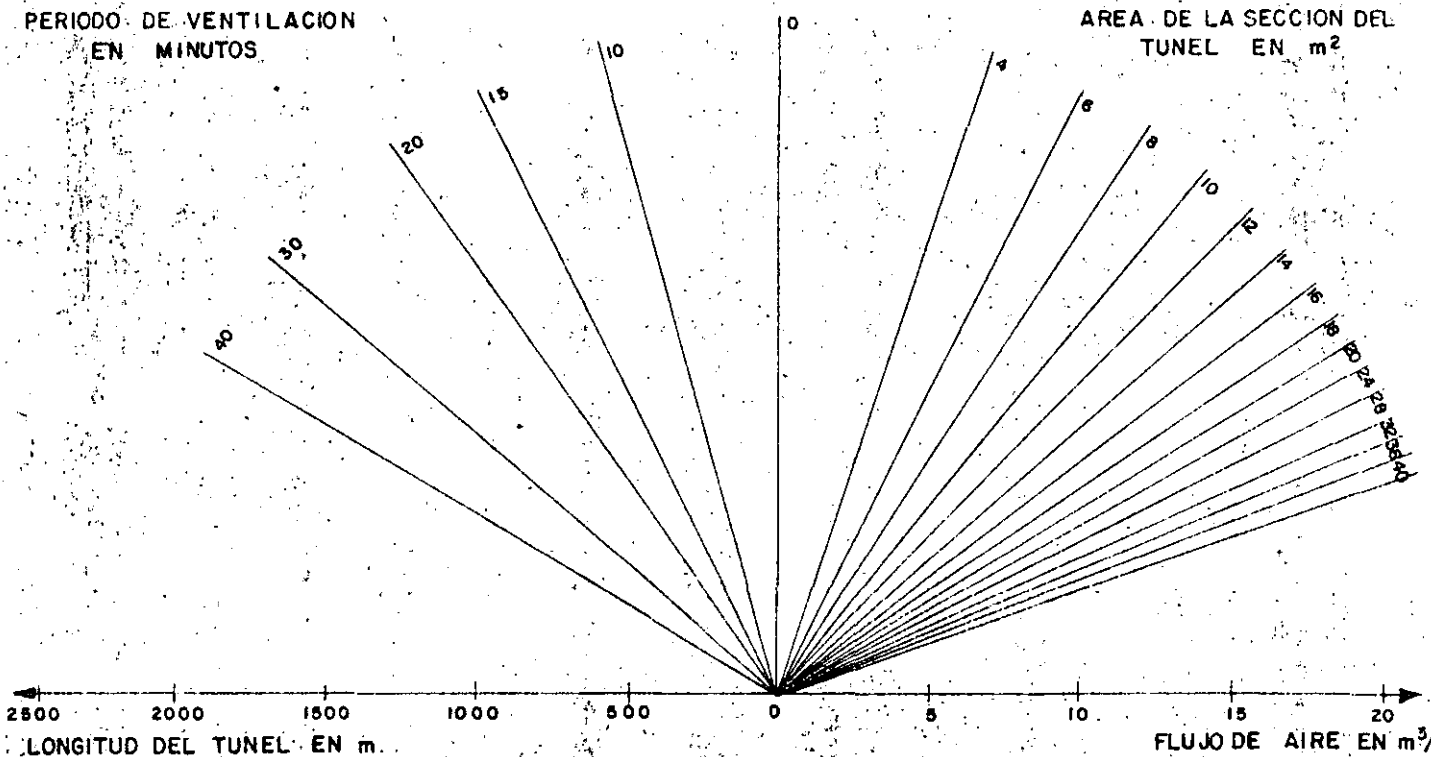
En Suecia se recomiendan oficialmente los valores siguientes para el cálculo del gasto de aire para ventilar los humos de la explosión .

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

En donde :

- G = Gasto del aire en  $m^3/\text{min}$ .
- A = Area de la sección del túnel en  $m^2$ .
- 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 .

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

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/seg<sup>2</sup> ) .
- 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 picos 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 del 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 - ( $\text{CO}_2$ ) a veces el hidrógeno sulfurado ( $\text{SH}_2$ ) y el más peligroso de todos, el monóxido de carbono ( $\text{CO}$ ).

La permanencia durante una hora en aire que contiene 0.4 0/100 de  $\text{CO}$ , 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  $\text{CO}$  no debe pasar de 0.12 0/100.

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  $\text{CO}$ ; se obtienen a partir de la fórmula siguiente:

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

$$\text{El volumen por hora es} = \frac{3\ 600Q}{1\ 000\ \text{LF}}$$

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 .

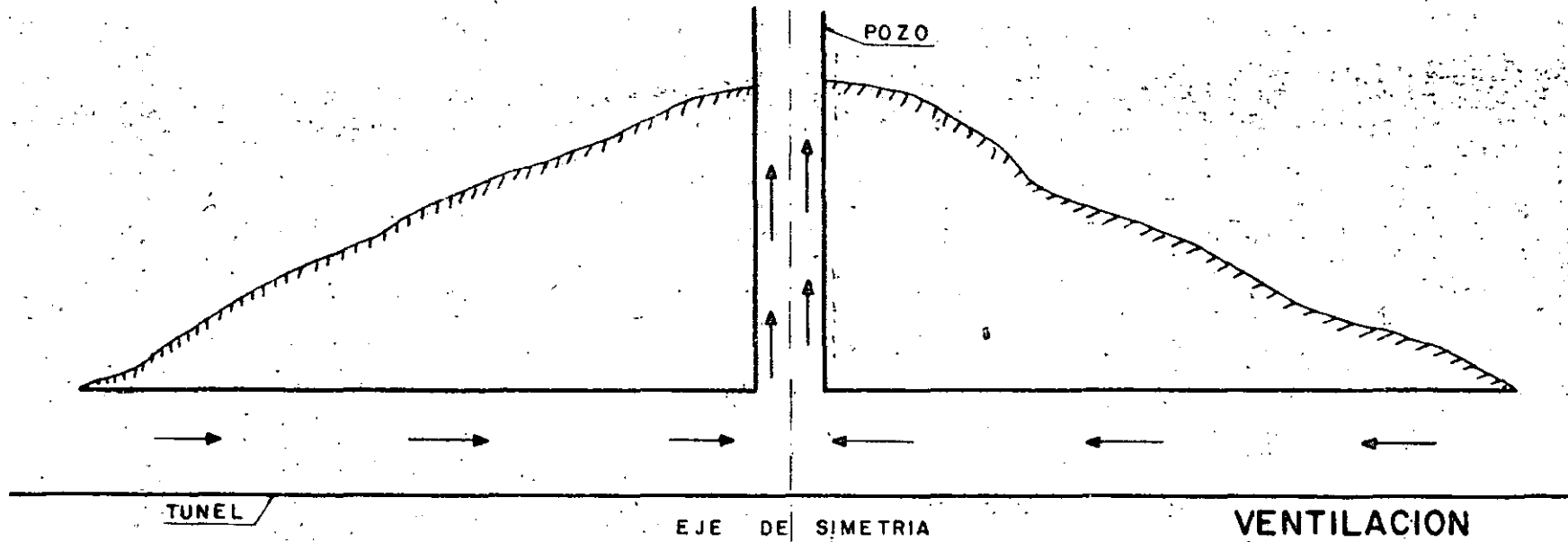
El número de pozos y su interdistancia depende , pues , de la cantidad necesaria de aire , de la sección del túnel y de la máxima velocidad admisible :

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 .

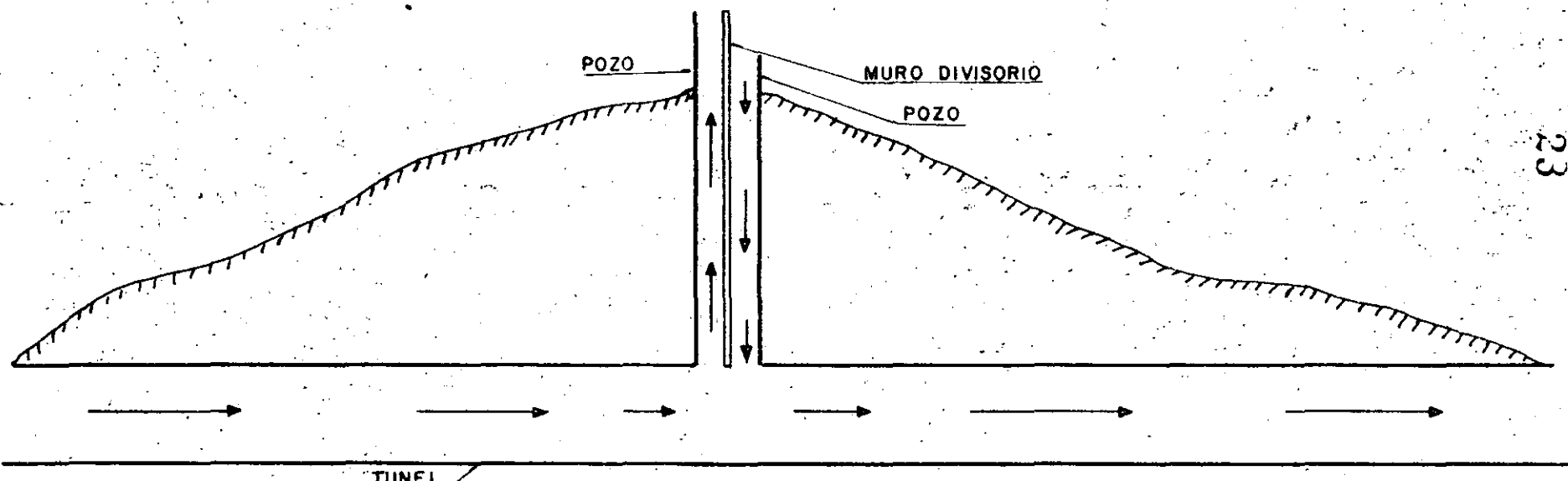
Por otro lado la ventilación longitudinal ofrece graves inconvenientes en caso de incendio , pues el aire fresco se calienta y se carga de gases nocivos además de inyectar oxígeno muy necesario para el fenómeno de combustión .

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

23



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 ) .

Quando 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 ) .

Quando 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 implan  
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 :

$$95.0 \text{ KW}$$

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  $\Delta t$  de  $3^\circ \text{ C}$  ( 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 :

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

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

$Q_t$  = Calor total generado .

$\Delta H$  = Diferencia de entalpias entre las condiciones exteriores  $H_2$  e interiores  $H_1$

$\rho$  = Densidad, promedio del aire en la Ciudad de México.

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

$t = 24.75 \text{ }^\circ\text{C}$  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 :

$t = 28^\circ\text{C}$  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 .



# CARTA PSICROMETRICA

PRESION BAROMETRICA 22.7 MG. - 711.7 PSIA

ALTITUD 7 500 PIES

TEMPERATURAS NORMALES

① CONDICIONES INTERIORES

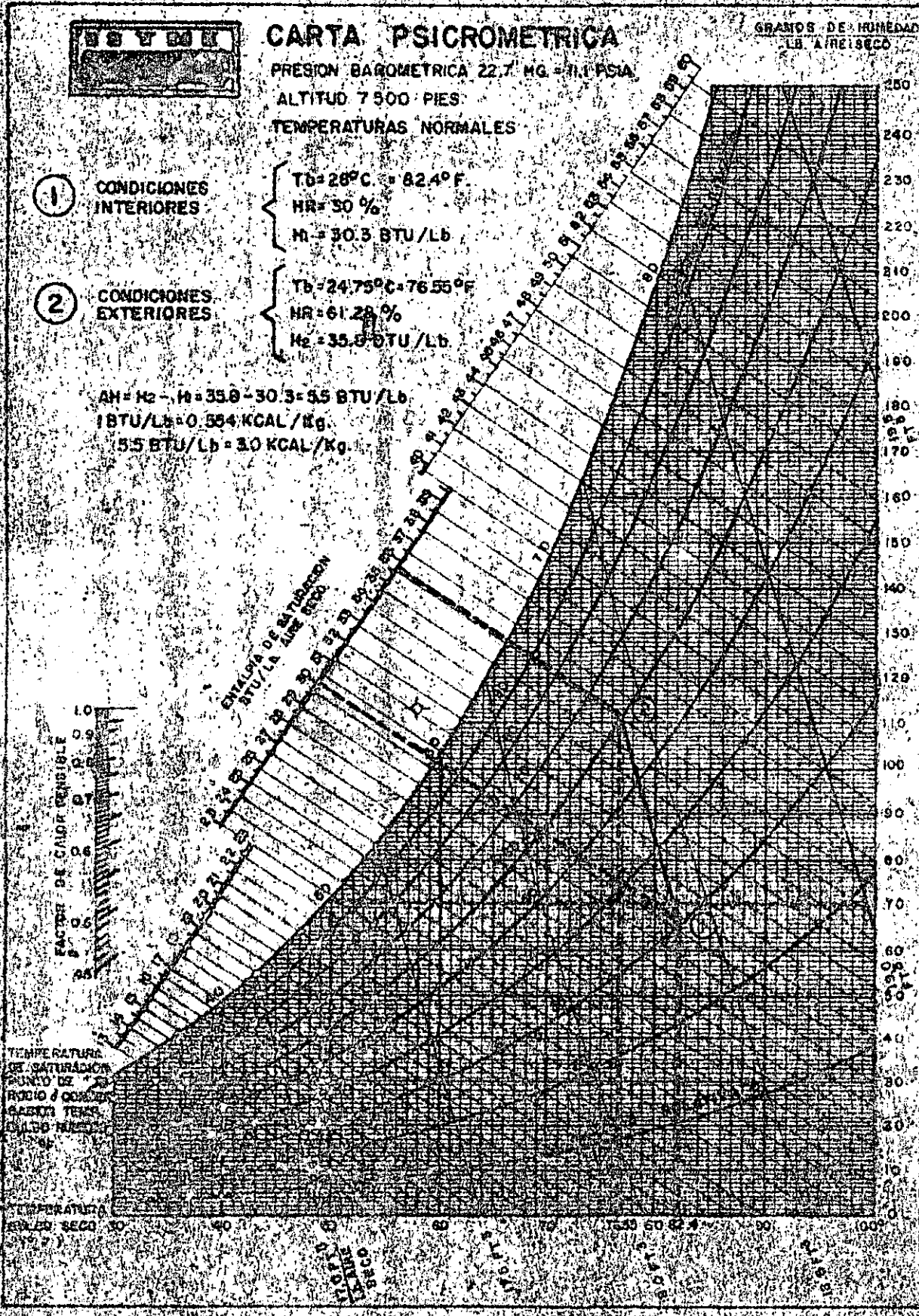
$T_0 = 26^{\circ}\text{C} = 82.4^{\circ}\text{F}$   
 $HR = 50\%$   
 $H_0 = 30.3 \text{ BTU/Lb}$

② CONDICIONES EXTERIORES

$T_b = 24.75^{\circ}\text{C} = 76.55^{\circ}\text{F}$   
 $HR = 61.28\%$   
 $H_2 = 35.8 \text{ BTU/Lb}$

$AH = H_2 - H_0 = 35.8 - 30.3 = 5.5 \text{ BTU/Lb}$   
 $1 \text{ BTU/Lb} = 0.554 \text{ KCAL/Kg}$   
 $5.5 \text{ BTU/Lb} = 3.0 \text{ KCAL/Kg}$

GRANOS DE HUMEDAD  
LB. AIRE SECO



## 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 ( $300 \text{ m}^2$  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  $380 \text{ m}^2$  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  $120 \text{ m}^2$  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 cabeceras 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 rodetes 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 .

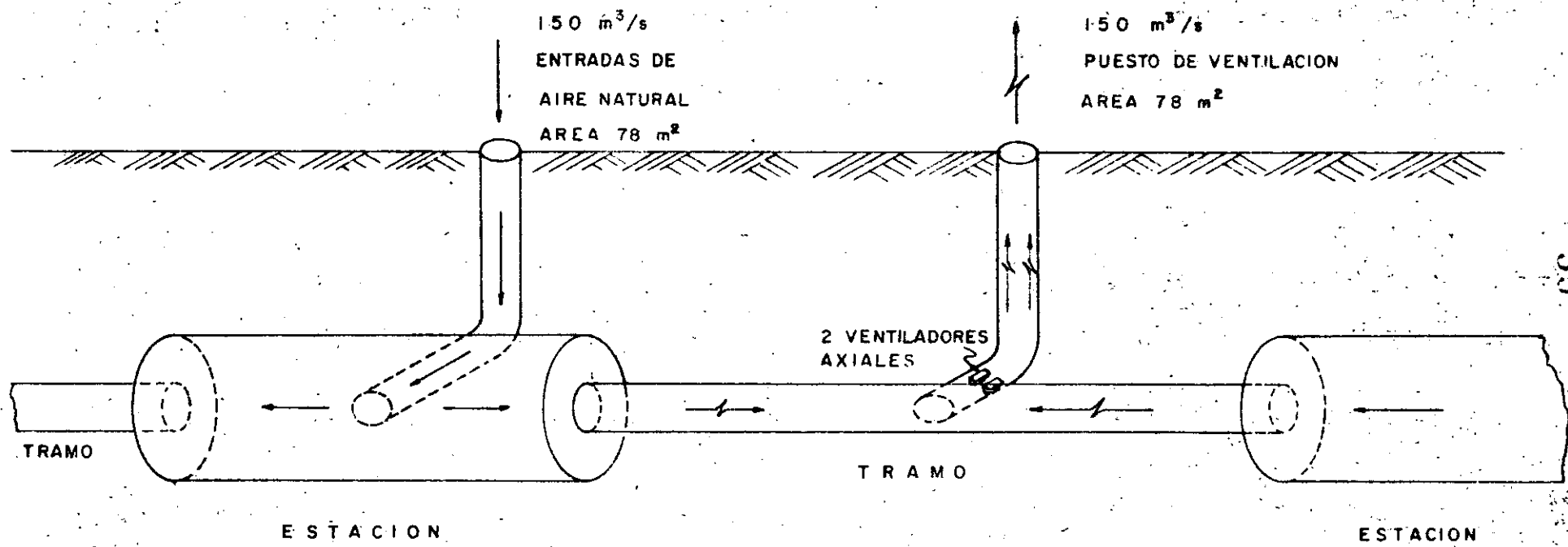


FIGURA No 10

VENTILACION MECANICA PARA EL TUNEL  
DEL METRO EN LA PRIMERA ETAPA

→ INYECCION DE AIRE  
- - - - - EXTRACCION DE AIRE

33

# INYECCION

# EXTRACION

## ESTACION

ENTRADAS DE AIRE EN ACCESOS = 100 m<sup>3</sup>/s  
 INYECCION MECANICA CABECERAS = 150 m<sup>3</sup>/s  
 -----  
 250 m<sup>3</sup>/s

ESTACION : EXTRACCION MECANICA 100 m<sup>3</sup>/s  
 TRAMO : EXTRACCION MECANICA 150 m<sup>3</sup>/s  
 -----  
 250 m<sup>3</sup>/s

34

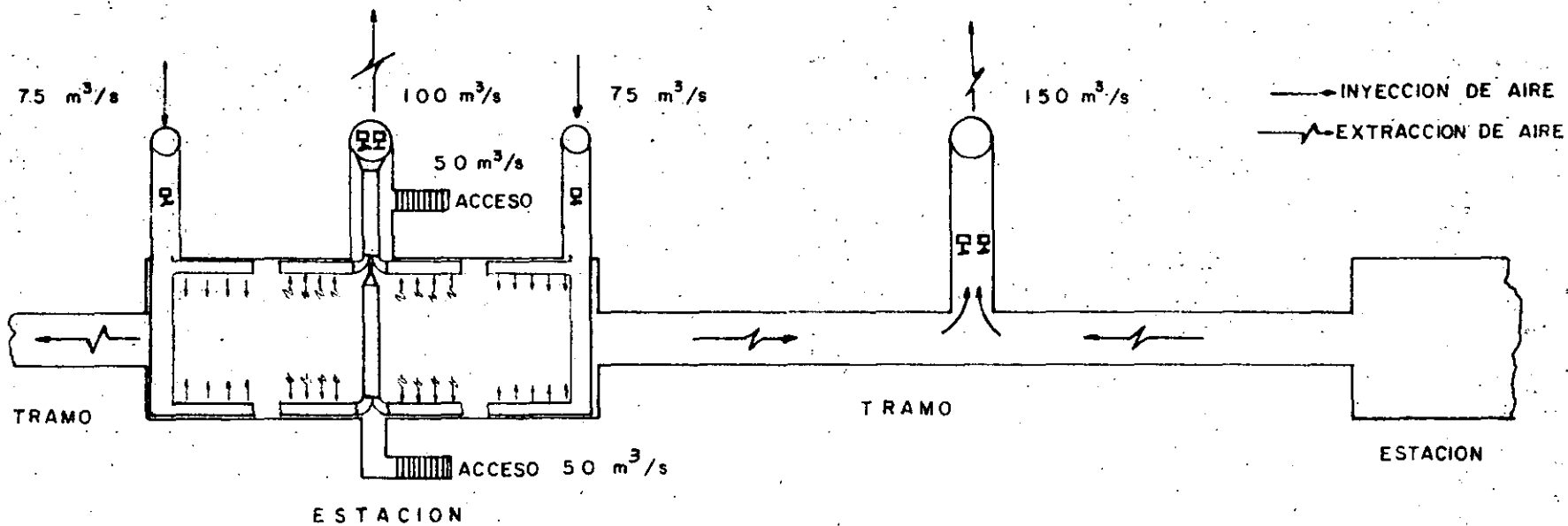


FIGURA No II  
 VENTILACION MECANICA PARA EL TUNEL  
 DEL METRO EN LA SEGUNDA ETAPA

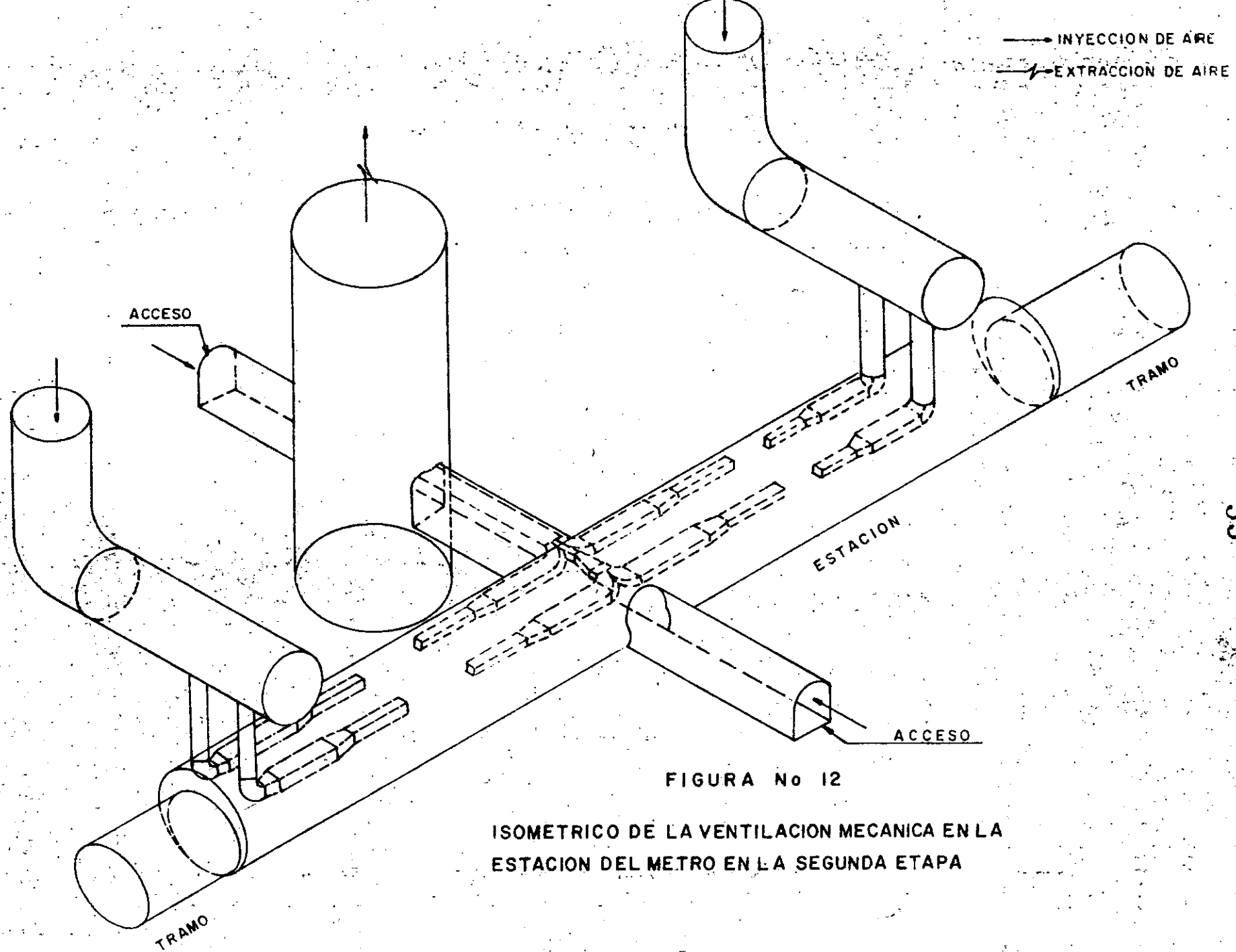


FIGURA No 12

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

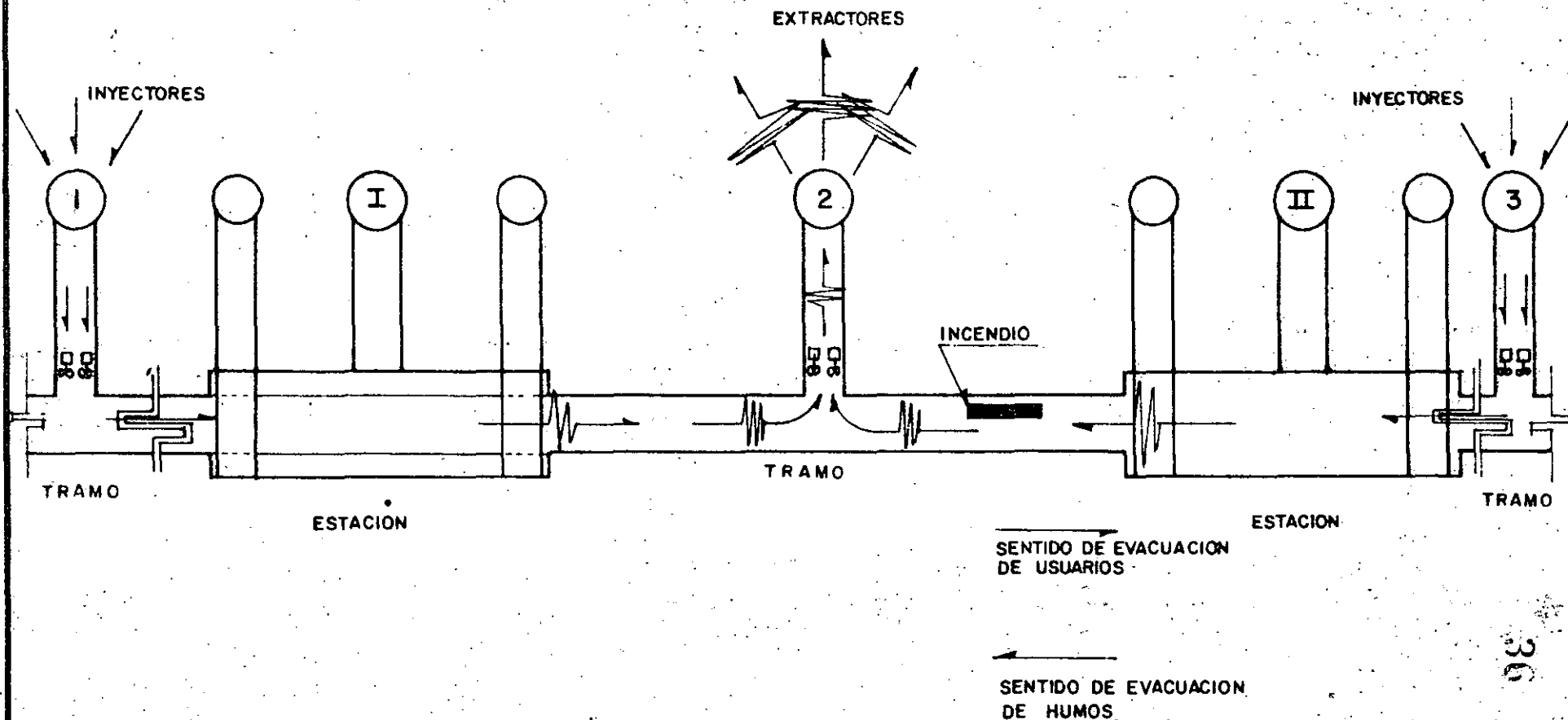


FIGURA No 13

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

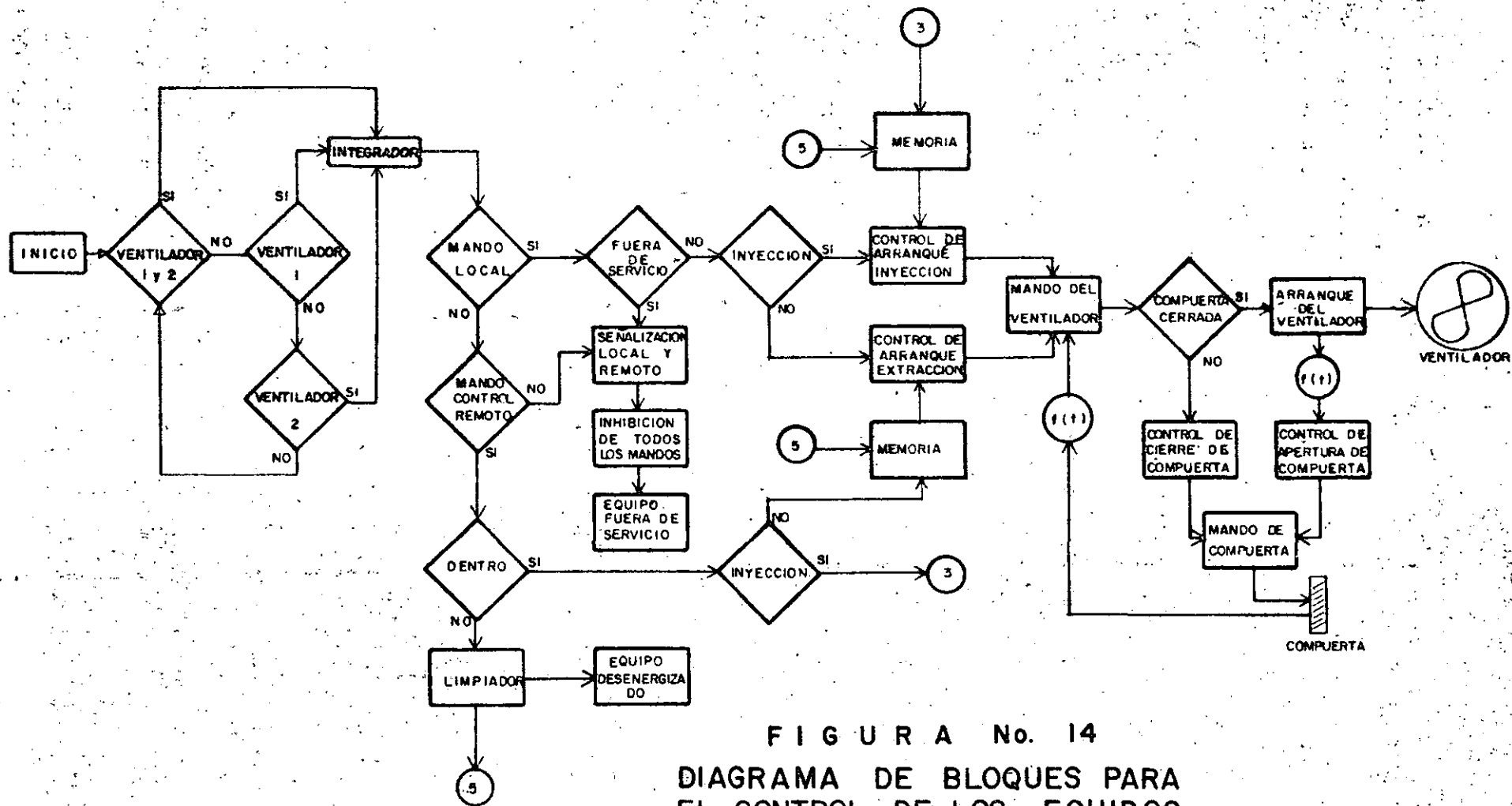


FIGURA No. 14  
 DIAGRAMA DE BLOQUES PARA  
 EL CONTROL DE LOS EQUIPOS  
 DE VENTILACION

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. manteadas 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 cúbicos.

$$\text{Si consideramos 10 cambios de aire/hr} = \frac{48,000 \times 10}{60} =$$

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) | Equipo 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 <sup>2</sup> 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 rocas 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 :

$$P_f = f \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2}{2g}$$

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 :

$$P_f = 0.1 \frac{2,200}{7m} \times \frac{16}{20} = 24 \text{ Mts ( altura agua ) .}$$

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 CONSTRUCCION 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 : EVAUCACION DE AGUAS

### VIII. EVACUACION DE AGUAS .

#### VIII.1 Durante la construcción .

La construcción de túneles en pendiente no presenta dificultades particulares si se exceptua de la evaucación 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 sumergir 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 es 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 .

Seguramente 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 cunetas, etc.
- Continuar los aforos para ajustar hasta donde sea posible, la curva (s) 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  $6 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 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 .

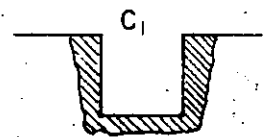
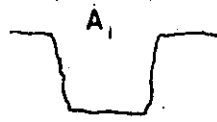
Es muy importante que el conducto de drenaje tenga continuidad a todo lo largo del túnel para que él ó los cárcamos ubicados en los puntos bajos reciban las aportaciones de agua y cumplan su función .

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 .

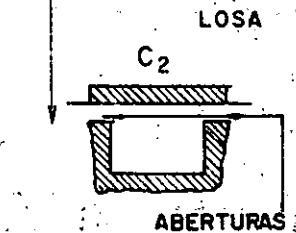
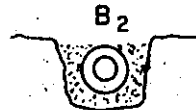
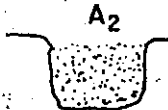
TABLA PARA SELECCIONAR EL TIPO DE ZANJA

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 <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
500				
400				
300				
200	A <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>
150				
100		A <sub>2</sub>		
50				
25	A <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	
12.5				
00				

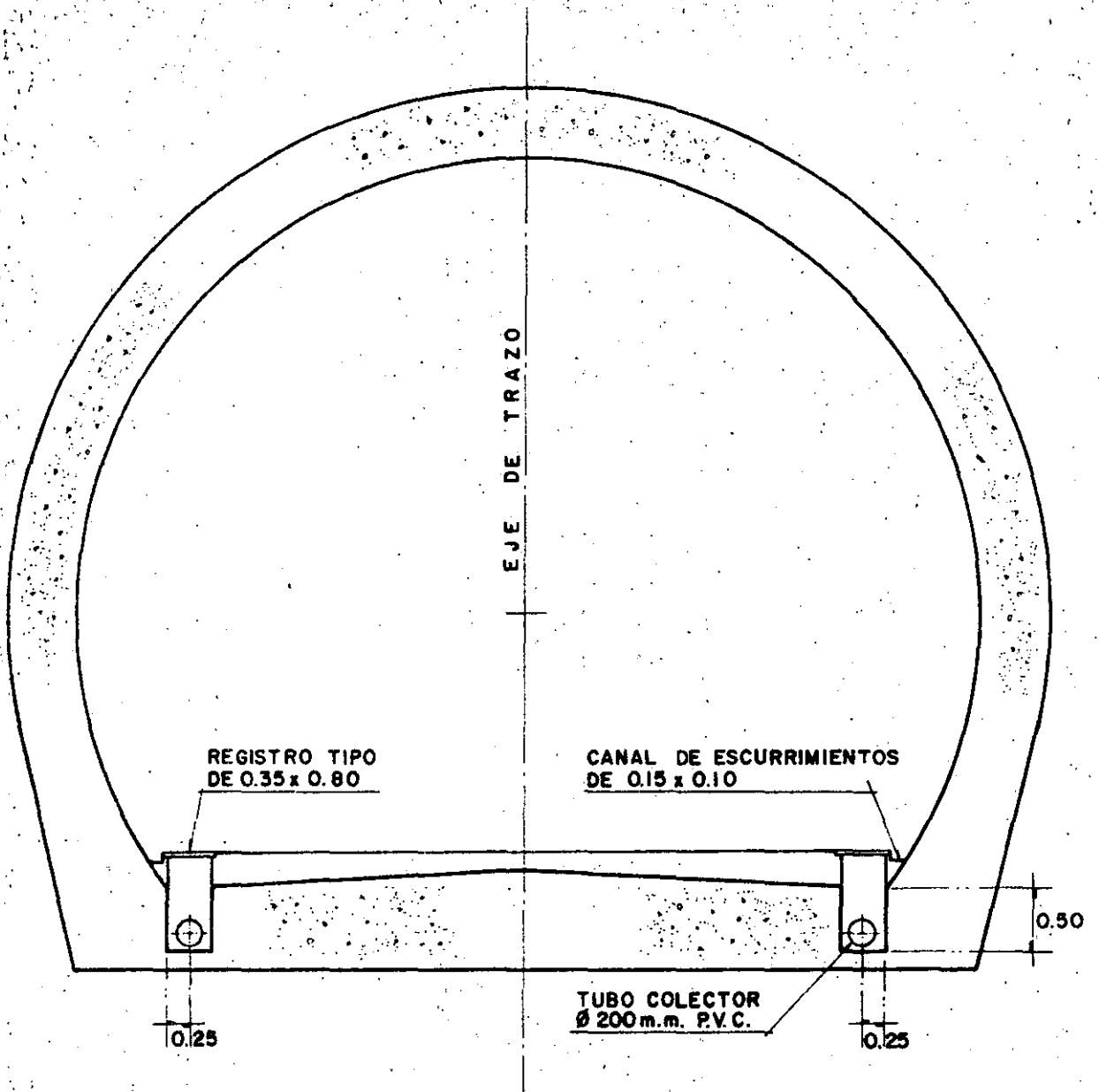
(1) FASE DE EXCAVACION



(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 sucedio en 1979 en el túnel NIHONZAKA 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 <sup>su inicio</sup> ~~su inicio~~ 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 requieren 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 intervención 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 municipal 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 m<sup>2</sup> -- 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 almace- namiento 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 importan- te que no se opere el sistema de extracción de humos mientras no se tenga perfectamente localizado el incendio .

## IX.3.4 Aluminado 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 .

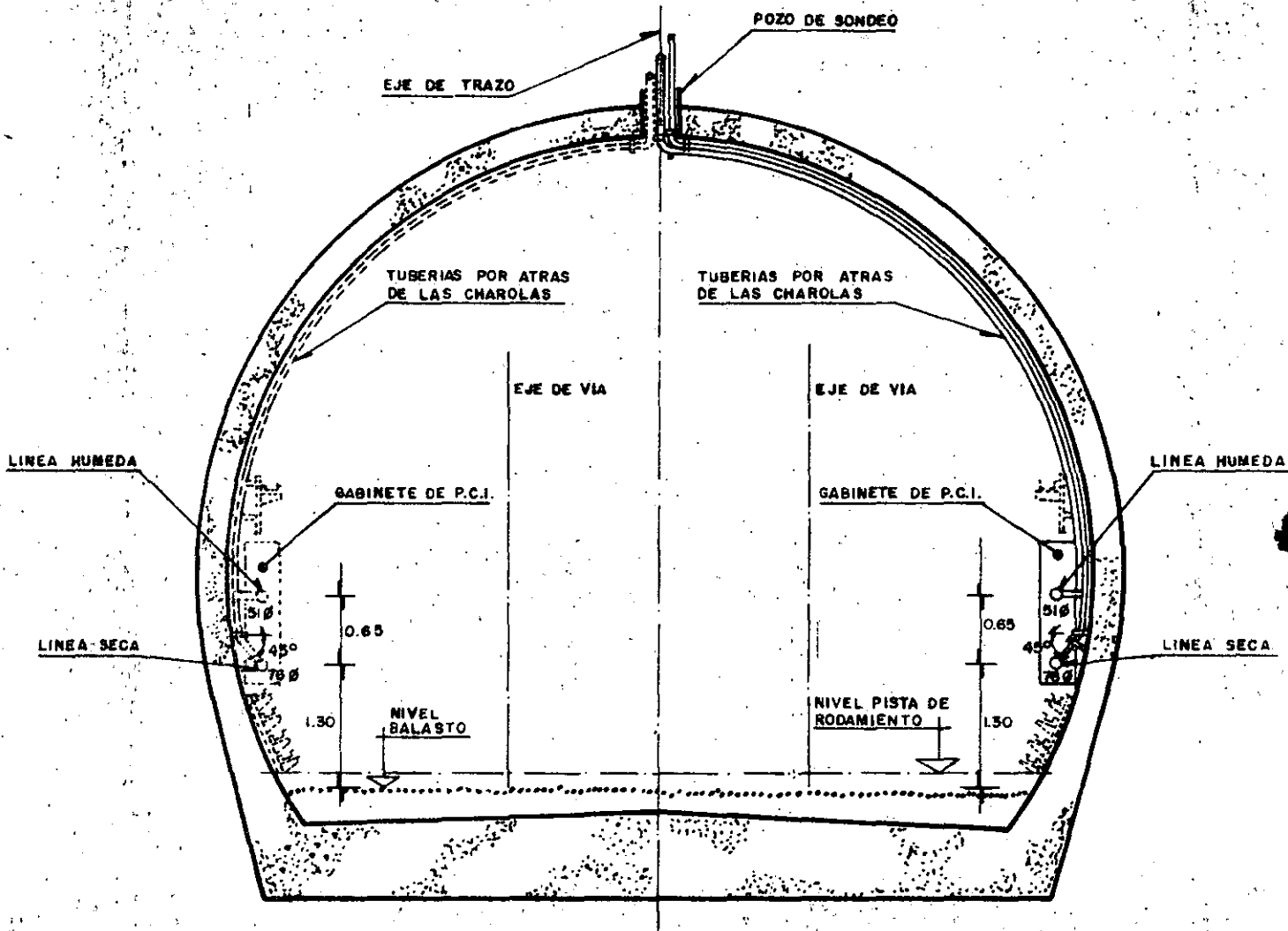
Ante la presencia de humo en el túnel es conveniente que se cuente con placas de localización de alta visibilidad a cada 10 ó 20 metros alternadas que indiquen claramente la distancia a la salida más próxima y la ubicación de mangueras y equipo auxiliar .

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 8:1

1.- " VENTILACION Y GENERACION DEL CALOR EN METRO

V. YA TSODIKOV

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.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

ALUMBRADO EN TUNELES

ING. JOSE BERUMEN GONZALEZ

SEPTIEMBRE, 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.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 preveer -- 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 - candelas , 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 LUMBRAMIENTO

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 comunmente 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 perimétrales , 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

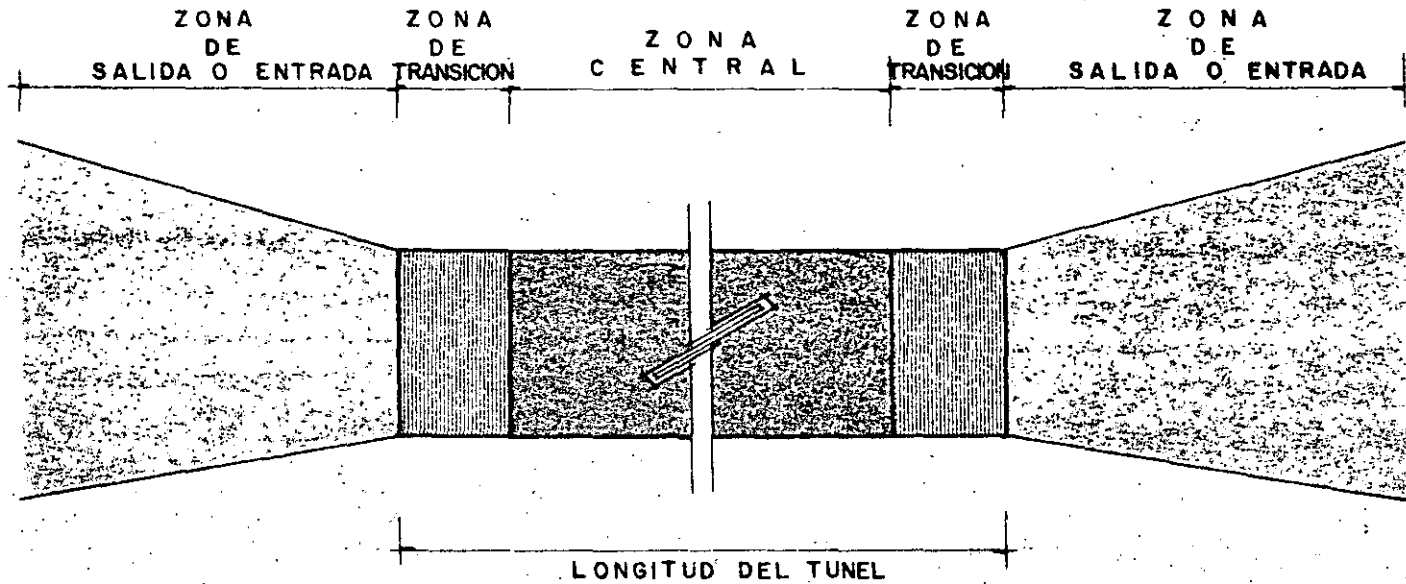


FIGURA N° 1

NOTA : PARA LONGITUDES DE CADA ZONA  
VER FIGURA N° 3

- e) Evitar el efecto de parpadeo .
- f) Adecuar 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 .

1.6. - NORMAS Y REGLAMENTOS .

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 Manufacturers 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 luminosos 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 , esto es , en la zona de umbral . El nivel requerido en esta zona depende del nivel exterior que en un día soleado -- puede alcanzar  $8000 \text{ cd/m}^2$  ( 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 tamizadores 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 .

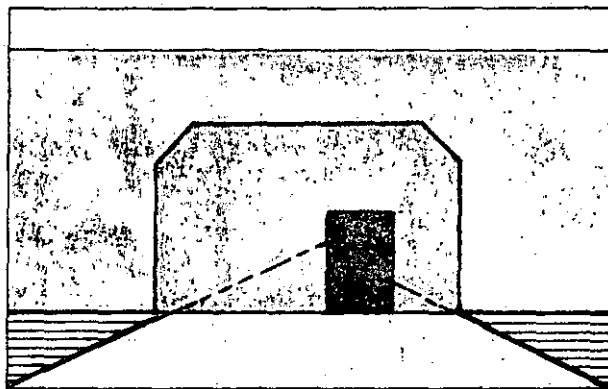


FIG. No. 2

EFFECTO DE "AGUJERO NEGRO" A LA ENTRADA DE UN TUNEL LARGO.

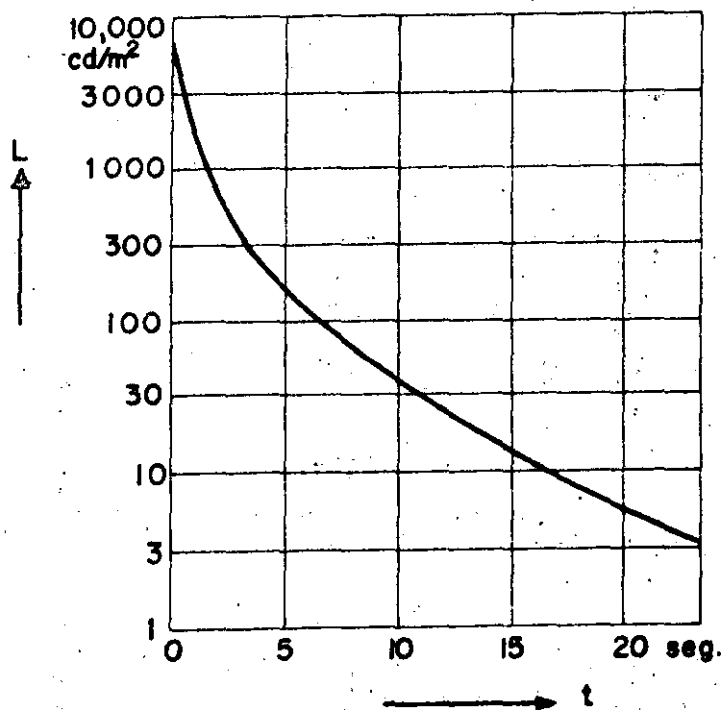


FIG. No. 3

RELACION ENTRE TIEMPO DE ADAPTACION "t" Y LUMINANCIA "L".



### 2.1.2 Zona de transición..

## 14

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  $8000 \text{ cd/m}^2$  ( 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 forzosamente 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  $15 \text{ cd/m}^2$  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  $10 \text{ cd/m}^2$  , mientras que para velocidades altas (80 Km/hr) el nivel debe subir a  $25 \text{ cd/m}^2$  .

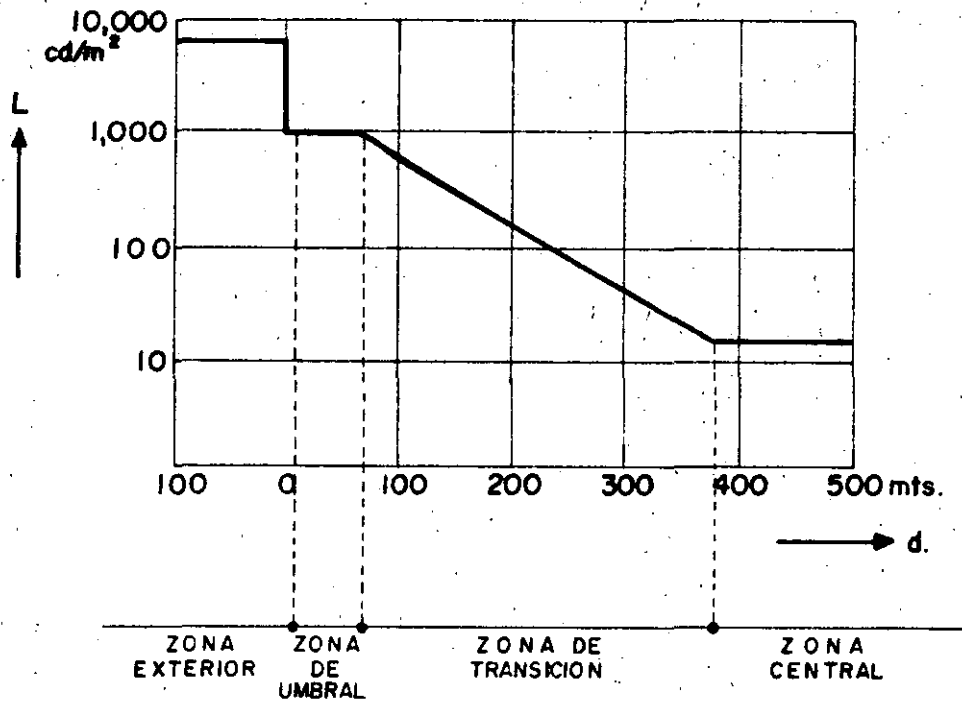


FIG. No 4

GRADIENTE DE LUMINANCIA RECOMENDADO EN TUNEL  
PARA VEHICULOS CON VELOCIDAD DE 75 km/h.

## 2.1.4 Zona de salida .

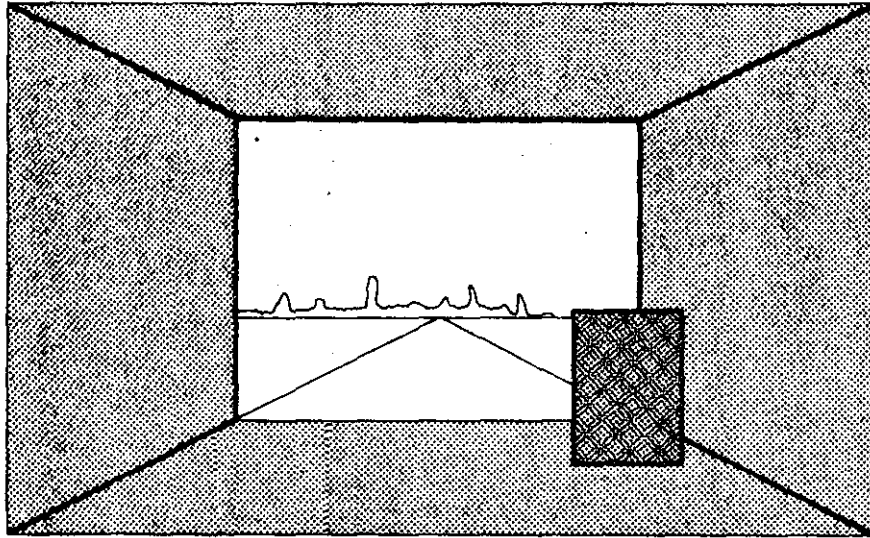
Durante el día , la salida de un túnel se presenta al conductor que se encuentra dentro como un agujero brillante contra el cual los obstáculos son claramente visibles como siluetas . Este efecto de silueta puede acentuarse -- ( ver figura No. 5 ) , dando a las paredes una alta reflectancia .

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 .

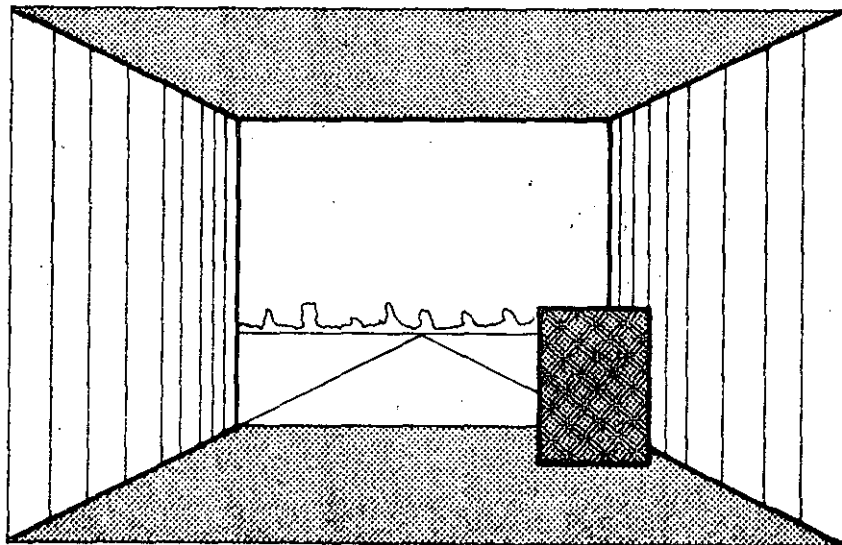
## 2.2 Iluminación nocturna .

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  $3 \text{ cd/m}^2$  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 %
OSCURA	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 .

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 através de la tubería principal hasta la salida, en la zona de colocación.

## 8. - Valuación de las constantes de integración (continuación)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right) \quad (g)$$

Para  $r = a$ ,  $\sigma_r = -p_i$  y para  $r = b$ ,  $\sigma_r = -p_o$

$$-p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{a^2} \right) \quad (1)$$

$$-p_o = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{b^2} \right) \quad (2)$$

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} - C_1(1+\mu) = -C_2 \frac{(1-\mu)}{a^2} \quad (1)$$

$$-p_o \frac{1-\mu^2}{E} - C_1(1+\mu) = -C_2 \frac{(1-\mu)}{b^2} \quad (2)$$

Despejando  $C_2$  de (1) y (2) queda:

$$C_2 = \frac{a^2}{1-\mu} \frac{1-\mu^2}{E} p_i + \frac{a^2}{1-\mu} C_1(1+\mu)$$

$$C_2 = \frac{b^2}{1-\mu} \frac{1-\mu^2}{E} p_o + \frac{b^2}{1-\mu} C_1(1+\mu)$$

Iguando:

$$\frac{a^2 p_i (1+\mu)}{E} + \frac{a^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu} = \frac{b^2 p_o (1+\mu)}{E} + \frac{b^2 C_1 (1+\mu)}{1-\mu}$$

$$\frac{(1+\mu)}{E} (a^2 p_i - b^2 p_o) = C_1 \frac{1+\mu}{1-\mu} (b^2 - a^2)$$

$$\therefore C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2}$$

9. Sustitución de las constantes de integración en las expresiones de los esfuerzos normales radial y tangencial.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g) \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} ; \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Sustituyendo  $C_1$  y  $C_2$  en (g)

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ (1+\mu) \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{1-\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (i)$$

Sustituyendo  $C_1$  y  $C_2$  en (h)

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ (1+\mu) \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{1-\mu}{r^2} \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (j)$$

10. Desplazamiento radial en la superficie interior del cilindro solo para presión interna.

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \quad (a)$$

Para  $r = a$  y  $p_o = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} a + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{1}{a}$$

$$u = \frac{(1-\mu) a^3 p_i + (1+\mu) a b^2 p_i}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left( \frac{a^2 (1-\mu) + b^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left( \frac{a^2 - a^2 \mu + b^2 + b^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{\mu (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = \frac{a p_i}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 + a^2} + \mu \right) \quad (b)$$

11.- Desplazamiento radial en la superficie exterior del cilindro solo para presión externa

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2} \frac{1}{r} \quad (0)$$

Para  $r = b$  y  $p_i = 0$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{-b^2 p_o}{b^2 - a^2} b + \frac{1+\mu}{E} \frac{-a^2 b^2 p_o}{b^2 - a^2} \frac{1}{b}$$

$$u = \frac{-b^2 p_o (1-\mu) - a^2 b p_o (1+\mu)}{E (b^2 - a^2)}$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left( \frac{b^2 (1-\mu) + a^2 (1+\mu)}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left( \frac{b^2 - b^2 \mu + a^2 + a^2 \mu}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \frac{b^2 - a^2}{b^2 - a^2} \right)$$

$$u = - \frac{b p_o}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (2)$$

## 12. Despeje de $\lambda$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(a^2 - \lambda b^2)}{b^2 - a^2} \cdot p \cdot b + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} \cdot p \cdot \frac{(1 + \lambda)}{b} = \frac{\lambda p b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}$$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 p b}{b^2 - a^2} - \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{\lambda p b^3}{b^2 - a^2} + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 p b}{b^2 - a^2} - \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 b^2 \lambda p}{b^2 - a^2} = \frac{\lambda p b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}$$

$$\lambda \left( \frac{p b (m_2 + 1)}{E_2 m_2} + \frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{p b^3}{b^2 - a^2} + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{a^2 p b}{b^2 - a^2} \right) = \frac{a^2 p b^2 (m_1 - 1 + m_1 + 1)}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$$

Reduciendo  $p$  y una  $b$  queda:

$$\lambda \left( \frac{m_2 + 1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right) = \frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}$$

$$\lambda = \frac{\frac{2 a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{E_2 m_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

## PANDEO EN TUBERIAS Y LUMBRERAS DE PRESION

Para el estudio de la presión crítica de pandeo en conductos a presión con camisa metálica empacada con mortero o concreto utilizaremos el método de Ernst Amstutz de la Cia. Wartmann de Suiza quien verificó los resultados teóricos mediante dispositivos de prueba, presentado en la revista Water Power de noviembre, 1970.

### TEORIA DE PANDEO

El pandeo de un tubo embebido en concreto bajo presión uniforme externa no es un problema clásico de estabilidad como por ejemplo cuando un tubo libre deja su estado de equilibrio cuando alcanza la presión crítica. Una deformación ocurrirá en uno o varios puntos cuando la presión externa exceda el preesforzamiento entre el tubo y el concreto que lo rodea.

La reducción elástica de la circunferencia del tubo resultante de la presión hidrostática externa solamente es posible si el tubo se abolla despegándose del concreto. Si la presión continua aumentando, las abolladuras se profundizan hasta que se pegan unas con otras, por ejemplo, para un comportamiento elástico las deformaciones crecerían permanentemente sin incremento de la carga.

Pero en la práctica la resistencia del tubo queda limitada desde el momento que alcanza la plasticidad. En ese instante las deformaciones aumentan rápidamente, no por causa de las condiciones geométricas, sino por causa de la resistencia límite del material, de tal manera que el contacto de las abolladuras ocurre prácticamente en cuanto se alcanza la plasticidad. Las experiencias demuestran que la extensión mayor de la abolladura ocurre siempre paralela al eje del tubo, a causa de la poca resistencia de la placa contra flexión en esa dirección.

En el caso en que la abolladura tiene la forma de una concha, quiere decir que hubo buena resistencia de la placa a la flexión en sentido longitudinal.

Esto significa que es posible delimitar nuestra consideración a un anillo de ancho unitario.

La fricción entre el tubo y el concreto se desprecian ya que su efecto favorable es incierto.

En la Fig. 2 se muestra un elemento infinitesimal de la pared de un tubo con su radio inicial  $r$ , el ángulo central  $d\varphi$  y el desplazamiento radial  $\eta$ . Por otro lado tenemos que la presión externa distribuida uniformemente con un valor igual a  $p$ , el elemento queda



sojeto a una fuerza axial  $N$ , una fuerza cortante  $Q$  y un momento flexionante  $M$ .

Las condiciones de equilibrio del elemento de longitud  $(r-\eta) d\varphi$  son:

haciendo el equilibrio de las fuerzas transversales:

$$dQ - N d\varphi - N \frac{d}{d\varphi} \left( \frac{d\eta}{r d\varphi} \right) + p (r-\eta) d\varphi = 0 \dots (1)$$

el equilibrio de las fuerzas axiales son:

$$Q d\varphi + dN = 0 \dots (2)$$

la ecuación de momentos:

$$Q \cdot r \cdot d\varphi - dM = 0 \dots (3)$$

la ecuación de deformaciones:

$$\frac{d^2 \eta}{d\varphi^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{\eta}{r^2} + \frac{M}{EJ} = 0 \dots (4)$$

En la expresión (1) los términos que contienen  $\eta$  representan la resultante de la carga adicional a partir de las deformaciones, por tanto  $N$  puede ser sustituida por  $N_0$  en el tercer término. y de acuerdo con la fórmula de esfuerzos para una onda,  $p$  puede ser sustituido por  $N_0/r$  en el cuarto término.

Utilizando la notación de puntos para las derivadas de  $\psi$  se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$Q - N = \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') - pr \quad 1(a)$$

$$Q + N' = 0 \quad 2(a)$$

$$Q \cdot r - M' = 0 \quad 3(a)$$

$$M = - \frac{EJ}{r^2} (\eta' + \eta''') \quad 4(a)$$

En estas cuatro ecuaciones podemos eliminar las tres variables  $Q$ ,  $N$  y  $M$  a partir de 1(a) y 2(a):

$$Q + Q'' = \frac{N_0}{r} (\eta' + \eta''') \quad (5)$$

y de 3(a) y 4(a):

$$Q = - \frac{EJ}{r^3} (\eta' + \eta''') \quad (6)$$

La eliminación de  $Q$  en las ecuaciones (5) y (6) nos da la ecuación diferencial que resuelve nuestro problema:

$$\eta \left( 1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'' \left( 2 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'''' = 0 \quad (7)$$

Utilizando:

$$E = \sqrt{\left( 1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right)} \quad (8)$$

La ecuación (7) se reduce a:

$$\eta = a \cos(E\psi) + b \cos \psi + c \quad (9)$$

Esto es suponiendo que el eje de referencia  $\psi=0$  coincide con el eje de simetría de la abolladura.

El término  $b \cos \psi$  significa geoméricamente una función paralela y el término  $c$  significa una contracción (un ensanchamiento si el término es positivo) de la circunferencia del tubo. El término  $a \cos(E\psi)$  representa las abolladuras alrededor de la línea central ( $b \cos \psi + c$ ) en la fig. 2.

Las constantes de integración  $a, b$  y  $c$  se determinan a partir de las condiciones de frontera. Se denomina con  $\alpha$  el ángulo  $\psi$  bajo el cual la placa pandeada toca de nuevo el concreto (o sean los extremos de la abolladura) teniendo las siguientes condiciones de frontera.

$$\eta_a = 0 \quad a \cos(E\alpha) + b \cos \alpha + c = 0 \quad \dots (10)$$

$$\eta'_a = 0 \quad a E \sin(E\alpha) + b \sin \alpha = 0 \quad \dots (11)$$

$$M_a = 0 \quad a(1 - E^2) \cos(E\alpha) + c = 0 \quad \dots (12)$$

de (11) se obtiene:

$$b = -a \frac{E \sin(E\alpha)}{\sin \alpha} \quad \dots (13)$$

de (12) obtenemos:

$$c = +a(E^2 - 1) \cos(E\alpha) \quad \dots (14)$$

sustituyendo (13) y (14) en (10):

$$E \tan \alpha = \tan(E\alpha) \quad \dots (15)$$

La solución de (15) se obtiene por tanteos en la tabla 1 y en la fig. 3. Otras ecuaciones definitivas para las constantes  $a, b$  y  $c$  son las ecuaciones de deformación, cuando la deformación compresional de la circunferencia del tubo es igual a la Fig. 1

Para determinar esta deformación de compresión, necesitamos el valor de la fuerza axial  $N$ .

De (1) y (2) se tiene:

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} (\eta + \eta'') \quad (16)$$

sustituyendo (9) en (16):

$$N + N'' = pr - \frac{N_0}{r} [a(1 - \epsilon^2) \cos(\epsilon\varphi) + c] \quad (17)$$

esta solución de acuerdo a (17) es:

$$N = pr - \frac{N_0}{r} [a \cos(\epsilon\varphi) + c] \quad (18)$$

Utilizando (12):

$$a = \frac{c}{(\epsilon^2 - 1) \cos(\epsilon\alpha)} \quad (19)$$

Se puede demostrar fácilmente que, con dimensiones usuales  $5 < c < 20$ , podemos despreciar el término  $(a \cos \epsilon\varphi)$  en (18) siendo muy pequeño comparado con el término correctivo  $c$  (el cual también es pequeño). Podemos por tanto tomar:

$$N = \text{constante} = pr - N_0 \frac{c}{r} \approx p(r - c) \quad (20)$$

La deformación de compresión  $\Delta$  tomada por la unidad de la circunferencia del tubo es:

$$\Delta = \frac{\pi r (N - \nu)}{E} = \pi r \frac{\sigma_N - \sigma_\nu}{E} \quad (21)$$

en donde  $\sigma_N$  es el esfuerzo normal proveniente de  $N$  y  $\sigma_\nu$  es un posible presfuerzo proveniente de una fuerza  $\nu$  resultante de una presión de inyección.

Si tuviéramos un hueco  $k$  entre el acero y el concreto en lugar de un preesfuerzo tendríamos:

$$\sigma_v = -\frac{k}{r} E \quad (22)$$

que viene a ser el esfuerzo de tensión necesario para cerrar el hueco.

La reducción geométrica de la circunferencia consiste de dos partes: La primera  $\Delta_1$  resulta del desplazamiento del centro de línea del tubo hacia el centro:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \int_0^\alpha \frac{\eta}{r} r d\varphi = \int_0^\alpha [a \cos(\epsilon\varphi) + b \cos\varphi + c] d\varphi \\ &= \frac{a}{\epsilon} \operatorname{sen}(\epsilon\alpha) + b \operatorname{sen}\alpha + c\alpha \quad (23) \end{aligned}$$

Utilizando (13) y (14) se tiene:

$$\Delta_1 = a\beta \quad (24)$$

con el coeficiente:

$$\beta = \left(\epsilon - \frac{1}{\epsilon}\right) [\epsilon\alpha \cos(\epsilon\alpha) - \operatorname{sen}(\epsilon\alpha)] \quad (25)$$

La segunda parte  $\Delta_2$  resulta de la inclinación de la línea elástica:

$$\Delta_2 = \int_0^\alpha [\sqrt{(r^2 + \eta^2)} d\varphi - r d\varphi] \approx \frac{1}{2r} \int_0^\alpha \eta^2 d\varphi \quad (26)$$

De (9) y (13) obtenemos:

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} \int_0^\alpha \left[ -\epsilon \operatorname{sen}(\epsilon\varphi) + \frac{\epsilon \operatorname{sen}(\epsilon\alpha)}{\operatorname{sen}\alpha} \operatorname{sen}\varphi \right]^2 d\varphi =$$

$$= \frac{a^2}{2r} \int_0^{\alpha} \left[ E^2 \sin^2(E\varphi) - 2E^2 \frac{\sin(E\alpha)}{\sin\alpha} \sin(E\varphi) \sin\varphi + E^2 \frac{\sin^2(E\alpha)}{\sin^2\alpha} \sin^2\varphi \right] d\varphi$$

$$\Delta_2 = \frac{a^2}{2r} E^2 \left\{ \frac{1}{2E} [E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha)] - 2 \frac{\sin(E\alpha)}{\sin\alpha} \frac{1}{E - \frac{1}{E}} \left[ \frac{1}{E} \sin(E\alpha) \cos\alpha - \sin\alpha \cos(E\alpha) \right] + \frac{\sin^2(E\alpha)}{2\sin^2\alpha} [\alpha - \sin\alpha \cos\alpha] \right\} \quad (27)$$

Relacionando con la ecuación (15) el término de en medio puede ser eliminado, esto es reduciendo  $\Delta_2$  a:

$$\Delta_2 = J^1 \frac{a^2}{4r} \quad (28)$$

con la expresión:

$$J^1 = E \left[ E\alpha - \sin(E\alpha) \cos(E\alpha) + E\alpha \frac{\sin^2(E\alpha)}{\sin^2\alpha} - E \sin^2(E\alpha) \cot\alpha \right] \quad (29)$$

anotando que:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (30)$$

obtenemos:

$$\pi r \frac{\sigma_H - \sigma_V}{E} = a\beta + J^1 \frac{a^2}{4r} \quad (31)$$

En la ecuación (3) solo  $\beta$  debe ser determinada con una condición. Repitiendo las condiciones mencionadas arriba: que en un punto el esfuerzo de la fibra extrema deberá alcanzar el punto de fluencia  $\sigma_F$ . Como se ve en la fig 1 esto sucede para las partes altas de la abolladura cuando  $\varphi=0$ , ya que allí las curvaturas de la abolladura y lo aplaniado del arco se suman. Los máximos esfuerzos ocurren en la fibra extrema para una distancia  $e$  desde el eje neutro, cuando los esfuerzos axiales y de flexión se suman.

De acuerdo a las ecuaciones (4a), (9) y (14) encontramos que:

$$\sigma_F = \sigma_N + \frac{M_0}{J} e = \sigma_N - E \frac{e}{r^2} (\eta_0 + \eta'_0) \quad (32)$$

y

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} &= \frac{e}{r^2} (a + b + c - aE^2 - b) = -\frac{e}{r^2} [a(1 - E^2) + c] \\ &= \left(\frac{ea}{r^2}\right) (E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)] \quad (33) \end{aligned}$$

continuándose que:

$$a = \frac{r^2}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left(\frac{1}{\delta}\right) \quad (34)$$

con el coeficiente:

$$J = (E^2 - 1) [1 - \cos(E\alpha)] \quad (35)$$

Combinando (34) y (31) se tiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} = \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{\pi \delta} \left[ 1 + \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{4\delta\beta} \right] \quad (36)$$

El cociente  $\frac{\beta}{\pi \delta}$  depende fuertemente de  $E$ . Para hacerlo más constante multiplicaremos ambos términos de la ecuación por  $E^2$ .

Tomando en consideración la ecuación (8) el término  $\lambda$  que queda queda:

$$E = \sqrt{\left(1 + \frac{Nr^2}{EJ}\right)} = \sqrt{\left[1 + \left(\frac{r}{\lambda}\right)^2 \frac{\sigma_N}{E}\right]} \quad (37)$$

en la cual  $\lambda = \sqrt{\frac{J}{F}}$  que es el radio de giro.

la ecuación final es:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} \left[ 1 + \left(\frac{r}{\lambda}\right)^2 \frac{\sigma_N}{E} \right]^{3/2}$$

$$= \phi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left[ 1 - \psi \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad (38)$$

con las funciones auxiliares:  $\phi = \frac{E^3 \beta}{\pi \delta} \quad (39)$

$$\psi = -\frac{\beta}{\lambda} \quad (40)$$

Los valores de  $\phi$  y  $\psi$  están en la Tabla 1 y graficados en la Fig. 3. Cuando estas curvas son muy planas dentro del intervalo de aplicación práctico ( $5 < E < 20$ ) se puede sustituir por el valor mínimo para  $E = 20$  lo cual queda del lado de la seguridad. El error se compensa parcialmente al despreciar el 1 dentro del paréntesis del término izquierdo. La ecuación final por tanto se obtiene:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F - \sigma_N} \left[ \frac{r}{\lambda} \sqrt{\frac{\sigma_N}{E}} \right]^3 \approx 1.73 \frac{r}{e} \left[ -0.225 \frac{r}{e} \frac{(\sigma_F - \sigma_N)}{E} \right] \quad (41)$$

Si  $\sigma_N$  es obtenido de (38) o (41) debemos determinar la presión crítica utilizando la ecuación (20).

$$p_{cr} = \frac{N}{r - c} = \frac{\sigma_N F}{r \left[ 1 - \frac{c}{r} \right]} \quad (42)$$

De (19), (34) y (35) se tiene:

$$\frac{c}{r} = \frac{(E^2 - 1) \cos(\epsilon \alpha)}{(E^2 - 1) [1 - \cos(\epsilon \alpha)]} = \frac{r}{e} \frac{(\sigma_F - \sigma_N)}{E} \quad (43)$$

y también que:

$$p_{cr} = \frac{\sigma_N F}{r \left[ 1 + \Omega \frac{r}{e} \frac{(\sigma_F - \sigma_N)}{E} \right]} \quad (44)$$

Con el coeficiente:

$$\Omega = -\cos(\epsilon \alpha) / [1 - \cos(\epsilon \alpha)] \quad (45)$$

—  $\Omega$  está calculada en la Tabla 1, y se muestra en el diagrama de la Fig. 3. Si tomamos  $\Omega_{max}$  para  $E = 20$  ( $\Omega = 0.175$ ) estaremos del lado de la seguridad y tendremos una nueva ecuación:



$$p_{cr} = \frac{F \sigma_N}{E \left( 1 + 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right)}$$

$$\approx \frac{F \sigma_N}{r} \left( 1 - 0.175 \frac{r}{e} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right) \quad \dots (46)$$

### TUBO CILINDRICO PLANO

Para un tubo cilíndrico plano con espesor de pared igual a  $d$ , tomamos  $i = \frac{d}{\sqrt{12}}$  y  $e = \frac{d}{2}$ . A causa de la restricción de la deformación lateral la componente de  $E$  tiene que ser sustituida por:

$$E^* = \frac{E}{\sqrt{1-\nu^2}} \quad \dots (48)$$

$$\text{y} \quad \sigma_F^* = \frac{\mu \sigma_F}{\sqrt{1-\nu+\nu^2}} \quad \dots (49)$$

Siendo la relación de Poisson  $\nu = 0.3$  y  $\mu$  un coeficiente por el efecto soportante, que indica la relación entre el punto de fluencia a la flexión y la deformación de tensión.

$$\mu = 1.5 - 0.5 \left[ \frac{1}{1 + \frac{E}{\sigma_F} \times 0.002} \right]^2 \quad \text{para secciones rectangulares según}$$

$$\approx 1.5 - 0.5 \left[ \frac{1}{1 + \frac{4}{\sigma_F}} \right]^2 \quad \dots (50)$$

Con  $\sigma_F$  en  $\text{ton/cm}^2$

En la fig 4 se muestra el diagrama esfuerzo-deformación

de una tira de metal de un tubo de prueba para tensión y flexión. El material conserva su elasticidad de flexión bajo el punto de fluencia calculado; esto probablemente ocurre a causa de que la fluencia solo es posible a través del área total de la sección transversal y no en fibras aisladas.

La cuestión salta de si es o no correcto utilizar el incremento de fluencia solamente para flexión y no para fuerza normal. Los ejemplos demuestran que en los casos prácticos los esfuerzos de flexión son siempre mayores que los esfuerzos normales. Si consideramos el caso crítico de pandeo encontraremos una distribución triangular de esfuerzos.

Podemos poner el caso de dos vigas con igual momento flexionante y fuerzas normales opuestas, una sobre la otra, entonces la condición de esfuerzos es la misma que para una viga sola con doble de peralte pero sujeta solamente a flexión. Por tanto los esfuerzos en las fibras extremas de una viga con diagrama triangular de esfuerzos es el mismo hasta el inicio de la fluencia que aquel de una viga sujeta a flexión pura. Se supondrá que esto es aproximadamente cierto para los diagramas de esfuerzos considerados.

De aquí que la ecuación (41) cambia a:

$$12 \left( \frac{r}{d} \right)^2 \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F^* - \sigma_N} \left( \frac{\sigma_N}{E^*} \right)^{3/2} = 1 - 0.45 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \quad (51)$$

y la ec (46) cambia a:

$$P_{cr} = \frac{\sigma_N}{\frac{r}{d} \left( 1 + 0.35 \frac{r}{d} \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right)} \quad (52)$$

Ciertamente es posible utilizar las ecuaciones exactas (38) y (44) con los valores auxiliares de  $\phi$ ,  $\psi$  y  $\Omega$  de acuerdo a la fig. 3, pero para casos prácticos esto no es necesario ya que el error es pequeño. Los términos correctivos del miembro de derecho son muy pequeños para valores pequeños de  $\epsilon$  cuando el error en  $\psi$  y  $\Omega$  es perceptible, particularmente en las ecuaciones (51) y (52).

Calculos comparativos para un tubo con relación de esbeltez límite  $r/d = 50$  de acero medio  $\sigma_F = 2.4 \text{ ton/cm}^2$  y  $\sigma_F^* = 3.8 \text{ ton/cm}^2$  y  $E^* = 2200 \text{ ton/cm}^2$ ; resulta con las ecuaciones exactas  $\sigma_N = 2.1 \text{ ton/cm}^2$ ,  $e = 5.4 \text{ cm}$ ,  $\phi = 1.97$ ,  $\psi = 0.245$ ,  $\Omega = 0.275$  y  $p_{cr} = 41.5 \text{ kg/cm}^2$ ; y con la solución aproximada  $\sigma_N = 2.05 \text{ ton/cm}^2$  y  $p_{cr} = 40.5 \text{ kg/cm}^2$  que representa un error de 2.4% sobre el lado de la seguridad.

Para un tubo delgado con relación de esbeltez límite  $r/d = 250$  de un acero de alta resistencia  $\sigma_F = 6.0 \text{ ton/cm}^2$  y  $\sigma_F^* = 8.8 \text{ ton/cm}^2$  y  $E = 2240 \text{ ton/cm}^2$ ; la ecuación exacta da:  $\sigma_N = 0.865 \text{ ton/cm}^2$ ,  $e = 17$ ,  $\phi = 1.75$ ,  $\psi = 0.225$ ,  $\Omega = 0.175$  y  $p_{cr} = 2.59 \text{ kg/cm}^2$ .

La ecuación aproximada da  $\sigma_N = 0.855 \text{ ton/cm}^2$  y  $p_{cr} = 2.61 \text{ kg/cm}^2$  que representa un error de 0.8%.

El diagrama de la fig. 5 muestra en escala logarítmica las relaciones entre la presión crítica y la relación de esbeltez para diferentes límites de fluencia de aceros, resultante de pruebas de tensión para intervalos de  $r/d < 250$  y  $p_{cr} < 100 \text{ kg/cm}^2$  (1000 m de columna de agua).

Las gráficas muestran que el ahorro en espesor de tubo para aceros de alta resistencia no es importante y por tanto no se justifica su precio elevado; la condición es diferente si la presión hidrostática interna es la que gobierna en el diseño. Excepto para zonas de transición el acero con  $\sigma_F = 24 \text{ kg/mm}^2$  deberá usarse en la mayoría de los casos.

Para el intervalo  $60 < r/d < 200$  puede usarse la fórmula empírica:

$$p_{cr} = \left(\frac{r}{d}\right)^{7/4} \quad (54)$$

con un error posible de  $\pm 2\%$ .

Cuando se utilice la gráfica de la fig. 5 o la expresión (54) deberá utilizarse un factor de seguridad de 1.5.

#### PRUEBAS DE PANDEO

Durante 1962-68 la Wartmann Co. desarrolló ensayos con la idea de determinar las cargas reales de pandeo y comprobar los análisis teóricos.

Para ello desarrollaron un modelo natural a escala como se ve en la fig. 8.

Los resultados de las pruebas realizadas en tubos  $\phi 96 \text{ cm}$  por  $150 \text{ cm}$  de largo, con espesores de 2, 5 y 6 mm correspondientes a una escala de  $1/3$  a  $1/4$  se muestran en la Tabla II.

La magnitud del error es  $\pm 2\%$ .

TABLA I

E	$\epsilon\alpha^\circ$	$\alpha^\circ$	$\tan \epsilon\alpha$	$\tan \alpha$	$E \tan \alpha$	$\cos(\epsilon\alpha)$	$\sin(\epsilon\alpha)$	$\sin \alpha$	$E\alpha$
3	270° 00'	90° 00'	$\infty$	$\infty$	$\infty$	0	-1.00000	-1.00000	4.71239
4	263° 37.2	65° 54.3	8.9446	2.2360	8.9440	-0.11112	-0.99381	0.91287	4.60104
5	261° 11.6	52° 14.3	6.4550	1.2910	6.4550	-0.15310	-0.98821	0.79056	4.55868
10	258° 19.7	25° 50'	4.8409	0.48413	4.8413	-0.20231	-0.97932	0.43575	4.50868
20	257° 40.2	12° 33'	4.5749	0.22873	4.5746	-0.21357	-0.97693	0.22297	4.49719

E	$\beta(25)$	$\gamma(29)$	$\delta(35)$	$\phi(39)$	$\psi(40)$	$\omega(48)$
3	-2.6667	28.3	8.00	2.88	0.331	0
4	-1.8095	32.7	16.67	2.21	0.271	0.100
5	-1.3933	38.7	27.67	2.00	0.251	0.133
10	-0.6650	71.4	119.03	1.78	0.226	0.168
20	-0.3286	143.4	484.2	1.73	0.225	0.175

TABLA II

Comparación entre las presiones críticas de pandeo teóricas y medidas en las pruebas

PRUEBA N°		1	2	3	4	5
Radio medio	mm	478	479	480	478	479
Espesor de la placa	mm	2.65	4.28	6.20	3.31	5.38
		—	—	—	152/125	152/250
Módulo elástico E	t/cm <sup>2</sup>	2140	2010	2110	2100	2130
Módulo elástico E*	t/cm <sup>2</sup> (48)	2280	2140	2250	2240	2270
Límite de fluencia $\sigma_F$	t/cm <sup>2</sup>	2.89	2.82	2.98	4.00	4.14
Límite de fluencia $\sigma_F^*$	t/cm <sup>2</sup> (49)	4.53	4.42	4.68	6.14	6.31
Rigidez de cortante	t/cm <sup>3</sup>	—	—	—	0.105	0.052
Factor de reducción k	(61)	—	—	—	0.525	0.763
Esfuerzo axial $\sigma_N$	t/cm <sup>2</sup> (51)	0.94	1.29	1.76	1.58	2.03
Presión crítica de pandeo $p_{cr}$	kg/cm <sup>2</sup> (52)	4.72	10.85	21.9	9.92	21.5
Presión de pandeo medida	kg/cm <sup>2</sup>	4.73	11.0	22.0	10.0	21.0

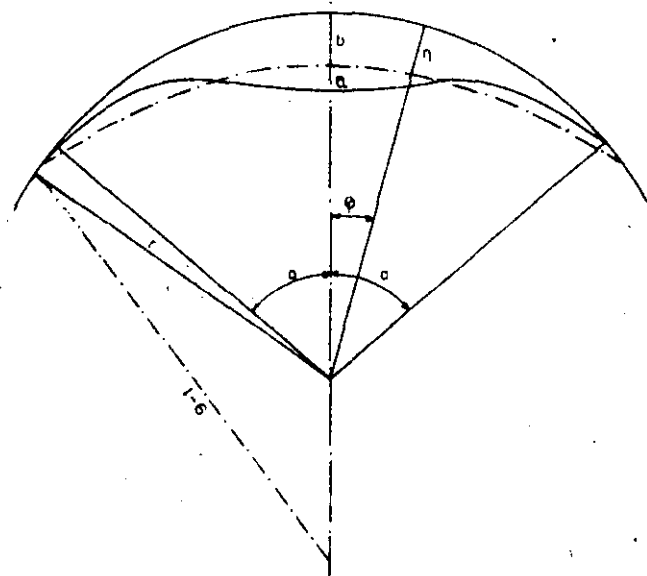


FIG. 1: FORMA DE COMBADURA HACIA ADETRON DEL TUBO

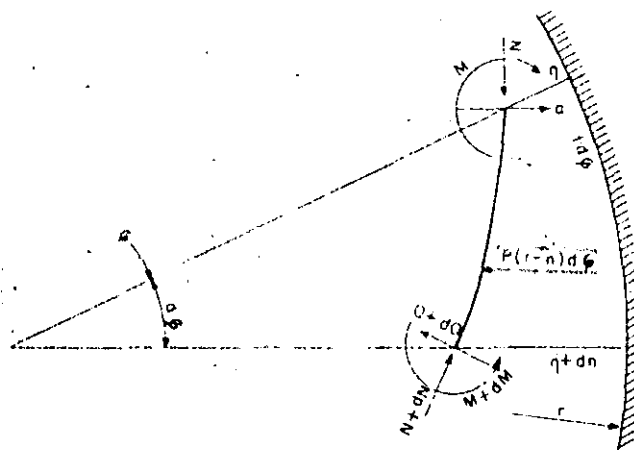


FIG 2: FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS SOBRE EL ELEMENTO DE TUBO PLANO

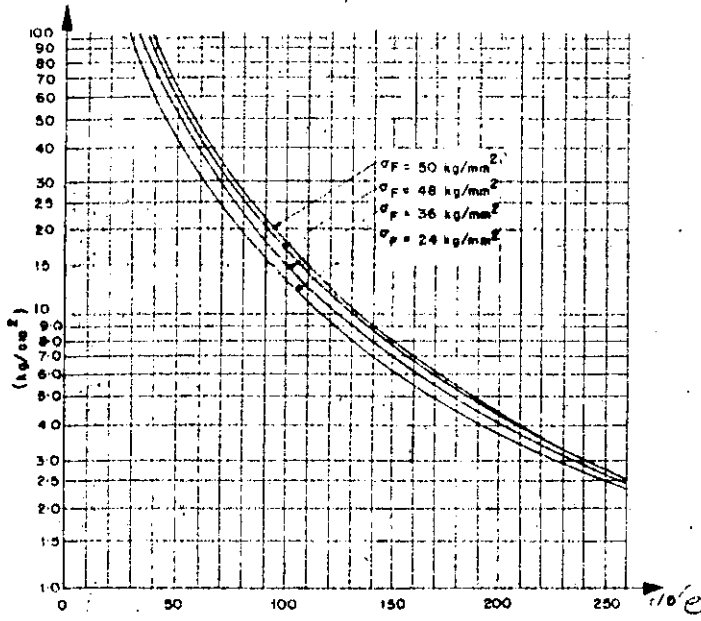


FIG. 5: PRESIONCRITICA DE PANDEO EN FUNCION DE LA RELACION DE ESBELTEZ PARA DIFERENTES RESISTENCIAS LIMITES DE ACEROS.

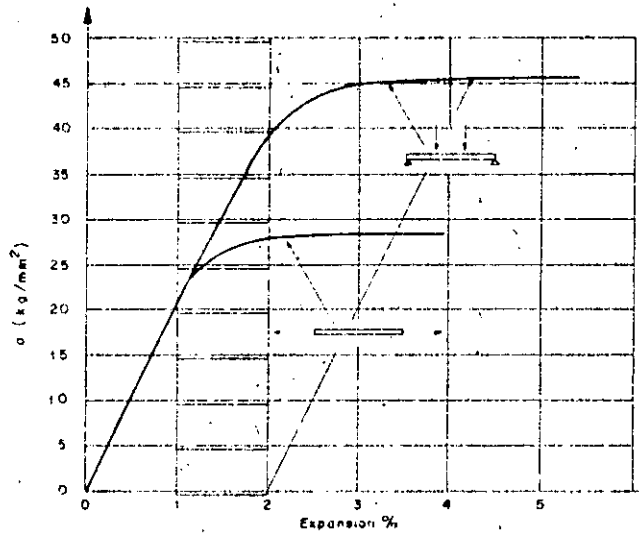


FIG. 4: DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACION PARA TENSION Y FLEXION

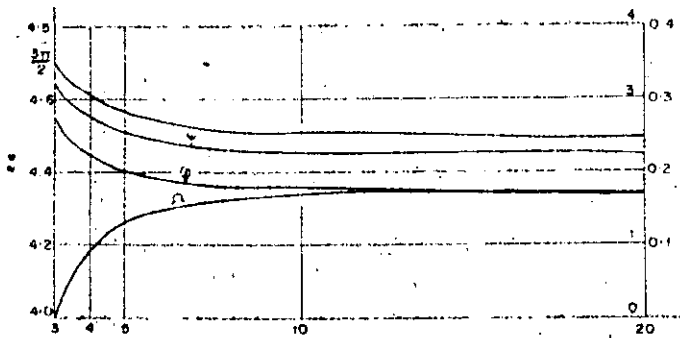


FIG. 3: VALORES DE  $\phi$  y  $\psi$



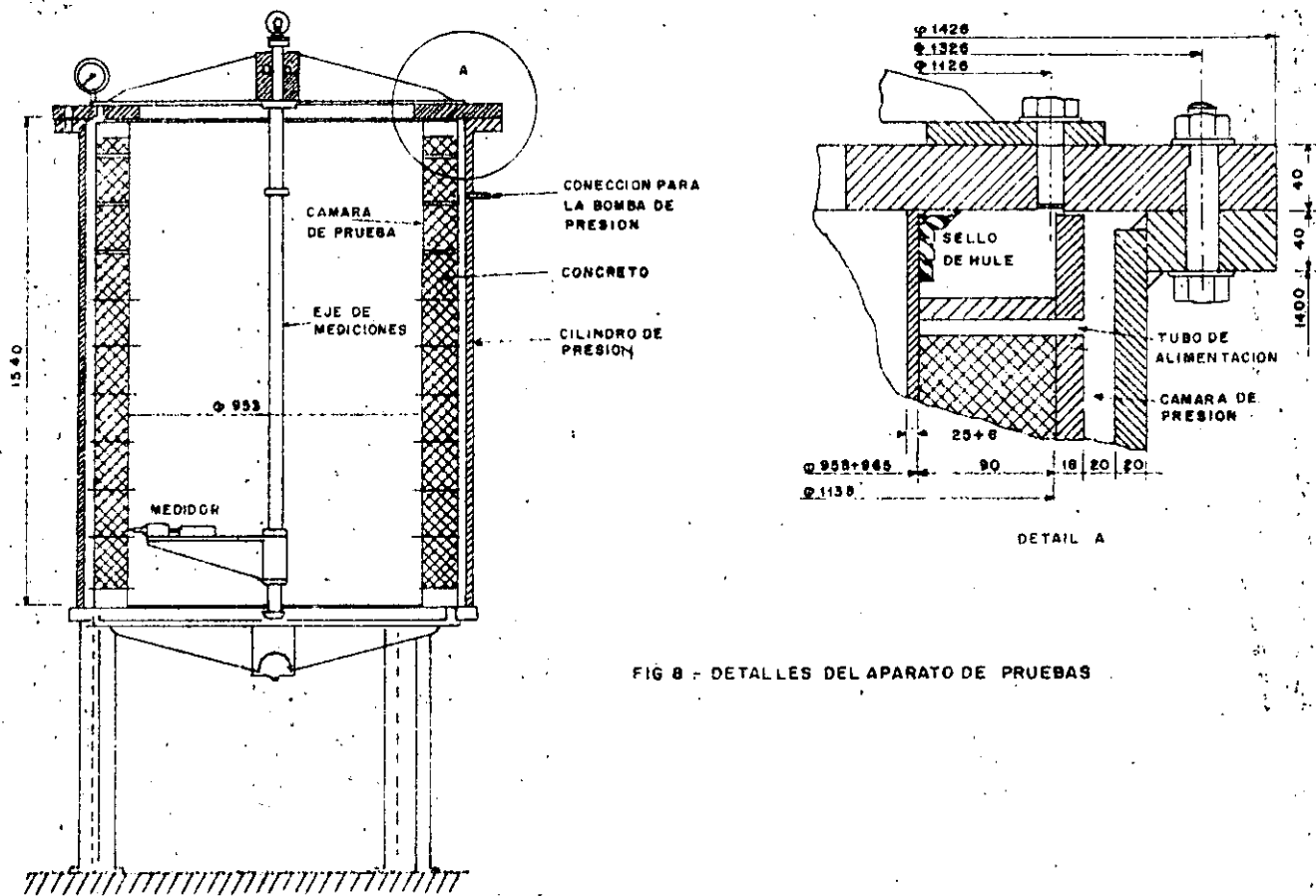


FIG 8 - DETALLES DEL APARATO DE PRUEBAS

## DESARROLLO DE ESFUERZOS RADIALES Y TANGENCIALES ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD CIRCULAR EN ROCA ELASTOPLÁSTICA

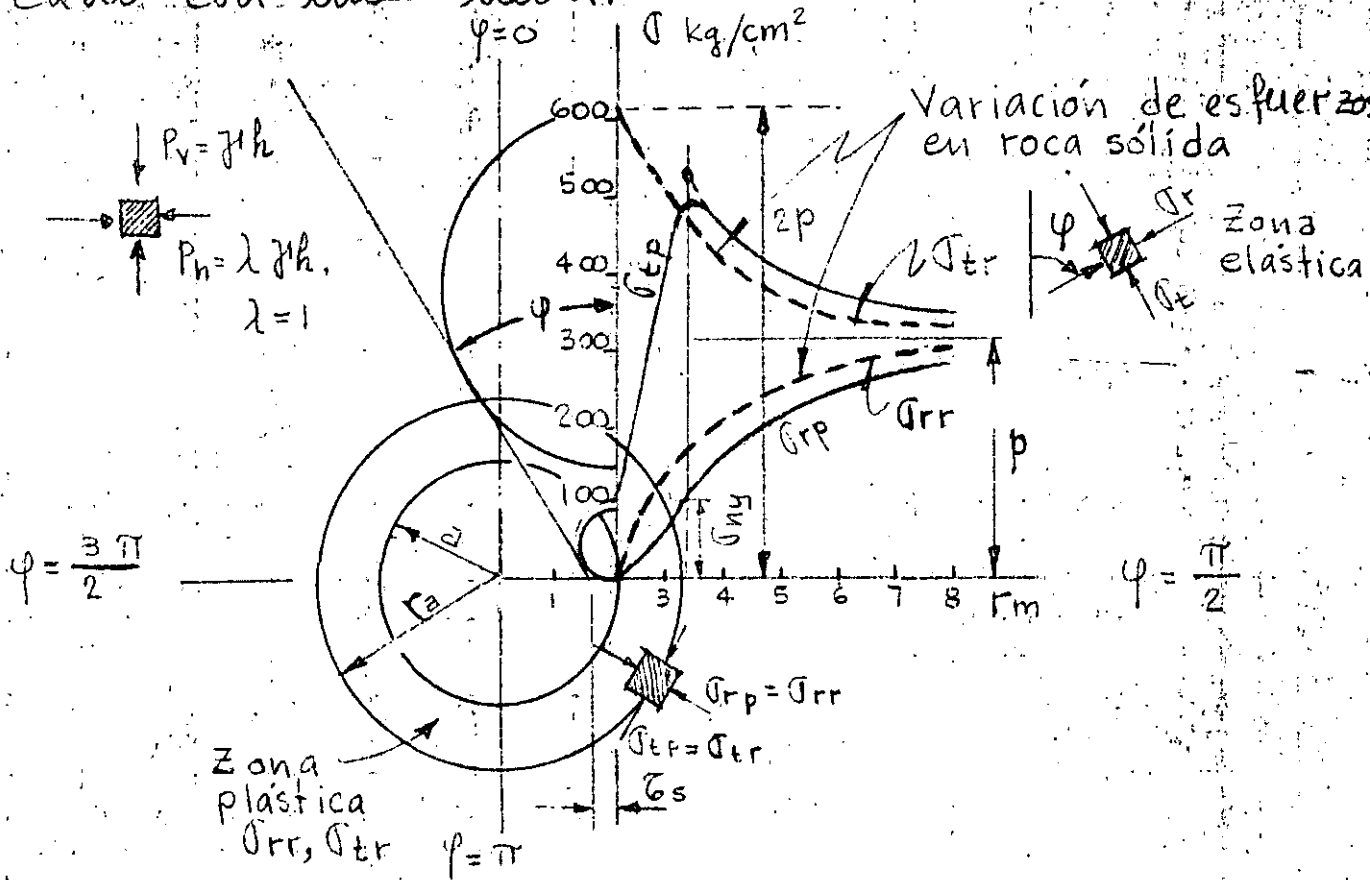
En relación a la extensión de la zona plástica que se desarrolla alrededor de un túnel circular en función de las presiones externas, Kastner (1949) expone lo siguiente:

Considerando el estado de esfuerzos que se desarrolla en la vecindad de un túnel circular, los esfuerzos radiales  $\sigma_r$  son cero por la falta de soporte interno.

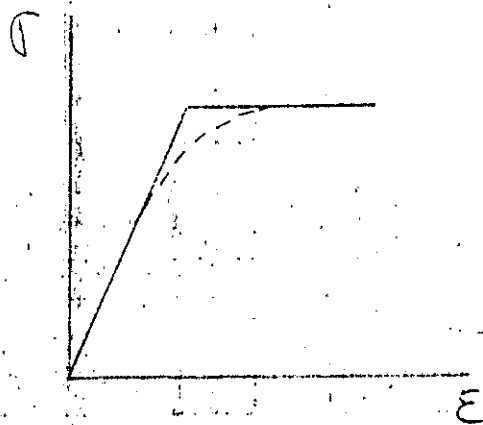
Al mismo tiempo los esfuerzos tangenciales  $\sigma_t$  alcanzan su máximo valor y pueden exceder la resistencia de la roca produciéndose una condición plástica de esfuerzos.

Los esfuerzos tangenciales se propagan hacia el interior de la roca decreciendo en magnitud conforme se incrementa el área de la sección transversal afectada hasta que a una cierta distancia caen por debajo de los límites elásticos, debajo de la cual la roca queda bajo una condición elástica de esfuerzos. Por otro lado, la magnitud de los esfuerzos radiales dentro de la zona plástica hacia el interior de la roca hasta que las partículas del material plástico bajo la acción de los esfuerzos tangenciales, actuando como una fuerza normal, a través de la fricción, la roca va siendo cada vez más capaz de soportar este esfuerzo radial de cortante.

Para el caso en que los esfuerzos externos  $p$  producen un incremento del doble en los esfuerzos tangenciales internos de un túnel y si este valor es menor que la resistencia en compresión no confinada,  $\sigma_{ny}$ , los esfuerzos radiales  $\sigma_r$  y tangenciales  $\sigma_t$  varían como se indica con la línea discontinua. Este caso se compara con aquel en el cual  $2p > \sigma_{ny}$  indicado con línea llana.



Esfuerzos radiales y tangenciales alrededor de un túnel circular en roca elasto-plástica



Según Kastner

Relación esfuerzo-deformación para un material plástico ideal.



Los esfuerzos elásticos en un disco de longitud infinita perforado por una abertura circular son:

$$\sigma_{rr} = p \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right) + \frac{r_a}{r^2} \sigma_r \quad \text{y} \quad \sigma_{tr} = p \left(1 - \frac{r_a^2}{r^2}\right) - \frac{r_a}{r^2} \sigma_r$$

con  $\tau_r = 0$

En la frontera de la zona elástica y plástica en donde  $r = r_a$  los esfuerzos de arriba adoptan la siguiente forma:

$$\sigma_{rr} = \sigma_r$$

$$\sigma_{tr} = 2p - \sigma_r \quad \text{y} \quad \tau_r = 0$$

Sobre la frontera de las zonas plástica y elástica los esfuerzos calculados por la teorías plástica y elástica deben ser iguales. Desde esta condición de compatibilidad el radio  $r_a$  del círculo frontera es:

$$r_a = a \left[ \frac{2}{\lambda + 1} \frac{\sigma_{ny} + p(\lambda_p - 1)}{\sigma_{ny}} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$

La extensión de la zona plástica calculada de esta manera es sin embargo demasiado pequeña comparada con las grandes masas de material extruido que se encuentra en la práctica dentro de túneles en los que se ha encontrado genuina presión de montaña. Recuérdese que la extensión de la zona plástica depende de las relaciones de presiones lateral a vertical,  $(\lambda)$ .

Partiendo de la condición de plasticidad completa en la cual:

$$\sigma_{\max} = \frac{1}{4} (\sigma_t - \sigma_r)^2 + \tau^2 = \left( \frac{\sigma_{ny}}{2} \right)^2 = k^2 \frac{(\gamma h)^2}{4}$$

una teoría derivada de Kastner para este caso en que los esfuerzos  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$  y  $\tau$  fueron calculados a partir de la teoría elástica. En esta expresión  $\gamma h$  corresponde a la presión geostática y  $k$  es la relación de su resistencia en compresión confinada  $k = \frac{\sigma_{ny}}{\gamma h}$ . La fórmula derivada sobre estas bases para cualquier dirección  $\psi$  es:

$$\cos^2 2\psi + 2 \cos 2\psi \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \frac{1-2\alpha^2+3\alpha^4}{4(2-3\alpha^2)} - \left( \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \right)^2 \frac{\alpha^2}{4(2-3\alpha^2)} - \frac{(1+2\alpha^2-3\alpha^4)^2}{4\alpha^2(2-3\alpha^2)} + \frac{k^2}{(1-\lambda)^2 4\alpha^2(2-3\alpha^2)} = 0$$

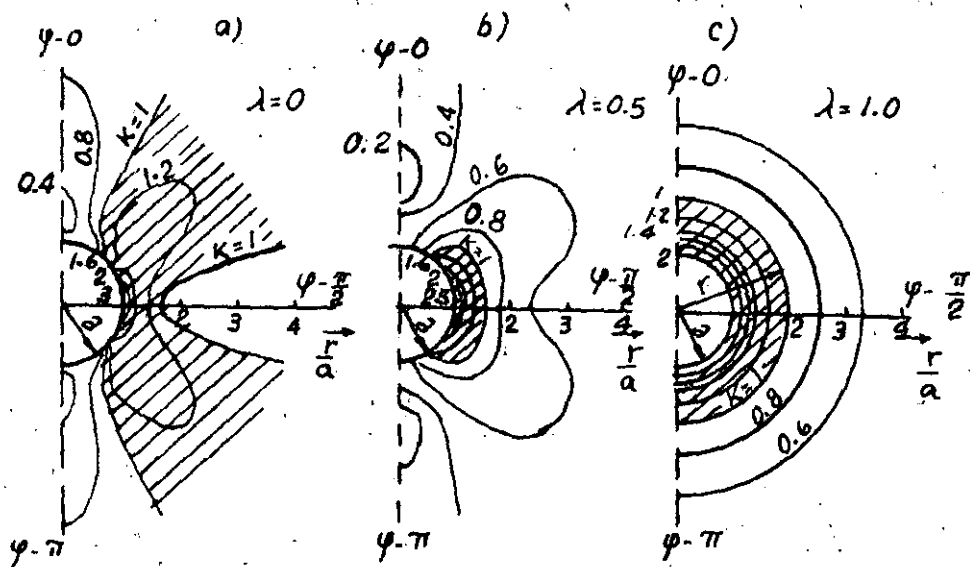
donde  $\alpha = \frac{a}{r}$  = distancia relativa en dirección radial.

Las fronteras de la zona plástica para valores diferentes de  $k$  y para relaciones de presión lateral  $\lambda=0$ ,  $\lambda=0.5$  y  $\lambda=1$  se muestran en las siguientes figuras.

En esas figuras las áreas aciurdas indican las zonas donde  $k > 1$ , o sea donde la presión geost. excede la resistencia en compresión no confinada.

Las fronteras mostradas se obtuvieron para la falla de Mohr en lugar de la fórmula anterior para  $\sigma_c$ .

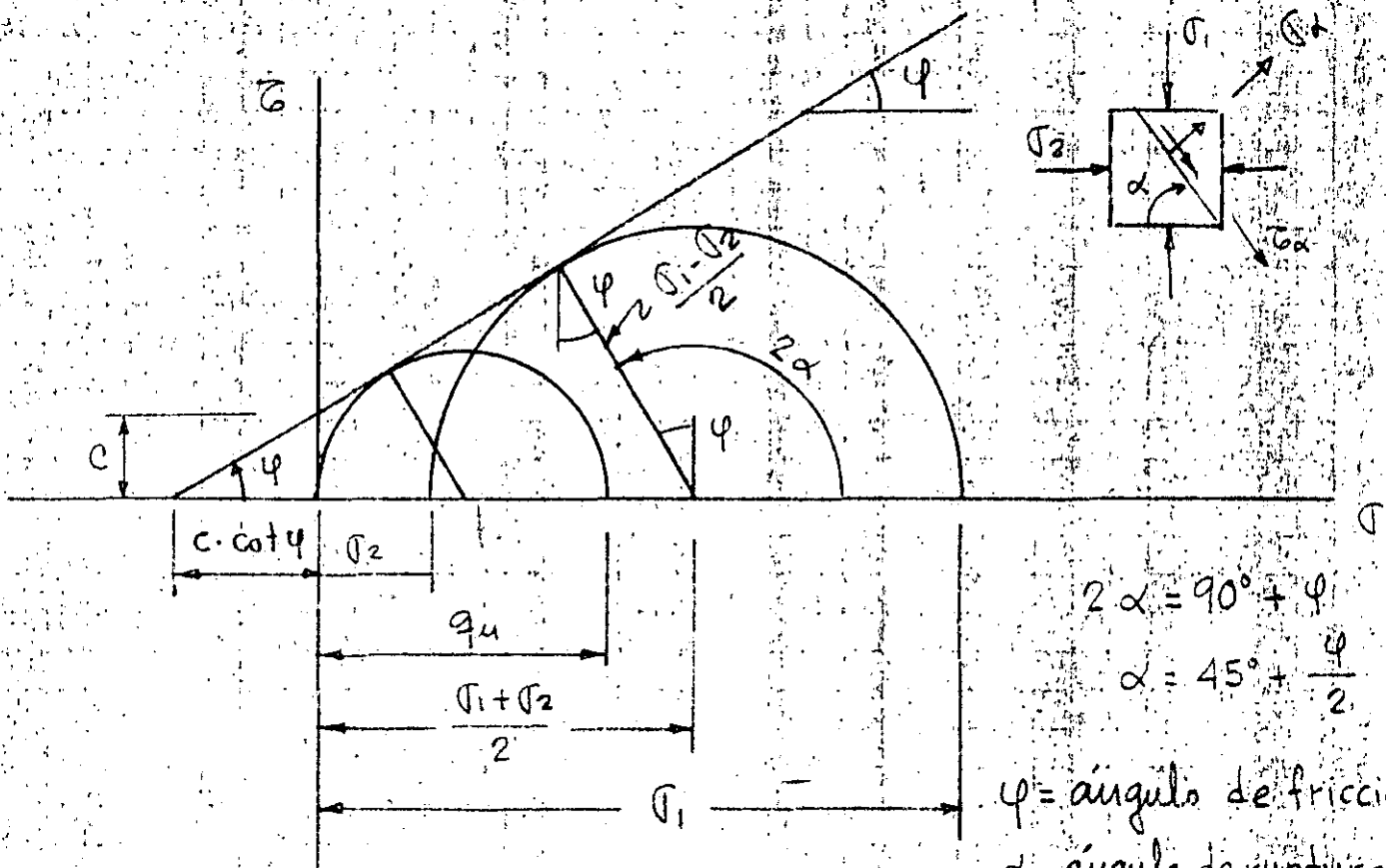
Los diagramas corresponden a una roca con las siguientes propiedades:  $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $h = 300 \text{ m}$  y  $\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$ , para varios valores de  $\lambda$ .



Variación de las isobaras de esfuerzos alrededor de un túnel circular en función del coeficiente de presión lateral del terreno.

La zona plástica queda restringida a un anillo relativamente delgado para el caso de presión externa uniforme tipo hidrostática,  $\lambda=1$ , mientras que para  $\lambda=0.5$  la zona plástica permanece relativamente delgada y queda limitada por una curva que regresa alrededor del eje del túnel. Cuando  $\lambda$  disminuye la zona plástica crece en direcciones diagonales a  $45^\circ$ . Para valores de  $\lambda \leq 0.141$ , la zona plástica se extiende indefinidamente.

# TEORIA A LA FALLA DE MOHR



$$2\alpha = 90^\circ + \varphi$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

$\varphi$  = ángulo de fricción  
 $\alpha$  = ángulo de ruptura  
 $q_u$  = compresión simple

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c \cdot \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}$$

$$\text{sen } \varphi \cdot c \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

$$2c \cdot \text{sen } \varphi \cdot \cot \varphi + \text{sen } \varphi (\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_2 \quad ; \quad \cot \varphi = \frac{\cos \varphi}{\text{sen } \varphi}$$

$$2c \cdot \cos \varphi + \sigma_1 \text{sen } \varphi + \sigma_2 \text{sen } \varphi = \sigma_1 - \sigma_2$$

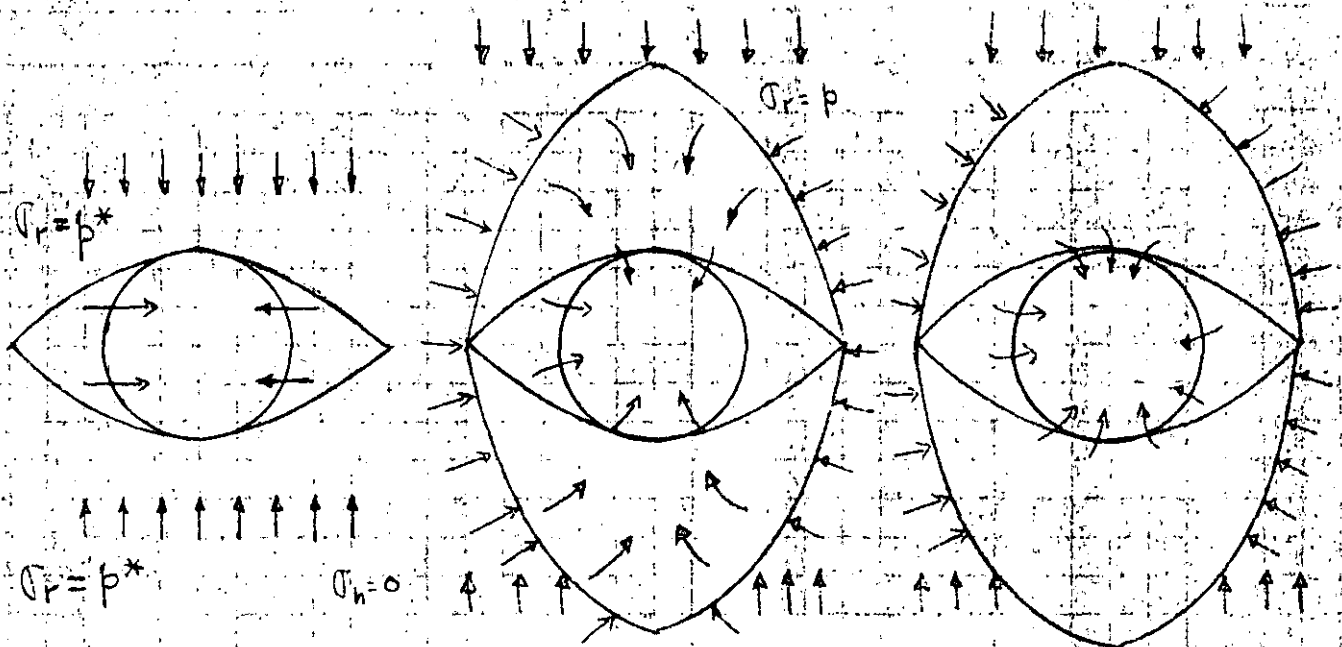
$$\sigma_1 (1 - \text{sen } \varphi) - \sigma_2 (1 + \text{sen } \varphi) - 2c \cdot \cos \varphi = 0$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 \cdot \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} - 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \text{sen } \varphi} = 0$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 0$$

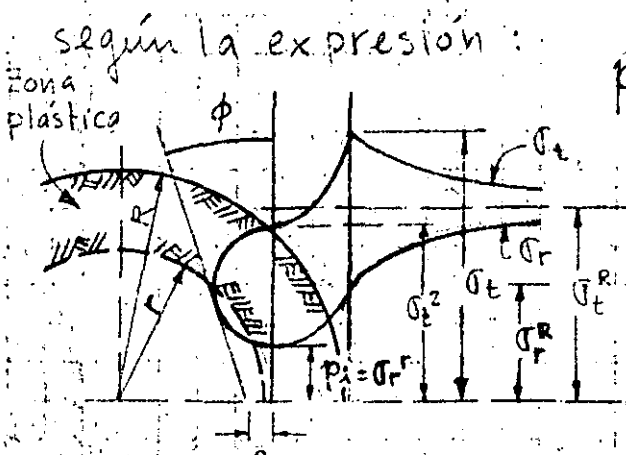


# ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ALREDEDOR DE UN TUNEL



REDISTRIBUCION PROGRESIVA DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS DE LAS ROCAS HACIA LA CAVIDAD (Rabcewicz, 1964-65).

Talobre y Rabcewicz utilizan la distribución de esfuerzos en la vecindad de una galería excavada en roca sobreesforzada propuesta por Fenner y Kastner (1938), según la expresión:



$$p_1 = -c \cot \phi + [c \cot \phi + p_0 (1 - \sin \phi)] \left( \frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}}$$

en donde:

$r$  = radio del túnel

$R$  = radio zona plástica

$p_1 = \sigma_t^r$  = resistencia de "piel" requerida (aúclas y concreto)

$p_0$  = esfuerzo primario uniforme

## REPRESENTACION DE FENNER-KASTNER

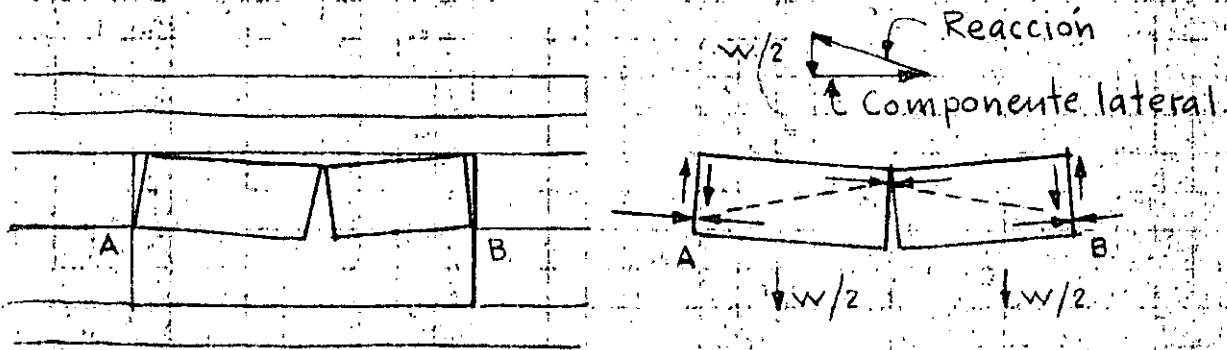
Talobre supone que usualmente  $p_1 = 0$ , obteniéndose  $R$  cuando  $c$  y  $\phi$  son conocidos. Para un túnel de 6 m de diámetro y cobertura = 1500 m se tiene  $p_0 = 1500 \times 2.5 = 4000 \text{ ton/m}^2$ ;  $p_1 = 0$ ;  $\phi = 30^\circ$ ;  $\sin \phi = 0.5$  y  $c = 28.9 \text{ kg/cm}^2$

$$c \cot \phi = 150 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ ton/cm}^2; \quad -500 + [500 + 4000 \times \frac{1}{2}] \left( \frac{r}{R} \right)^2 = 0; \quad \frac{r}{R} = \sqrt{\frac{1}{5}}$$

Para  $r = 3 \text{ m}$ ;  $R = 3\sqrt{5} = 6.7 \text{ m} = 3 + 3.7 \text{ m}$ ; Rabcewicz supone que  $p_1$  es la resistencia de concreto y aúclas.

# CLARO MAXIMO PARA EL ARCO DE ROCA AUTOSOPORTANTE

La ecuación obtenida por Evans (1941) da una primera aproximación de la longitud del arco lineal de roca, ya que la longitud final se obtiene por tanteos cuando se presenta la fluencia elástica del arco y de los apoyos



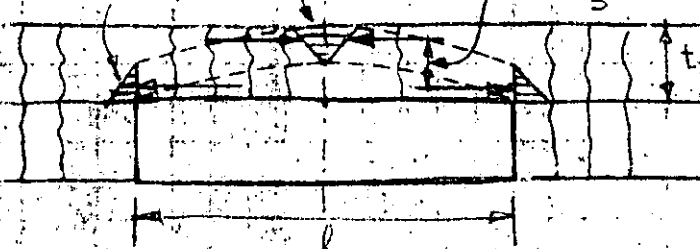
## ACCION DE ARQUEO EN ROCA ESTRATIFICADA

Los dos bloques se sostienen por efecto del giro en A y B. Las fuerzas que restringen el giro son simplemente las reacciones laterales mostradas por las flechas.

Las fuerzas de fricción en los apoyos de los bloques resisten las fuerzas cortantes y evitan que los bloques se muevan verticalmente hacia abajo. Este es el ejemplo más simple de la acción de arqueo. Si este arco simple es cortado por numerosas fracturas verticales, se tendrá un arco bóveda semejante a los construidos por tabiques.

Diagrama de presiones

$$z = \frac{2}{3} t$$



ARCO LINEAL O VIGA BOVEDA

Esta claro que en roca discontinua se soporta totalmente por compresión y cortante, y que la resistencia del arco lineal no depende de la resistencia a tensión, o flexión de la roca, o sea resistencia por momento flexionante, sino que depende de la resistencia en compresión de la roca que es cuatro a cinco veces mayor que la resistencia en tensión bajo flexión en roca sana y es infinitamente más grande en roca fracturada.

La estabilidad del arco lineal es función de la relación espesor / longitud, así como de la resistencia y módulo elástico de la roca. El módulo elástico es muy importante para determinar la cantidad de deformación del arco.

Evas utilizó la resistencia en compresión de la roca y la distancia entre centros de presión para calcular aproximadamente el máximo momento resistente de un arco lineal.

Si igualamos el máximo momento resistente con el máximo momento flexionante del arco, cargado con su peso propio determinando la máxima longitud de un arco lineal que se auto soporte.

La ecuación básica de Evas es:

$$l = \left( \frac{5Qt}{3\gamma} \right)^{\frac{1}{2}}$$

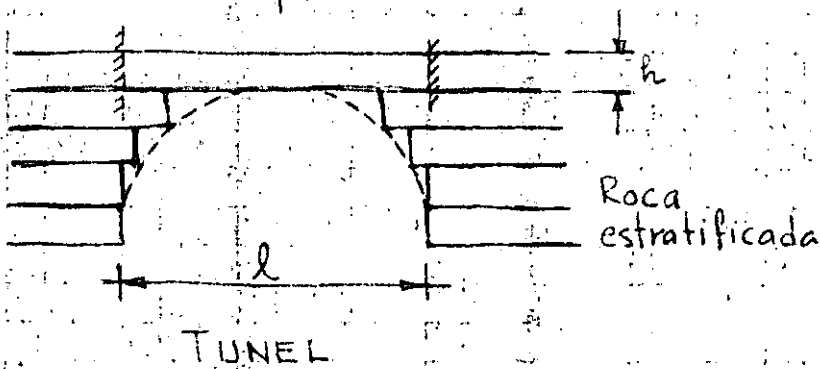
donde:  $l$  = máxima longitud de auto soporte del arco lineal = pies

$Q$  = resistencia en compresión simple = lb/pulg<sup>2</sup>

$t$  = espesor del arco = pies

# LOSA AUTOSOPORTANTE

Cuando la roca es competente, o sea que tiene un valor alto de  $E$  y tiene estructura estratificada, con coberturas mayores de 50 m. el arco de roca estará muy cercano al comportamiento de una viga empotrada en sus extremos, formándose un estrato de roca con espesor tal que se autosoporta.



Se considera un apoyo semiempotrado por giro en los apoyos, de tal manera que se tengan momentos positivos y negativos iguales.

$$M = \frac{wl^2}{16}; \quad f = \frac{M}{I} y = fr = \text{esfuerzo de tensión bajo flexión}$$

$$fr = \frac{wl^2}{16} \cdot \frac{\frac{h}{2}}{\frac{b \cdot h^3}{12}} = \frac{12}{2 \times 16} \frac{wl^2}{b \cdot h^2}; \quad \text{como } w = \gamma \cdot b \cdot h$$

$$fr = \frac{3}{8} \frac{\gamma b h l^2}{b h^2} \therefore fr = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{h} \quad \text{de donde } h = \frac{3}{8} \cdot \frac{\gamma l^2}{f}$$

En donde  $h$  = espesor del estrato que se autosoporta.

Ejemplo:

$$l = 13 \text{ m}$$

$$h = \frac{3}{8} \times \frac{2.5 \times 13^2}{150} = 1.06 \text{ m}$$

Cálculo de anclas:

$$R_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión simple})$$

$$fr = 60 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \text{ F.S.} = 4 \quad ; \quad fr = 15$$

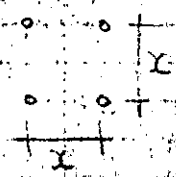
$$\gamma = 2.5 \text{ ton/m}^3$$

$$E = 50,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando anclas  $\phi = 1''$  con  $Cap = 10 \text{ ton}$

$$x^2 \times 2.5 \times 1.06 = 10$$

$$x = 1.9 \text{ m}$$



## NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TUNELEO

Este método para dimensionar el sistema de soporte de túneles fue desarrollado en Austria en la década 1950-1960 por los Ingenieros Rabcewicz, Müller, Pacher y Golser, basado en el principio de que es deseable tomar la máxima ventaja de la capacidad de la roca para soportarse por sí misma. Para ello hay que vigilar cuidadosamente las fuerzas durante el proceso de reajuste que tiene lugar alrededor del túnel y adaptar el soporte en forma concordante.

Generalmente se desarrollan dos métodos para el soporte. El primero es un arco externo flexible o - soporte de protección - diseñado para estabilizar la estructura de roca concordantemente. Consiste en la formación de un arco de roca anclado sistemáticamente en toda su sección, protegiendo la superficie principalmente con concreto lanzado, algunas veces se coloca un refuerzo adicional de marcos metálicos apuntalados en sus patas con tornapuntas.

El comportamiento estructural de este soporte protectorio y de la roca vecina se controla mediante un sistema sofisticado de mediciones.

El segundo método consiste en el revestimiento de concreto el cual generalmente no se coloca hasta que el arco exterior alcanza su equilibrio.

## NORMALIZACIÓN DEL DISEÑO DEL SOPORTE

Con el fin de estar en posibilidad de normalizar criterios de diseño es necesario establecer la capacidad de soporte requerido para diferentes tipos de roca. Como se muestra en la figura 2, la capacidad de soporte del arco externo puede determinarse por la relación de la curva  $\sigma_r / \Delta r$ , la cual es característica para cualquier tipo de roca para condiciones iniciales de esfuerzos.

Como es bien conocido, el esfuerzo radial requerido  $p_a$ , para obtener el equilibrio decrece si la frontera con el túnel tiende a fluir plásticamente. (Fig. 1)

La reducción llega a ser principalmente una función de la condición de los esfuerzos primarios  $\sigma_0$  y del ángulo de fricción interna de la roca - como regla disminuye rápidamente. (Fig. 2)

Para cualquier intersección entre  $p_i$  y la curva  $\sigma_r$ , el equilibrio es alcanzado con la correspondiente resistencia del soporte.

Es una característica particular de este método que las intersecciones siempre tienen lugar en la rama descendente de la curva. Por ejemplo, podría fallar parcialmente el soporte por cualquier razón y

un nuevo equilibrio se desarrolla sin necesidad de esforzamiento adicional del arco externo, mientras no caiga mas abajo del refuerzo mínimo (punto B) en donde puede iniciarse el "aflojamiento detrimental",  $p_i$  min.

Por otro lado, con los métodos convencionales, el punto de intersección queda situado usualmente en la rama ascendente de la curva  $\sigma_r$ . Con cualquier falla, el punto de intersección se mueve a la derecha y el soporte requerido se incrementa, de tal manera que la estructura soportante tiene que ser reforzada por arriba de su capacidad inicial.

El aflojamiento es considerado "detrimental" cuando la apertura de fallas y fracturas es tal que la roca ya no tiene competencia para transmitir los esfuerzos de cortante y de compresión. El peso de la masa de roca aflojada deberá agregarse para ser sostenida por el revestimiento.

Para estar en posibilidad de definir la curva  $\sigma_r/\Delta r$ , deberán conocerse los siguientes parámetros: condición de esfuerzos primarios o estado natural de esfuerzos  $\sigma_0$  con la dirección de los esfuerzos principales, el ángulo de fricción interna  $\varphi$ , la resistencia en compresión no confinada  $\sigma_{cd}$  paralela y normal a la estrati-

de formabilidad.

Estos parámetros pueden ser determinados por mediciones y el curso de la curva  $\sigma_r/\Delta r$  puede ser calculada por el método del elemento finito, tomando en consideración el procedimiento de excavación (con máquina topadora o mediante varias secciones).

Según Kastner el esfuerzo  $\sigma_r^0$  para el caso en que  $\Delta r = 0$  está dado teóricamente por las ecuaciones:

$$\sigma_r^0 = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{gd}}{\xi + 1} ; \quad \xi = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} ; \quad \sigma_{gd} = \frac{2c}{\tan(45^\circ - \varphi/2)}$$

en donde  $c$  = cohesión y  $\varphi$  = ángulo de fricción interna

El establecimiento de  $\sigma_{r\min}$  está influenciado por la magnitud de  $\sigma_r^0$  por un lado y por las condiciones geológicas por el otro.

Esto puede explicarse fácilmente según el ejemplo siguiente.

Considerando un túnel carretero localizado en roca de regular competencia con techo de roca pequeño para el cual los esfuerzos tangenciales en la frontera exceden ligeramente el valor de la resistencia en compresión no confinada  $p_{t\min}$  será muy pequeño, particularmente si la roca tiene alta capacidad de permanencia debida por ejemplo



El mismo tipo de roca bajo una gran cobertura de roca está destinada a desarrollar una zona plástica de regular amplitud que ocasionará deformaciones significativas. En este caso la roca llegará a fracturarse hasta una distancia de varios metros requiriendo un  $p_t^{\min}$  más alejado y mayor. El valor de la capacidad requerida del arco exterior  $p_t^a$  debe elegirse de tal manera que se combinen la máxima economía con un grado aceptable de seguridad y  $p_t^a$  deberá por lo tanto quedar tan cercano como sea posible al  $p_t^{\min}$  de tal manera que se obtenga un factor de seguridad suficiente a partir de la resistencia adicional del revestimiento  $p_t^l$  del arco interior.

Para el arco exterior deberá elegirse un tipo de soporte rígido como el señalado con "2" en la Fig 2; la intersección con la curva  $\sigma_r$  está destinada a elevarse, mientras que el factor de seguridad simultáneamente disminuye.

La mínima capacidad de soporte del revestimiento del arco interior quedará definido por el espesor mínimo de revestimiento que permita una adecuada colocación del concreto. En caso de que se requiera un mayor  $p_i^t$ , el espesor puede seleccionarse de acuerdo con el  $p_i^a$  y el factor de seguridad requerido,  $s$ . Una vez que la capacidad de soporte del arco exterior ha sido establecido, el significado de reforzamiento puede elegirse y calcularse con forme a los puntos de vista anteriores.

La resistencia del material de revestimiento, concreto lanzado y concreto colado es como sigue:  
Ver fig. 3.

$$p_t^s \times b = \frac{d}{\sin \alpha} \times 2 \times \sigma^s$$

$$\therefore p_t^s = \frac{d \sigma^s}{\sin \alpha \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Concreto}$$

La resistencia del refuerzo adicional de marcos metálicos es:

$$p_t^{st} = \frac{F^{st} \times \sigma^{st}}{\sin \alpha \left(\frac{b}{2}\right)} ; \text{ Marcos}$$

$$\text{con } \sigma^{st} = \frac{\sigma^s E^{st}}{E^s} = 15 \sigma^s \quad \text{para concreto}$$

La resistencia del revestimiento es:

$$p_{\lambda}^l = p_t^s + p_t^{st}$$

Las anclas actúan con una presión radial como sigue:

$$p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st}}{e \cdot t}$$

Con la presión lateral dada por:

$$\sigma_3 = p_t^s + p_t^{st} + p_{\lambda}^A$$

Y con la envolvente de Mohr, la resistencia al corte de la masa de roca  $\tau^R$  y el ángulo de cortante  $\alpha$  suponiendo que los esfuerzos principales son paralelos al eje del túnel.

La capacidad de soporte del arco externo de roca es:

$$p_t^R \cdot b = 2 \times S \times \tau^R \cos \psi - S \cdot \sigma_n^R \cdot \operatorname{sen} \psi$$

$$\therefore p_t^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n^R \cdot \operatorname{sen} \psi}{b/2}, \text{ Roca}$$

La resistencia de las anclas contra el cortante por el movimiento del cuerpo es:

$$p_t^A \cdot e \cdot t \cdot \frac{b/2}{a \cos \beta} = f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \therefore p_t^A = \frac{f^{st} \cdot \sigma_p^{st} \cdot a \cos \beta}{e \cdot t \cdot (b/2)}$$

La capacidad total del arco externo es:  $p_t^W = p_t^R + p_t^R + p_t^A \geq p_t^{\min}$

La experiencia ha demostrado lo siguiente:

- 1) Con el mismo tipo de roca y cobertura la relación entre el tamaño de los bloques de roca y el área de excavación es decisiva para la movilización de la rezaga.
- 2) En secciones pequeñas ( $10 - 16 \text{ m}^2$ ) y roca fracturada en fragmentos de unos cuantos  $\text{dm}^3$ , un sellado de concreto simple con  $d = 3 \text{ cm} = 0.017R$  usualmente estabiliza el túnel.
- 3) En una caverna subterránea de  $400 - 600 \text{ m}^2$  en el mismo tipo de roca fracturada pudiera no ser estable con un espesor de 19 a 24 cm de concreto lanzado. En este caso es imperativo el uso sistemático del arco de roca anclado, ya que el comportamiento de la masa rocosa se asemeja a un suelo sin cohesión.

Utilizando anclas de tensión con concha de expansión la acción de soporte es realizada por la placa y el ancla estará bajo tensión constante a lo largo del barreno.

Con anclas inyectadas de fricción tipo PERFO o SN el efecto principal de soporte proviene de la adherencia entre el ancla y la roca.

La adherencia consiste principalmente de la fricción ocasionada por los esfuerzos tangenciales alrededor de la roca.

Los esfuerzos de tensión en el ancla se incrementan desde cero hasta un máximo en la placa y cualquier otro esfuerzo radial de frontera puede ser transmitido por el ancla a la placa.

El movimiento de la roca hacia el túnel es contrarrestado de este modo, creándose un efecto de arco en la zona de las anclas como se muestra en la figura 4.

La capacidad de soporte de las anclas puede simplificarse como sigue:

$$p_n^b = l d \pi (a + \tan \epsilon \sigma_m) + F \sigma_r \leq f_e T_e$$

el término  $F \sigma_r$ , puede posiblemente elevarse a  $\sigma_r \epsilon t$ .

Una cuando la capacidad de soporte de las anclas de concha de expansión y las de fricción es la misma y está limitada por la resistencia a la tensión del acero, el efecto de estabilización de las anclas de fricción es mucho mayor que las de tensión.

Como una medida de refuerzo adicional se utilizan marcos ligeros de sección  $\square$  que se sujetan con anclas a la roca.

Los marcos sirven en primer lugar como una protección para la bóveda del túnel contra caídos de roca y como refuerzo local para el puenteo de zonas de debilidad geológica. La resistencia estática de estos marcos es relativamente baja. La rigidez de los marcos contrasta con la relativamente alta capacidad de fluencia del concreto lanzado.

#### DIMENSIONAMIENTO FINAL A TRAVÉS DE LAS MEDICIONES

Indisparablemente conectado con este método y como característica básica del mismo se tiene un programa sofisticado de mediciones. Los esfuerzos y las deformaciones son controlados sistemáticamente permitiendo la definición de la resistencia del soporte elegido correspondiente con el tipo de roca en cuestión y que clase de medidas de refuerzo adicional se requieran, si es que lo amerite.

Las secciones de control se eligen de acuerdo con los diferentes comportamientos estructurales esperados del macizo rocoso.

Una sección de control se compone por extensómetros longitudinales con doble punto de medición y mediciones de convergencia para medir deformaciones y presiones tanto radiales como tangenciales.

Adicionalmente pueden llevarse control de colimación y nivelación en puntos sobre el piso y la bóveda.

La frecuencia de las mediciones serán diarias y se espacian a cada semana y luego a cada mes conforme disminuya la velocidad de deformación.

Este método proporciona un alto grado de seguridad, permitiendo reconocer cualquier situación peligrosa con anticipación.

A veces el proceso de reacuerdo toma un tiempo largo que puede ocurrir alteración de la roca p. ej. expansiones por cambios en el contenido de humedad de manera que se justifica la instalación de celdas de presión radiales y tangenciales para la definición del espesor final del revestimiento.

### CONCLUSION

Este método empírico puede complementarse mas no eliminarse por consideraciones analíticas.

FIG. 1. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE REACOMODO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL (SEGUN KASTNER)  
 $r$  = RADIO DEL TUNEL  
 $R$  = RADIO DE LA ZONA PLASTICA  
 $\Delta r$  = DEFORMACION RADIAL  
 $G_0$  = CONDICION DE ESFUERZOS PRIMARIOS  
 $G$  = ESFUERZOS TECTONICOS  
 $G_r^0$  y  $G_t^0$  = ESFUERZO RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO  $\Delta r = 0$   
 $G_r^1$  y  $G_t^1$  = ESFUERZO RADIAL Y TANGENCIAL CUANDO HAY DEFORMACION Y SE TIENE  $\Delta r$

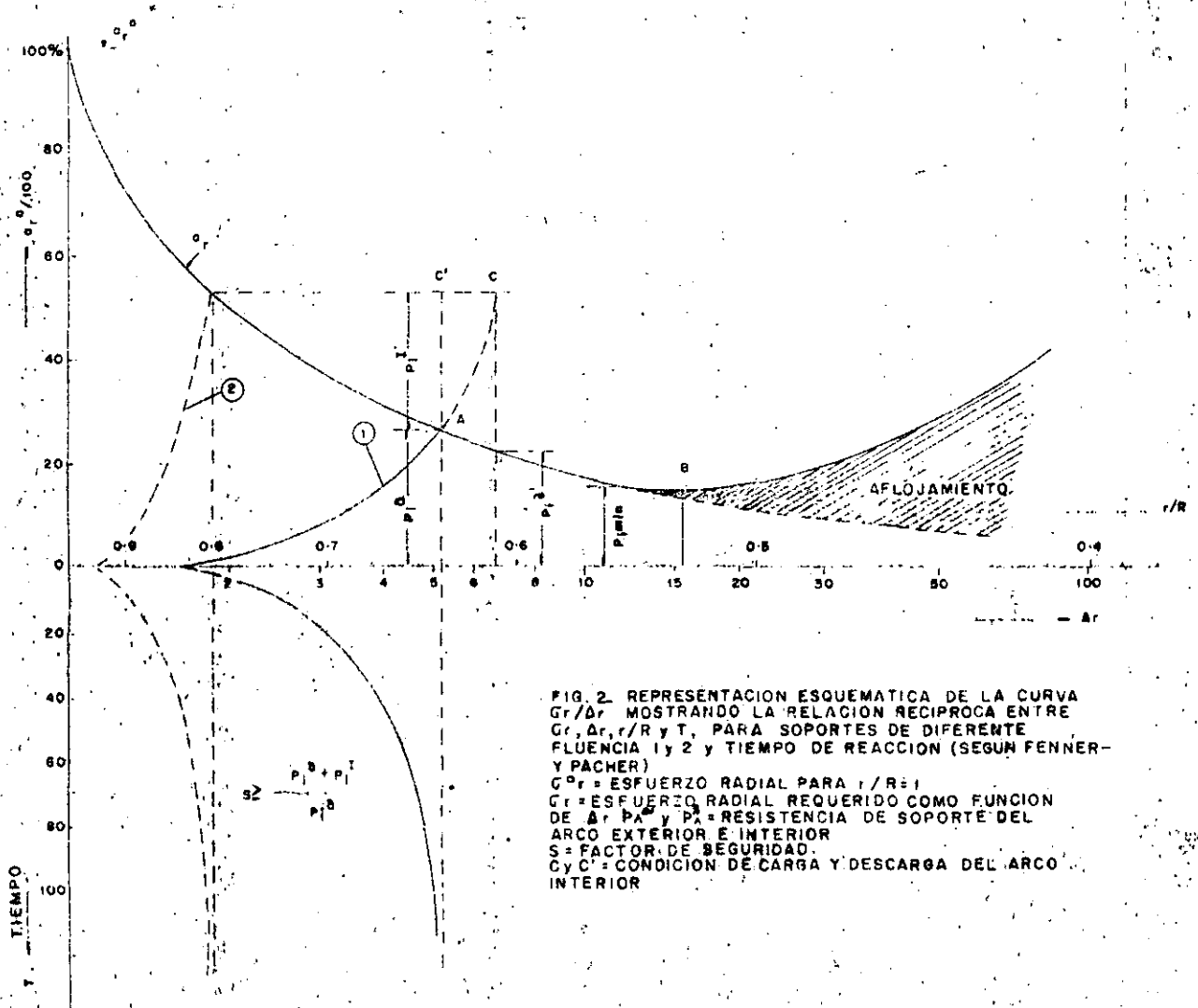
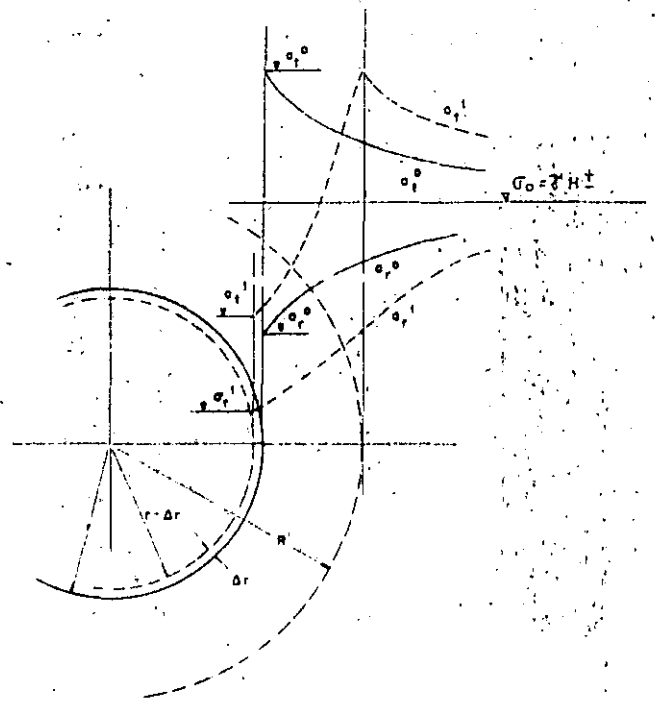


FIG. 2. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA CURVA  $G_r/\Delta r$  MOSTRANDO LA RELACION RECIPROCA ENTRE  $G_r$ ,  $\Delta r$ ,  $r/R$  y  $T$ , PARA SOPORTES DE DIFERENTE FLUENCIA  $\gamma$  y  $T$  y TIEMPO DE REACCION (SEGUN FENNER-Y PACHER)  
 $G_r^0$  = ESFUERZO RADIAL PARA  $r/R = 1$   
 $G_r$  = ESFUERZO RADIAL REQUERIDO COMO FUNCION DE  $\Delta r$   
 $P_i^b$  y  $P_i^a$  = RESISTENCIA DE SOPORTE DEL ARCO EXTERIOR E INTERIOR  
 $S$  = FACTOR DE SEGURIDAD  
 $C$  y  $C'$  = CONDICION DE CARGA Y DESCARGA DEL ARCO INTERIOR



PATRON DE ANCLAJE

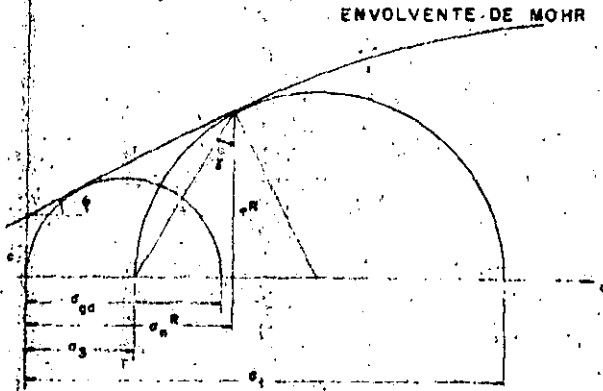
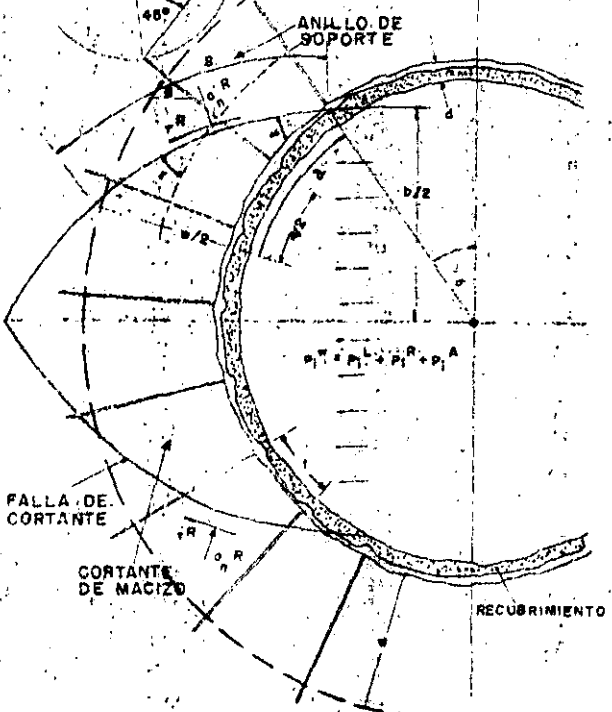
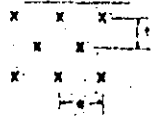
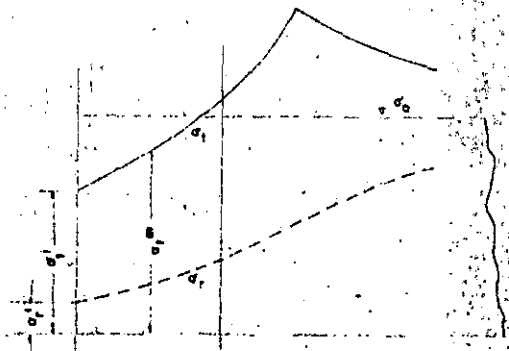
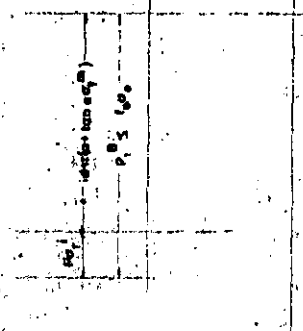
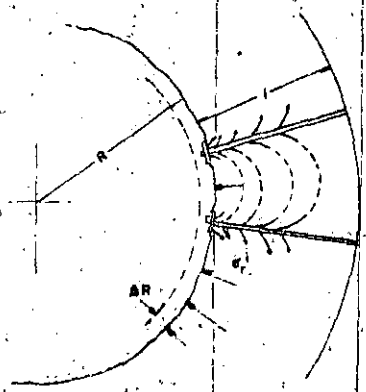


FIG. 3. ESQUEMA DE DISEÑO DEL ARCO EXTERIOR PARA UNA CAPACIDAD DE SOPORTE DADA.

- $P_1, P_1L, P_1R, P_1A$  = RESISTENCIA DEL CONCRETO, ACERO DE REFUERZO, ARCO DE ROCA Y ANCLAS.
- $P_A$  = CAPACIDAD TOTAL DEL SOPORTE
- $b$  = ALTURA DE LA ZONA DE CORTANTE
- $t$  = ESPESOR DEL REVESTIMIENTO
- $e, t$  = DISTANCIA SOBRE ANCLAS
- $S$  = LONGITUD DEL PLANO DE CORTE
- $W$  = ESPESOR DEL ARCO DE SOPORTE DE ROCA
- $\sigma_{gd}$  = RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE DE LA ROCA
- $C$  = COESION DE LA ROCA
- $\phi$  = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- $\sigma_c$  = RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA ROCA
- $\sigma_c^R$  = PROPORCION DE RESISTENCIA AL CORTANTE DEL REFUERZO
- $E^R, E^t$  = MODULO ELASTICO DEL ARCO DE ROCA Y DEL REVESTIMIENTO
- $\alpha$  = ANGULO DE CORTE DEL MACIZO ROCOSO
- $F^R$  = AREA DEL ACERO DE REFUERZO POR METRO LINEAL DEL TUNEL
- $A^R$  = AREA DE LAS ANCLAS
- $\sigma^R$  = LIMITE PROPORCIONAL DE LAS ANCLAS DE ACERO
- $\sigma^R$  = RESISTENCIA CORTANTE DE LA ROCA
- $\sigma^R$  = ESFUERZO NORMAL SOBRE EL PLANO DE CORTANTE
- $\alpha^R$  = ANGULO DE CORTANTE EN LA ROCA
- $\gamma$  = INCLINACION PROMEDIO DEL PLANO DE CORTANTE
- $\beta$  = INCLINACION DE LAS ANCLAS



- $\sigma_r$  = ESFUERZO RADIAL DE FRONTERA
- $\sigma_t$  = ESFUERZO TANGENCIAL DE FRONTERA
- $\sigma_r$  = ESFUERZO RADIAL
- $\sigma_t$  = ESFUERZO TANGENCIAL
- $\sigma_c = \gamma H$
- $\sigma^m$  = ESFUERZO TANGENCIAL PROMEDIO SOBRE L
- $a$  = ADHERENCIA MORTERO-ROCA
- $b^R$  = RESISTENCIA DE ANCLA EN EL REVESTIMIENTO
- $f_a$  = AREA DEL ANCLA
- $\sigma_a$  = RESISTENCIA A TENSION DEL ACERO
- $F$  = AREA DE LA PLACA
- $d$  = DIAMETRO DEL BARRENO



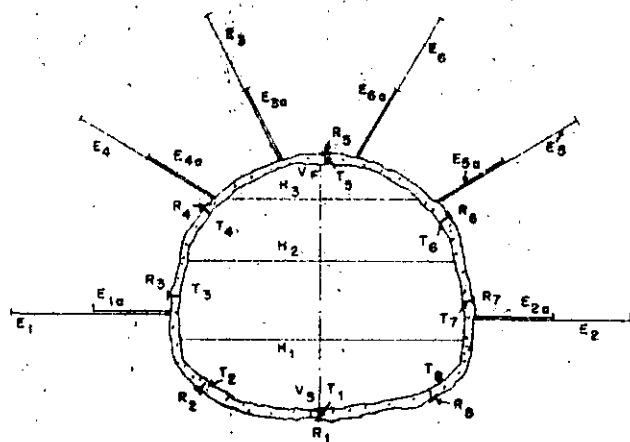


FIG. 5- SECCION NORMALIZADA DE MEDICIONES MAS IMPORTANTES

$R_1 - R_8$  = CELDAS DE PRESION RADIAL

$T_1 - T_8$  = CELDAS DE PRESION TANGENCIAL

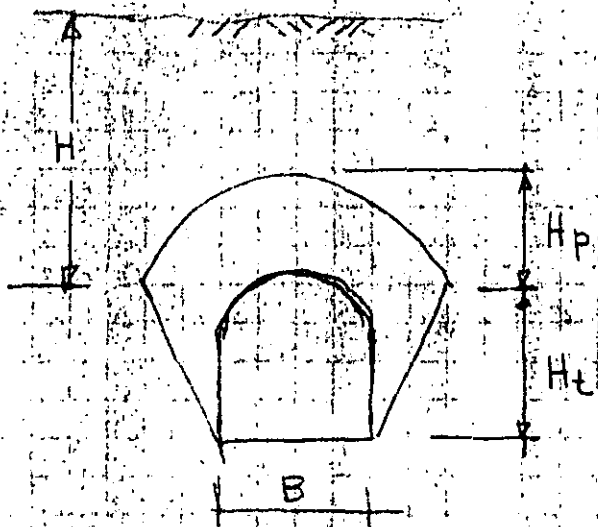
$H_1, H_2, H_3$  = LINEAS DE MEDICION DE CONVERGENCIA

$E_1 - E_6$  = EXTENSOMETROS LONGITUDINALES

$E_1^a - E_2^a$  = EXTENSOMETROS CORTOS

$V_1, V_2, V_3, V_4, V_5$  = PUNTOS DE CONTROL TOPOGRAFICO EN PISO Y TECHO

CRITERIO DE TERZAGUI



$$H_p = K (H_t + B)$$

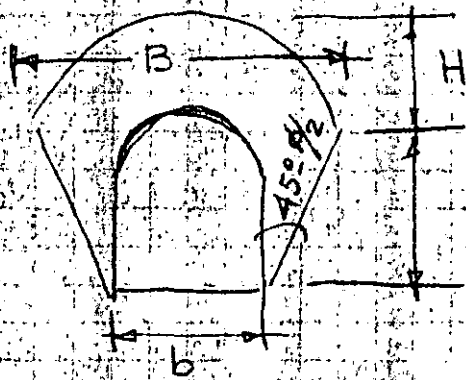
Naturaleza de la roca

Carga  $H_p$  en m

Observaciones

1. Dura intacta.	0	Ademe ligero si hay caídos.
2. Estratificada, dura o esquistosa.	0 a 0.5B	Ademe ligero con marcos
3. Maciza con juntas en número moderado.	0 a 0.25B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro.
4. Derrumbes moderados.	0.25 a 0.35 (B + H <sub>t</sub> )	No hay presión lateral
5. Derrumbes muy frecuentes.	0.35 a 1.10 (B + H <sub>t</sub> )	Poco o nada de presión lateral.
6. Totalmente fracturada demolida, pero químicamente sana.	1.10 (B + H <sub>t</sub> )	Se genera una presión muy importante. Se necesitan zapatas continuas para soportar los pies derechos del marco o cimbras circulares.
7. Roca compresible a profundidad moderada.	1.10 a 2.10 (B + H <sub>t</sub> )	Presión lateral importante necesita retícula para la planilla.
8. Roca compresible a gran profundidad.	2.10 a 4.50 (B + H <sub>t</sub> )	Idem.
9. Roca expansiva.	Hasta 7.5m de prof. independiente de (B + H <sub>t</sub> )	Cimbras o marcos circulares. En casos extremos usar soporte retráctil. $H > 1.5 (B + H_t)$

CRITERIO DE PROTODIAKONOV



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

f = variable de acuerdo con cada tipo de roca

$$f = 2 \tan \phi$$

TIPO DE ROCA O SUELO	NATURALEZA DEL SUELO O ROCA	f	$\gamma$	$\phi^\circ$	Rc Kg/cm <sup>2</sup>
Muy resis	Más resistentes: cuarcitas, basaltos, otras rocas de resist. excepcional	20	2.8-3.0	87°	2000
	Muy resist.: granitos, pizarras silíceas, cuarcita porfídica, areniscas y calizas resistentes	15	2.6 a 2.7	85°	1500
	Arenisca y calizas conglomeradas resistentes	10	2.5 a 2.6	82°	1000
Resistentes	Calizas, granitos alterados areniscos y mármol, dolomitas	8	2.4	80°	800
	Areniscos comunes, mineral de hierro	6	2.4	75°	600
Resistencia media	Pizarra arcillosa, arenisca, caliza más débil, conglomerados poco resistentes	4	2.8	70°	400
	Pizarra más débil, margas compactas, lútila	3	2.5	70°	300
	Pizarra blanda, caliza blanda, margas comunes arenisca descompuestas	2	2.4	65°	150-200

## SOBRE ROCAS CON DISCONTINUIDADES

(FRACTURAS Y/O ESTRATIFICACION)

R.O. D. %	PRESION PERMISIBLE	
	Ton/m <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
100	3000	300
90	2000	200
75	1200	120
50	650	65
25	300	30
0	100	10

NOTA: Si los valores tabulados exceden la resistencia en compresión simple de roca intacta, se utilizará este valor como presión permisible.

Información de Ralph B. Peck

## TORQUES PARA ANCLAS DE TENSION

135

## CRITERIO EUROPEO

$$M = 300 d P$$

en donde: M está en  $\text{Kg} \cdot \text{m}$

d está en m

P está en ton

## CRITERIO AMERICANO

1 TORQUE DE 1 lb-pie = 40 lb de carga

## EJEMPLO:

Si tenemos una barra  $\phi = 1"$  y queremos aplicar una carga  $P = 10$  ton, se tiene:

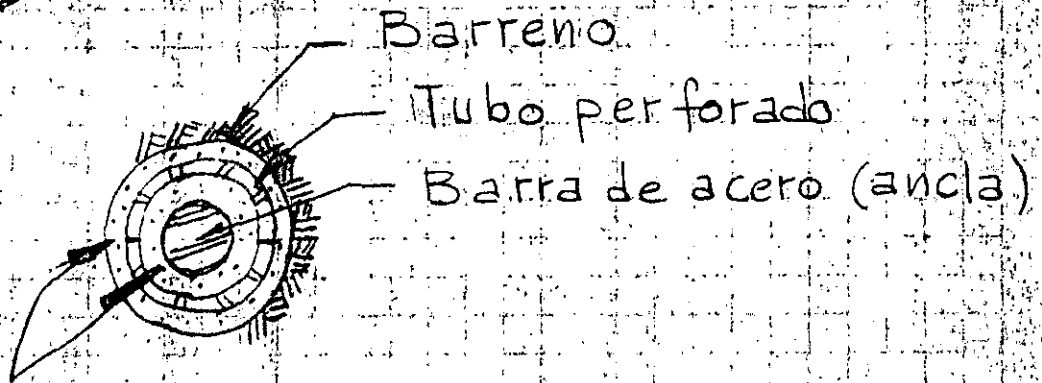
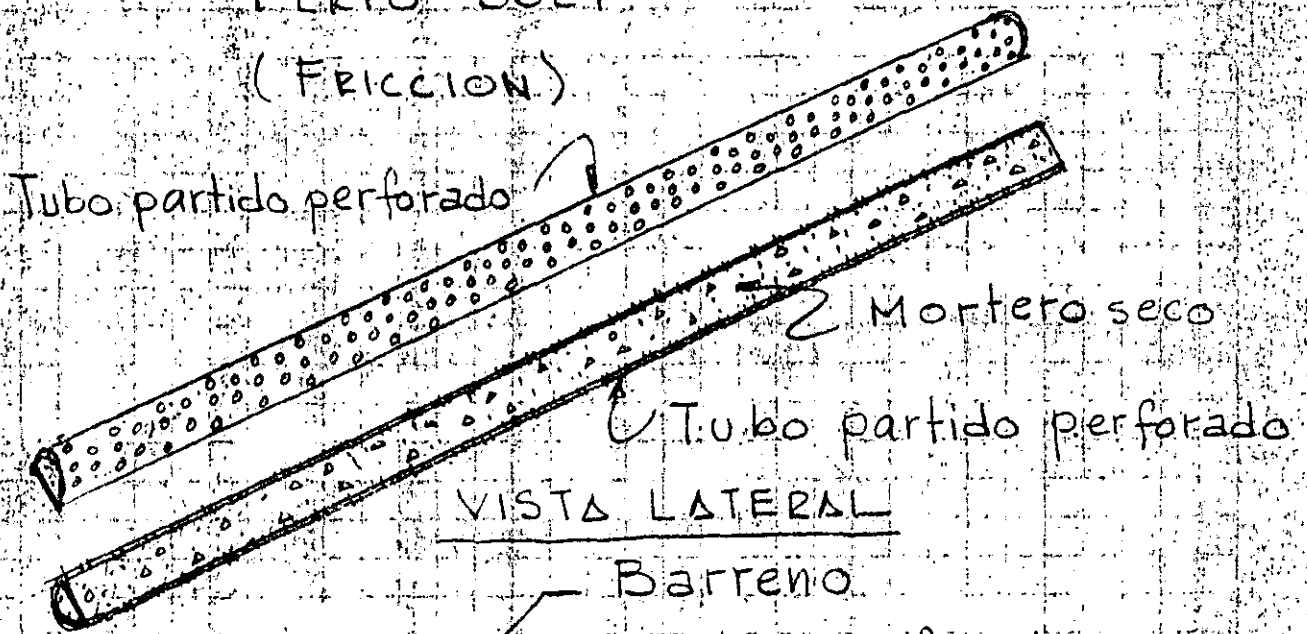
$$1) M = 300 \times 0.025 \times 10 = 75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$2) P = \frac{10000 \text{ Kg}}{0.454} \cdot \frac{\text{lb}}{\text{Kg}} = 22026 \text{ lb}$$

$$\text{Torque} = \frac{22026}{40} = 551 \text{ lb} \cdot \text{pie} = 76 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

# ANCLAS

## PERFO-BOLT (FRICCIÓN)



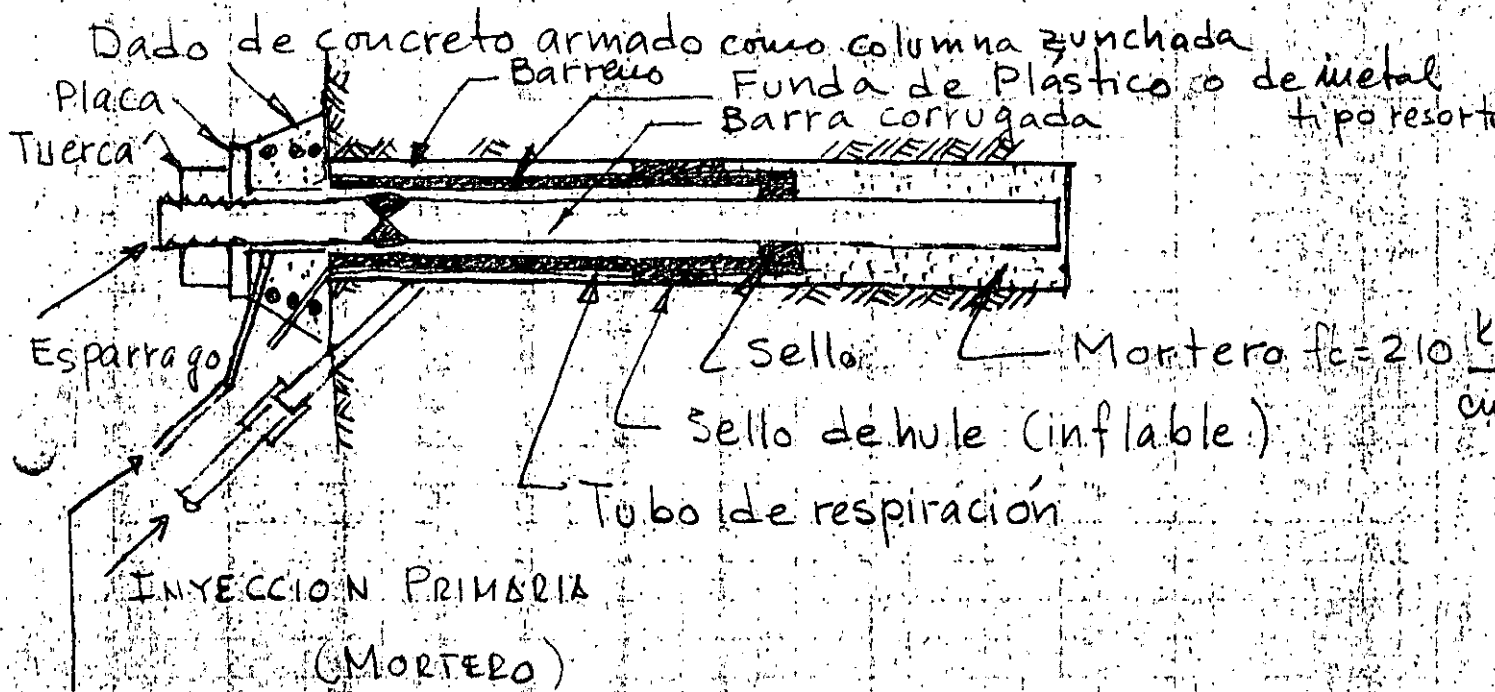
Mortero  
(extruido)

SECCION TRANSVERSAL

## ANCLAS SPLIT-SET

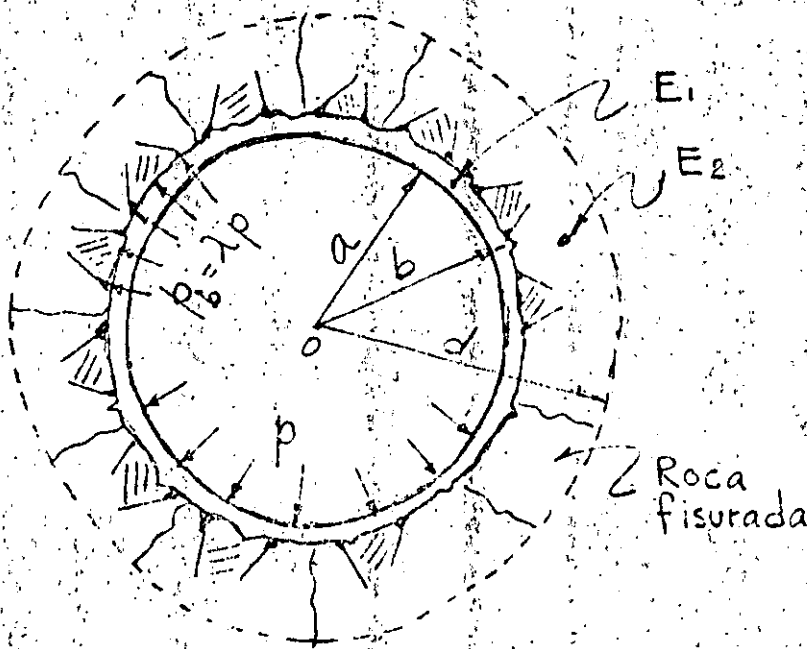
### DE FRICCIÓN DE TUBO PARTIDO

- DE BARRAS GRUESAS — NORMAL — DIWYDAG
- DE BARRAS DELGADAS — DIWYDAG
- DE ALAMBRES
- DE CABLES





1. CON REVESTIMIENTO DE CONCRETO



SECCION TRANSVERSAL

DATOS :

$p = 50 \text{ kg/cm}^2$

$a = 450 \text{ cm}$  } espesor  
 $b = 500 \text{ cm}$  } 50 cm

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E_1 = 15000 \sqrt{f'_c}$

$E_1 = 237000 \text{ kg/cm}^2$

$m_1 = 0.2 ; m_1 = 5$

$E_2 = 250,000 \text{ kg/cm}^2$

$m_2 = 0.26 ; m_2 = 5$

Caso 1: Roca sana sin fisuras

Para:  $r = a$  ; esfuerzo tangencial:  $\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2r^2}{r^2 - a^2}$

Siendo  $\lambda = \frac{p_b}{p} = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}$

$a = 4.5 ; a^2 = 20.25$   
 $b = 5.0 ; b^2 = 25.00$

$b^2 - a^2 = 4.75$

$p_b =$  presión transmitida a la roca

$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 20.25}{2.37 \times 10^6 \times 4.75} = \frac{36}{10^6}$

$\lambda = \frac{\frac{3.6}{10^6}}{\frac{0.5}{10^6} + \frac{221.5}{56.3 \times 10^6}} = \frac{3.6}{4}$

$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{4.85}{2.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)25 = 100$   
 $(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)20.25 = 121.5$

$\lambda = 0.9$

$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 237 \times 10^6 \times 4.75 = 56.2 \times 10^6$

$\sigma_{ta} = \frac{20.25 + 25.00 - 2 \times 20.25}{20.25 - 20.25}$

Si fuéramos:  $a = 4.5$  con  $\lambda = 0.8$   
 $b = 5.5$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\sigma_{ta} = \frac{\overbrace{20.25 + 30.25}^{50.50} - \overbrace{2 \times 0.8 \times 30.25}^{48.4}}{\underbrace{30.25 - 20.25}_{10}} p = \frac{2.1}{10} p$$

$$\sigma_{ta} = 0.21 p = 0.21 \times 50 = 10.5 \text{ kg/cm}^2 < 20.8$$

Mínimo  $b$ : Despejando  $b$  par  $\sigma_{ta} = 20.8$

$$20.8 = \frac{20.25 + b^2 - 2 \times 0.8 \times b^2}{b^2 - 20.25} \cdot 50$$

$$20.8 b^2 - 629.2 = 1012.50 + \frac{50b^2 - 80b^2}{-30b^2}$$

$$\begin{array}{r} 20.8 b^2 - 629.2 = 1012.50 + \frac{50b^2 - 80b^2}{-30b^2} \\ + 30 \\ \hline 50.8 b^2 = 1012.50 \\ + 629.2 \\ \hline 1641.70 \end{array}$$

$$b^2 = \frac{1641.70}{50.8} \quad b = 5.62 \text{ m}$$

Si fueran:  $a = 4.5$   
 $b = 5.5$

$$\sigma_{ta} = \frac{\overbrace{20.25 + 27.56}^{47.81} - \overbrace{2 \times 0.8 \times 27.56}^{44.1}}{\underbrace{27.56 - 20.25}_{7.31}} p = \frac{3.71}{7.31} p$$

$$\sigma_{ta} = \frac{3.71}{7.31} p = 25.4 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{ta} = 21.7 > 20.8$

Si fueran  $a = 4.5$  con  $\lambda = 0.8$   
 $b = 5.25$

$$\sigma_{ta} = \frac{\overbrace{20.25 + 27.56}^{47.81} - \overbrace{2 \times 0.8 \times 27.56}^{44.1}}{\underbrace{27.56 - 20.25}_{7.31}} p = \frac{3.71}{7.31} p = 25.4 \text{ kg/cm}^2$$

Para  $r=b$  ;  $\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$

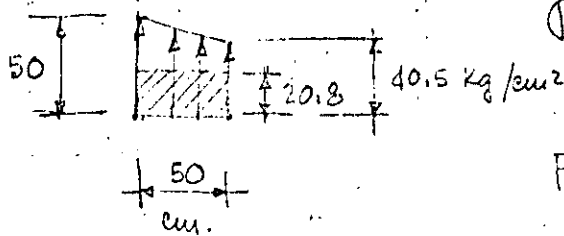
$$\sigma_{tb} = \frac{2 \times 20.25 - 0.81(20.25 + 25.00)}{25.00 - 20.25} p \quad \therefore \sigma_{tb} = \frac{3.85}{4.75} p$$

$\therefore \sigma_{tb} = \frac{3.85}{4.75} p = 0.81 p \Rightarrow \sigma_{tb} = 40.5 \text{ Kg/cm}^2$

Es fuerza de tensión permisible en el concreto  $R_t = \frac{f_c}{12}$

o sea  $R_t = \frac{250}{12} = 20.8 \text{ Kg/cm}^2 < 50 \text{ Kg/cm}^2$

Portanto es necesario ponerle acero de refuerzo.



$\sigma_t \text{ desequilibrio} = 50 - 20.8 = 29.2 \text{ Kg/cm}^2$   
 $40.5 - 20.8 = 19.7$

Fuerza de tensión para tomar con acero de refuerzo :

$$T = \left( \frac{29.2 + 19.7}{2} \right) 50 \times 100 = 122250 \text{ Kg}$$

$T = 122250 \text{ Kg/m} \Rightarrow t = 61.125 \text{ ton/m/cara}$

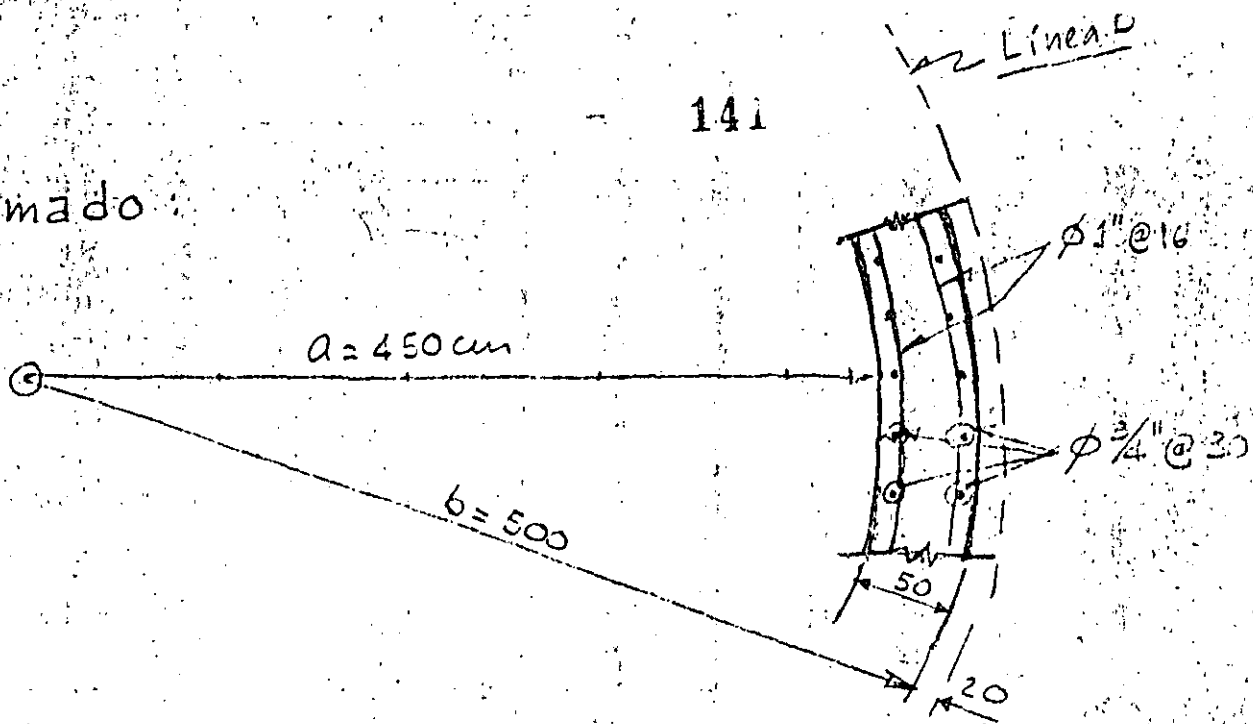
Usando acero:  $\phi \frac{3}{4}$ "  $Cap = 2.84 \times 2000 = 5680 \text{ Kg}$   
 $\phi 1"$   $Cap = 5.04 \times 2000 = 10080 \text{ Kg}$

Nº barras =  $\frac{61125}{5680} = 11 \Rightarrow \phi \frac{3}{4}" @ 9 \text{ cm}$

Nº barras =  $\frac{61125}{10080} = 6.06 \Rightarrow \underline{\underline{\phi 1" @ 16 \text{ cm}}}$

A acero de refuerzo por temperatura:  $A_s = 0.002 bd$

Armado:



Volumen de concreto "Línea A" =  $\left( \frac{10^2 - 9^2}{4} \right) \frac{\pi}{19} = 14.92 \text{ m}^3/\text{m}$

Volumen de concreto "Línea B" =  $\left( \frac{10.4^2 - 9^2}{4} \right) \frac{\pi}{27.16} = 21.33 \text{ m}^3/\text{m}$

Acero de refuerzo:

por temperatura  $N = \frac{\pi d}{30} = \frac{910 \times 3.1416}{30} = 95 \text{ barras (interior)}$

$N = \frac{\pi d}{30} = \frac{990 \times 3.1416}{30} = 104 \text{ barras (exterior)}$

$\Sigma = 199 \text{ barras} \times 2.25 \text{ kg/m}$

de tension  $\pi d = 3.1416 \times 9.14 = 28.73 + 3 = 31.73 \text{ m} \times \frac{100}{16} = 198.31 \text{ m}$

$\pi d = 3.1416 \times 9.863 = 30.96 + 3 = 33.96 \text{ m} \times \frac{100}{16} = 212.25 \text{ m}$

$\Sigma = 410.56 \text{ m}$

Peso = 1642.24

Peso total de acero de refuerzo = 1642 Kg/m.

Costo/m =  $21 \text{ m}^3 \times \$ 30,000 = 630,000$   
 $50,000 = 1,360,000$   
 $\Sigma = 1,990,000$

Para un túnel con  $a = 4.50 \text{ m}$

$b = 5.35 \text{ m}$  con espesor de 85 cm

tenemos:

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$p = 50 \text{ kg/cm}^2$   
 $\lambda = 0.8$  (empujado)

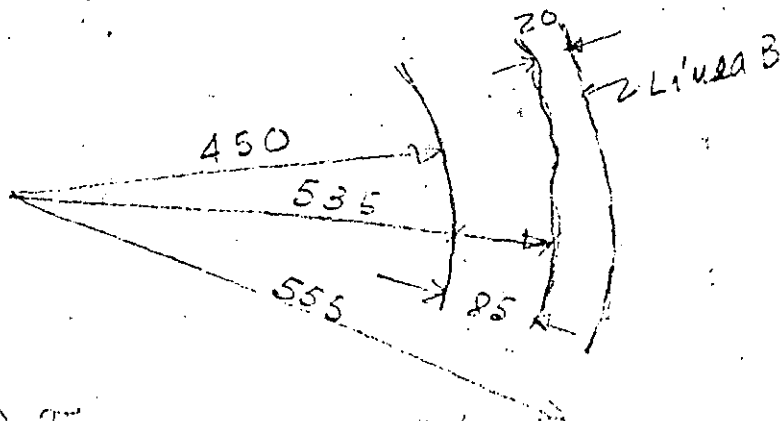
$$\sigma_{ta} = \frac{\frac{48.87}{20.25 + 28.62} - \frac{45.80}{2 \times 0.8 \times 28.62}}{28.62 - 20.25} p$$

8.37

$$\sigma_{ta} = \frac{3.07}{8.37} 50 = 18.3 \text{ kg/cm}^2 < 20.8 \text{ (permisible)}$$

Pasan los esfuerzos de tensión en el concreto sin acero de refuerzo.

Volumen

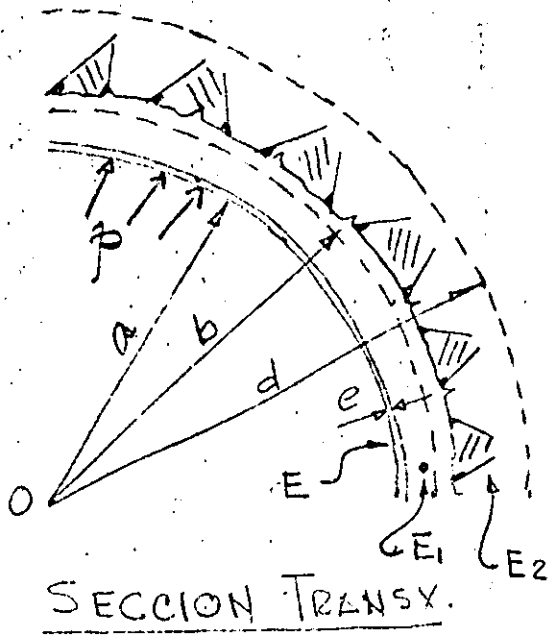


$$V = \left( \frac{11.1^2 - 9^2}{4} \right) \pi = 33.15 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Costo} = 33.15 \times 60000 = \$1'989'000/\text{m}$$

2. CON CARMISA METALICA

DATOS



$$\left. \begin{aligned} a &= 4.5 \text{ m} \\ b &= 5.15 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{espesor} &= 65 \text{ cm} \\ f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$d = 6.35 \text{ m}$

$p = 50 \text{ Kg/cm}^2$  ✓

$E_1 = 2.37 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$E_2 = 2.50 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$  ✓

$E = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_1 = 0.2 ; m_1 = 5$

$\mu_2 = 0.26 ; m_2 = 3.85$

$\mu = 0.28 ; m = 3.57$

Obtención de  $\lambda_2 = \frac{pe}{pb}$  y  $\lambda_1 = \frac{pb}{p}$  en donde:

$p$  = presión en el tubo

$p_b$  = pres. en concreto

$pe$  = pres. en roca

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2-a^2)}}{\frac{m_2+1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1-1)b^2 + (m_1+1)a^2}{m_1 E_1(b^2-a^2)}}$$

$a = 4.5 ; a^2 = 20.25$   
 $b = 5.15 ; b^2 = 26.53 ; b^2 - a^2 = 6.28$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2.72}{10^6}}{\frac{0.5}{10^6} + \frac{271.62}{74.42 \times 10^6}}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2-a^2)} = \frac{2 \times 20.25}{2.37 \times 10^6 \times 6.28} = \frac{2.72}{10^6}$$

$$\lambda_2 = \frac{2.72}{0.5 + 3.06} = \frac{2.72}{3.56}$$

$$\frac{m_2+1}{m_2 E_2} = \frac{3.85+1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$(m_1-1)b^2 = (5-1)26.53 = 106.12$   
 $(m_1+1)a^2 = (5+1)20.25 = 121.50$   
 $\quad \quad \quad 227.62$

$\therefore \lambda_2 = 0.76$

$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.37 \times 10^6 (6.28) = 74.42 \times 10^6$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] \left[ (m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2 \right]}$$

Primero hay que estimar el espesor del tubo suponiendo que solo toma un 4% de la presión  
 $p = 0.04 \times 50 = 2 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{pr}{t} ; \quad t = \frac{pr}{\sigma} ; \quad \text{Para recip. a presión} \quad \sigma = 1000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2 \times 451}{1000} = 0.9 \text{ cm} + 0.15 \text{ cm (corrosión)}$$

$$\therefore t = 1.05 \text{ cm} \quad \therefore t = 1.27 \text{ cm} = \underline{\underline{1/2''}}$$

Por efectos de: fabricación, manejo, eslados e inyecciones; conviene aumentar el espesor a  
 $\rightarrow 5/8'' \text{ ó } 3/4'' \leftarrow$

vamos a considerar el de  $3/4''$

$$\frac{a^2}{Ee} = \frac{20.25}{21 \times 10^6 \times 0.02} = \frac{48.21}{10^6}$$

$$\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = \frac{4.5}{5 \times 2.37 \times 10^6 (6.28)} = \frac{0.06}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5 - 1)(20.25 - 0.76 \times 26.53) = 0.36$$

$$(m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2 = (5 + 1)(1 - 0.76)26.53 = \frac{38.20}{38.56}$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{48.21}{10^6}}{\frac{48.21}{10^6} + \frac{0.06}{10^6} (38.56)} = \frac{48.21}{50.52} \quad \lambda_1 = \underline{\underline{0.95}}$$

Presión sobre el concreto:

$$p_b = \lambda_1 p \quad ; \quad p_b = 0.95 \times 50 = 47.5 \text{ kg/cm}^2$$

Presión sobre la roca:

$$p_c = \lambda_2 p_b \quad ; \quad p_c = 0.76 \times 47.5 = 36.1 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el tubo:

$$\sigma = \frac{p r}{t} \quad ; \quad \sigma = \frac{p - p_b}{t} r$$

$$\therefore \sigma = \frac{50 - 47.5}{2} \times 451 = 564 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ (perm)} \\ \text{(Pasa)}$$

Esfuerzos en el concreto (considerando roca sana)

$$\text{Para } r = a; \quad \sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p_b$$

$$\therefore \lambda = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}} = \lambda_2 = 0.76$$

$$\sigma_{ta} = \frac{20.25 + 26.53 - 2 \times 0.76 \times 26.53}{6.23} \times 47.5 = \frac{6.45}{6.23} \times 47.5$$

$$\sigma_{ta} = 49 \text{ kg/cm}^2 > 20.3 \text{ (no pasa)}$$



Tanteo con 75 cm de espesor de concreto

$$a = 4.5; a^2 = 20.25 \quad a^2 + b^2 = 47.81$$

$$b = 5.25; b^2 = 27.56 \quad b^2 - a^2 = 7.31$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 20.25}{2.37 \times 10^6 \times 7.31} = \frac{2.34}{10^6}$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)27.56 = 110.24$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)20.25 = \frac{121.50}{231.74}$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.37 \times 10^6 (7.31) = 86.62 \times 10^6$$

$$\lambda = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

$$\lambda = \frac{\frac{2.34}{10^6}}{\frac{0.5}{10^6} + \frac{231.74}{86.62 \times 10^6}}$$

$$\lambda = \frac{2.34}{0.5 + 2.68} = \frac{2.34}{3.18}$$

$$\therefore \lambda = 0.74$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p_b$$

$$\sigma_{ta} = \frac{47.81 - \overbrace{2 \times 0.74 \times 27.56}^{40.79}}{7.31} p_b = \frac{7.02}{7.31} p_b = 0.96 \times 47.5$$

$$\underline{\sigma_{ta} = 45.6} > 20.3 \quad (\text{no pasa})$$

De acuerdo con estos resultados es necesario utilizar concretos de 350 a 400 kg/cm<sup>2</sup>

Tanteo con  $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$  y 75 cm de espesor

$$a = 4.5 \text{ m} ; a^2 = 20.25 \quad a^2 + b^2 = 47.81$$

$$b = 5.25 \quad b^2 = 27.56 \quad b^2 - a^2 = 7.31$$

$$E_1 = 15000 \sqrt{400} = 300000 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu_1 = 0.2 ; m_1 = 5$$

$$E_2 = 250000 \text{ Kg/cm}^2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\mu_2 = 0.26 ; m_2 = 3.85$$

$$\lambda = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}} = \lambda$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 20.25}{3 \times 10^6 (7.31)} = \frac{1.85}{10^6}$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1) 27.56 = 110.24$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1) 20.25 = \frac{121.50}{231.74}$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 3 \times 10^6 (7.31) = 109.65$$

$$\text{Para } r = a ; \sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p_b$$

$$\sigma_{ta} = \frac{47.81 - 2 \times 0.71 \times 27.56}{7.31} \times p_b \quad p_b = 47.5$$

$$\sigma_{ta} = \frac{8.68}{7.31} \times 47.5 = 56.4 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{400}{12}$$

(NO PASA)

Consideraudo un diámetro interior = 8.60 m  
 y concreto  $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$ , con espesor de 75 cm.  
 y presión interior máxima  $p = 50 \text{ Kg/cm}^2$

Datos:

$$a = 4.3 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{espesor } 75 \text{ cm} \quad \begin{array}{l} a^2 = 18.49 \\ b^2 = 25.50 \end{array} ; \quad \begin{array}{l} a^2 + b^2 = 43.99 \\ b^2 - a^2 = 7.01 \end{array}$$

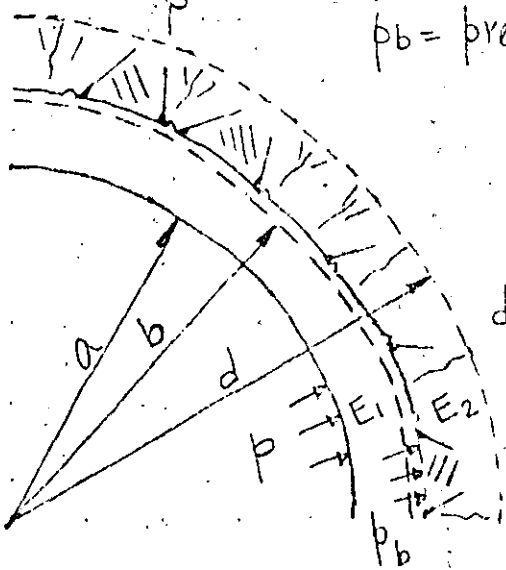
Concreto  $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $E_1 = 15000 \sqrt{400} = 300000 \text{ Kg/cm}^2 = 3 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_1 = 0.2$ ;  $m_1 = 5$

Roca:  $E_2 = 250000 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $= 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_2 = 0.26$ ;  $m_2 = 3.85$

$\lambda = \frac{pb}{p}$ ;  $p$  = presión interior sobre el concreto  
 $pb$  = presión sobre la roca



Para  $r = a$ ;  $\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$

donde:  $\lambda = \frac{2a^2}{\frac{E_1(b^2 - a^2)}{m_2 + 1} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_2 E_2 + m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$

$\lambda = \frac{1.76}{\frac{2.63}{3.13} + \frac{212.94}{80.97}} = \frac{1.76}{3.13} = 0.56$

SECCION TRANSV.

$\sigma_{ta} = \frac{43.99 - 2 \times 0.56 \times 25.50}{7.01} \times 50$

$\frac{2a^2}{(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{2 \times 10^6 \times (7.01)} = \frac{1.76}{10^6}$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)25.5 = 102.00$   
 $(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)18.49 = 110.94$   
 $212.94$

$\sigma_{ta} = \frac{15.43}{7.01} \times 50$

$\sigma_{ti} = 110$

$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$

$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 3.85 \times 3 \times 10^6 \times 7.01 = 80.97 \times 10^6$

$p = 50 \text{ Kg/cm}^2$       149

espesor de 50 cm y  
 $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $E_1 = 15000 \sqrt{200} = 212000 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $= 2.12 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_1 = 0.2$ ;  $m_1 = 5$

Roca:  $E_2 = 250000 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $= 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_2 = 0.26$ ;  $m_2 = 3.85$

$a = 4.3 \text{ m}$   
 $b = 4.8 \text{ m}$  } espesor = 50 cm

$a^2 = 18.49$ ;  $a^2 + b^2 = 41.53$   
 $b^2 = 23.04$ ;  $b^2 - a^2 = 4.55$

$$\lambda = \frac{2a^2}{\frac{E_1(b^2 - a^2)}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{2.12 \times 10^6 \times 4.55} = \frac{3.83}{10^6}$$

$$\lambda = \frac{3.83}{\frac{0.5 + \frac{203.10}{48.23}}{4.71}} = 0.81$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{41.53 - 2 \times 0.81 \times 23.04}{4.55} p$$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1) 23.04 = 92.16$

$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1) 18.49 = \frac{110.94}{203.10}$

$\sigma_{ta} = \frac{4.21}{4.55} \times 50$

$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.12 \times 10^6 (4.55) = 48.23 \times 10^6$

$\sigma_{ta} = 46 \text{ Kg/cm}^2$

Con  $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $E_1 = 15000 \sqrt{150} = 183700 \text{ Kg/cm}^2 = 1.84 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

$\mu_1 = 0.2$ ;  $m_1 = 5$ ;  $\sigma_{ta} = 0.75 p = 37.5 > 17.5$   $\sigma = \frac{39.65 - 2 \times 0.39 \times 21.16}{2.67} p$

Roca;  $E_2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ ;  $\mu_2 = 0.26$ ;  $m_2 = 3.85$

$a = 4.3$  } espesor 30 cm;  
 $b = 4.6$  }  $a^2 = 18.49$ ;  $a^2 + b^2 = 39.65$   
 $b^2 = 21.16$ ;  $b^2 - a^2 = 2.67$

$$\lambda = \frac{7.53}{\frac{0.5 + \frac{115.98}{24.56}}{3.46}} = 0.39$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{1.84 \times 10^6 \times (2.67)} = \frac{7.53}{10^6}$$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1) 21.16 = 84.64$   
 $(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1) 18.49 = \frac{110.94}{195.58}$

$\sigma_{ta} = \frac{11.88}{2.67} p$

$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{0.5}{10^6}$   $m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 1.84 \times 10^6 \times 2.67 = 24.56 \times 10^6$

3er TANTEO : Es pesor mínimo de concreto = 30 cm.

150

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 ; E = 15000 \sqrt{280} = 250000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_1 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 ; \mu_1 = 0.2 ; m_1 = 5$$

$$\text{Roca : } E_2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 ; \mu_2 = 0.26 ; m_2 = 3.85$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 4.30 \text{ m} \\ b = 4.60 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ espesor} = 30 \text{ cm}$$

$$a^2 = 18.49 ; a^2 + b^2 = 39.65$$

$$b^2 = 21.16 ; b^2 - a^2 = 2.67$$

$$\lambda = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{2.5 \times 10^6 (2.67)} = \frac{5.54}{10^6}$$

$$\lambda = \frac{5.54}{0.5 + \frac{195.58}{33.34}} = \frac{5.54}{6.37} = 0.87$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)21.16 = 84.64$$

$$\sigma_{ta} = \frac{39.65 - 2 \times 0.87 \times 21.16}{2.67} p$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)18.49 = 110.94$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.5 \times 10^6 (2.67) = 33.34$$

$$\sigma_{ta} = \frac{2.83}{2.67} \times 50 = 53 \text{ Kg/cm}^2$$

(No Pasa)

$$R_{\text{máx}} = \frac{280}{12} = 23.3 \text{ Kg/cm}^2$$

4° TANTEO

Con espesor de 85 cm  
 y  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  151

$E_1 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ ;  $\mu_1 = 0.2$ ;  $m_1 = 5$

Roca  $E_2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ ;  $\mu_2 = 0.26$ ;  $m_2 = 3.85$

$a = 4.3 \text{ m}$   
 $b = 5.15 \text{ m}$  } espesor 85 cm

$a^2 = 18.49$      $a^2 + b^2 = 45.02$   
 $b^2 = 26.53$      $b^2 - a^2 = 8.04$

$$\lambda = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{2.5 \times 10^6 (8.04)} = \frac{1.84}{10^6}$$

$$\lambda = \frac{1.84}{0.5 + \frac{217.06}{2.16 \times 100.5}} = 0.69$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)26.53 = 106.12$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)18.49 = \frac{110.94}{217.06}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{45.02 - 2 \times 0.69 \times 26.53}{8.04} p$$

$$\sigma_{ta} = \frac{8.41}{8.04} p = 52.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.5 \times 10^6 (8.04) = 100.5$$

$$52.3 > 23.3 \text{ (permissible)}$$

Con espesor de 1m y  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$a = 4.3 \text{ m}$   
 $b = 5.3 \text{ m}$  } espesor 100 cm

$a^2 = 18.49$      $a^2 + b^2 = 46.58$   
 $b^2 = 28.09$      $b^2 - a^2 = 9.60$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{2.5 \times 10^6 (9.6)} = \frac{1.55}{10^6}$$

$$\lambda = \frac{1.55}{0.5 + \frac{223.30}{2.12 \times 100.5}} = \frac{1.55}{2.92} = 0.53$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)28.09 = 112.36$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)18.49 = \frac{110.94}{223.30}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{46.58 - 2 \times 0.53 \times 28.09}{9.60} p$$

$$\sigma_{ta} = \frac{16.20}{9.60} p = 1.75 p$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 3.85 \times 2.5 \times 10^6 (9.6) = 92.4$$

$$\sigma_{ta} = 21.5 \text{ kg/cm}^2 >> 23.3$$

Considerando camisa metálica que tome 30% de la presión interior y placa con  $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$  tenemos:

$$\sigma = \frac{pr}{t} ; t = \frac{0.3 \times 50 \times 431}{2000} = 3.23 \text{ cm}$$

Máximo espesor  $t = \frac{1}{8}'' = 34.92 \text{ mm}$

Datos:

$a = 430 \text{ cm}$   
 $b = 480 \text{ cm}$  } espesor = 50 cm.

$a^2 = 4.3^2 = 18.49 ; a^2 + b^2 = 41.53$   
 $b^2 = 4.8^2 = 23.04 ; b^2 - a^2 = 4.55$

Concreto  $f_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$   
 $R_c = 400/12 = 33 \text{ Kg/cm}^2$

$E_1 = 3 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 ; \mu_1 = 0.2 ; m_1 = 5$   
 $E_2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 ; \mu_2 = 0.26 ; m_2 = 3.8$

$\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b} ; p_c = \text{presión en roca} ; p_b = \text{presión en el concreto}$

$$\lambda_2 = \frac{2a^2}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

$$\lambda_2 = \frac{2.71}{\frac{0.5 + \frac{263 \cdot 10^6}{60.25}}{2.47}} = 0.70$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{3 \times 10^6 (4.55)} = \frac{2.71}{10^6}$$

$$\lambda_1 = \frac{p_b}{p} = 0.70$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{3.85 + 1}{3.85 \times 2.5 \times 10^6} = \frac{0.5}{10^6}$$

con  $p = \text{presión en el tubo}$   
 $p_b = \text{presión en concreto}$

$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1) 23.04 = 92.16$   
 $(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1) 18.49 = 110.94$   
 $203.10$

Presión sobre el concreto

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 3 \times 10^6 (4.55) = 66025$$

$$p_b = \frac{0.7 \times 50}{1.5} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

Es fuerza en el concreto  $\sigma_{ca} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p_b ; \lambda = 0.70$

$$\sigma_{ca} = \frac{41.53 - 2 \times 0.70 \times 23.04}{4.55} \times 33 = \frac{9.27}{4.55} \times 33 = 67 \text{ Kg/cm}^2 > 33$$

(No pasa)

Si  $\lambda = 0.8$   $\sigma_{ca} = \frac{41.53 - 2 \times 0.8 \times 23.04}{4.55} \times 33 = \dots$

Utilizando:  $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $E_1 = 1.84 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ ;  $\mu_1 = 0.2$ ;  $m_1 = 5$

Roca;  $E_2 = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ ;  $\mu_2 = 0.26$ ;  $m_2 = 3.85$

$$R_t = 150/12 = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 4.3 \text{ m} \\ b = 4.8 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ espesor } 50 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{4.42}{0.5 + \frac{203.10}{4.85}} = \frac{4.42}{5.35} = 0.83$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 18.49}{1.84 \times 10^6 \times 4.55} = \frac{4.42}{10^6}$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{0.5}{10^6}$$

$$\begin{aligned} (m_1 - 1)b^2 &= (5 - 1) 23.04 = 92.16 \\ (m_1 + 1)a^2 &= (5 + 1) 18.49 = 110.94 \\ & \quad \quad \quad 203.10 \end{aligned}$$

$$m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 1.84 \times 10^6 \times 4.55 = 41.86 \times 10^6$$

Presión sobre el concreto

$$p_b = 0.17 \times 47.5 = 33.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el concreto:

$$\sigma_{ca} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p_b$$

$$\sigma_{ta} = \frac{41.53 - \overbrace{2 \times 0.83 \times 23.04}^{38.25}}{4.55} = 33.25$$

$$\sigma_{ta} = \frac{3.22}{4.55} \times 33.25 = 0.72 \times 33.25$$

$$\sigma_{ta} = 24 \text{ Kg/cm}^2 > 12.5 \text{ Kg/cm}^2$$



Si la camisa metálica tomara el 50% de la presión

$$p = 48.5 \text{ Kg/cm}^2; \quad p_{\text{tubo}} = 0.5 \times 48.5 = 24.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{pr}{t}; \quad t = \frac{24.25 \times 432}{2000} = 5.24 \text{ cm.} \Rightarrow t = 2\frac{1}{4}''$$

$$\begin{array}{r} 5.24 \\ + .16 \\ \hline 5.40 \text{ cm} \end{array} \quad \begin{array}{r} 57.15 \text{ cm} \\ 2.75 \\ \hline 462 \end{array}$$

$$\text{máxima } p = \frac{\sigma t}{r} = \frac{2000 \times 5.72}{462.85} = 24.72$$

El tubo puede tomar  $24.72 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{y el concreto } p = 48.5 - 24.72 = \underline{\underline{23.78}} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzos en el concreto} = 0.72 \times 23.78 = 17 \text{ Kg/cm}^2 > \checkmark$$

La tendencia será a tomar mayor presión con el tubo  
p.ej. 60% ;  $p = 0.6 \times 48.5 = \underline{\underline{29.1}} \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{el concreto } p_b = 48.5 - 29.1 = \underline{\underline{19.4}} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y el esfuerzo } \sigma_{ta} = 0.7 \times 19.4 = \underline{\underline{13.58}} \approx \underline{\underline{12.5}}$$

Tentativamente: 2.60

$$\left. \begin{array}{l} \phi_{\text{int}} = 430 \text{ cm} \\ \phi_{\text{ext}} = 480 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{espesor} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Camisa metálica} = 2\frac{1}{4}'' \text{ con } f_s = \underline{\underline{2000}} \text{ Kg/cm}^2 = \underline{\underline{60\%}} p;$$

$$\text{concreto } f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2.$$

Determinación de  $\lambda_1$  : con  $\lambda_2 = 0.6$

$$\lambda_1 = \frac{a^2}{Ee} \left[ \left( \frac{a^2}{Ee} \right) + \left[ \frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right] \left[ (m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2 \right] \right]$$

$$\frac{a^2}{Ee} = \frac{4.3^2}{21 \times 10^6 \times 0.057} = \frac{15.45}{10^6}$$

$$\left[ \frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right] = \frac{4.3}{5 \times 1.84 \times 10^6 \times 4.55} = \frac{0.10}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2)$$

$$(5 - 1)(18.49 - 0.6 \times 23.04) = 18.68$$

$$(m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2 = (5 + 1) \left( \underbrace{1 - 0.6}_{2.4} \right) \times 23.04 = 55.3$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{15.45}{10^6}}{\frac{15.45}{10.6} + \left( \frac{0.10}{10^6} \right) \left( \frac{18.68 + 55.3}{7.398} \right)} = \frac{15.45}{\frac{15.45 + 7.398}{22.848}}$$

$$\lambda_1 = 0.67 > \underline{\underline{0.6}}$$

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

1.- JAVIER ARANDA BALTAZAR

2.- EFRAIN ARIAS VELAZQUEZ  
Nicolas Romero No. 70  
Col. Magdalena Mixhuca  
Delg.  
C.P. 15850  
México, D.F.  
Tel. 552-26-86

S.C.T.  
Altadena No. 23  
Col. Nápoles  
Delg.  
C.P. 03810  
México, D.F.  
Tel. 687-61-99

3.- ALFREDO CARLOS ARROYO VEGA  
Viaducto Miguel Alemán No. 190  
Col. Narvarte  
Delg.  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 538-45-38

COLINAS DE BUEN, S.A.

4.- FERNANDO BECERRA PONCE DE L.

COMISION FEDERAL DE ELFCTRICIDAD

5.- FRANCISCO BUSTOS ANZUREZ

S.C.T.

6.- ALVARO CABALLERO ALMERALLA  
2a. Gustavo E. Campa No. 59  
Col.  
Delg. Guastavo A. Madero  
C.P. 07870  
México, D.F.  
Tel. 537-79-69

S.C.T.  
Xola y Av. Universidad  
Col. Narvarte  
Delg.  
C.P.  
México, D.F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

7.- MIGUEL ANGEL CONTRERAS SANDOVAL  
Puerto Coatzacoalcos No. 21  
Col. Casas Aleman  
Delg. Gustavo A. Madero  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 753-84-50

S.A.R.H.  
Reforma 20 Mezaninne  
Col. Tabacalera  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 592-33-65

8.- CLARA LUZ DE LA ROSA GUDIÑO  
Av. Río Blanco No. 216  
Col. Industrial  
Delg. Gustavo A. Madero  
C.P. 07700  
México, D.F.  
Tel.

GRUPO ICA  
Legaria No. 252  
Col. Pensil  
Delg. Miguel Hidalgo  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 399-59-22 Ext. 216

9.- CARLOS DELGADO CUEVAS

D.D.F.

10.- ALFREDO FLORES JUAREZ  
Hidalgo No. 26  
Sn. Fco. Culhuacán  
Delg.  
C.P.  
México, D.F.  
Tel.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
Av. Río Mississippi No. 71-12° P.  
Col. Condesa  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 553-71-33 Ext. 2798

11.- SALVADOR GALLARDO DOMINGUEZ  
Dinamarca No. 73-4  
Col.  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P. 06600  
México, D.F.  
Tel.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
Av. Río Mississippi No. 71  
Col. Juárez  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P. 06600  
México, D.F.  
Tel.

12.- EDUARDO GALVAN GARCÍA  
Bosques de Austria No. 73  
Col. B. de Aragón  
Mpo. de Nezahualcoyotl  
C.P. 57170  
México  
Tel. 567-66-00 Ext. 2089

INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
Eje Central Lázaro Cárdenas #152  
Col.  
Delg.  
México, D.F.  
Tel. 567-66-00 Ex. 20897

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
13.- JUAN M. GARCIA CHAVEZ	S.C.T.
14.- ANDRES B. GARCIA HERNANDEZ 2a. Cda. de Alberto Salinas #23 Col. Delg. Venustiano Carranza C.P. 15740 México, D.F. Tel. 558-52-16	S.C.T. Fernando #247 Col. Alamos Delg. Benito Juárez C.P. México, D.F. Tel. 590-93-52
15.- ELDEFONSO GARCIA ZARATE Edif. Felipe Angeles Ent."B" #003 Col. El Rosario Delg. Azcapotzalco C.P. 02430 México, D.F. Tel.	S.C.T. Altadena No. 23-3° Piso Col. Delg. Benito Juárez C.P. 03810 México, D.F. Tel. 6-87-61-99 Ext.173
16.- ADRIAN GIOMBINI GUZMAN	S.C.T.
17.- RAFAEL GOMEZ GONZALEZ	S.C.T.
18.- JOSE ANTONIO GOMEZ MARTINEZ Juan Escutia No. 39 Col. Niños Héroes Queretaro, Qro. Tel. 6-12-14	S.A.R.H. Av. Constituyentes No. 33 Ote. Col. C.P. 76000 Tel. 258-30 4-22-06

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19.- PEDRO ALEJANDRO GONZALEZ CASTELLANOS Morelos No. 113 El Grullo, Jalisco Tel. 91 338-72497	S.A.R.H. Urbano Rosales No. 130 El Grullo, Jalisco Tel. 7 24-60
20.- JOSE LUIS GUANI OLALDE Fco. Javier Alegria No. 13 Queretaro, Qro. C.P. 76150	S.A.R.H. Constituyentes No. 33 Ote. Queretaro, Qro. C.P. 76140
21.- LEONARDO GUZMAN LEON Calzada de Malpan No. 1108 Int.26 Col. Delg. Benito Juárez C.P. 03500 México, D.F. Tel.	S.C.T. Altadena No. 23 Esq. Insurgentes S Col. Nápoles Delg. Benito Juárez C.P. 03500 México, D.F. Tel.
22.- JOSE LUIS HERNANDEZ CRUZ Priv. Chicoazen Mza 2 Lote 21 Col. Sta. Cecilia Tlanepantla, Edo. de Méx. Tel. 651-29-74	D.D.F. Av. Universidad No. 800 Col. Delg. Benito Juárez C.P. 03310 México, D.F. Tel. 688-24-43
23.- CUITLAHUAC HERNANDEZ NAHLE	D.D.F.
24.- MARCOS HOPKINS SCOTT López Cotilla No. 79	S.C.T. López Coti-la No. 79

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25.- JUAN JIMENEZ	GRUPO ICA
26.- RAUL MANUEL IBARRA GONZALEZ	SERVICIOS ESPECIALIZADOS DE INGENIERIA CIVIL, S.A.
27.- ALEJANDRO LEON RAMIREZ Cerro del Sol 211 Col. Lomas Valle Dorado Tlalnepantla, Edo. de Méx. C.P. Tel.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Río Mississippi No. 71-12 Piso Col. Cuauhtémoc Delg. Cuauhtémoc C.P. México, D.F. Tel. 553-71-33
28.- ADAN LOPEZ JIMENEZ Lerdo de Tejada No. 71 Fracc. Panamericano C.P. Queretaro, Qro. Tel 2-56-57.	S.A.R.H. Constituyentes Ote No. 35 Queretaro, Qro. C.P. 76000 Tel. 2-56-57
29.- ANTONIO LOPEZ P.	GRUPO ICA
30.- FRANCISCO LOPEZ PICOS Andador 26 de Fdo. Amilpa L-8 No. 302 M-6 Unidad el Risco CTM. Delg. Gustavo A. Madero C.P. 07090 México, D.F. Tel.	S.C.T. Altadena No. 23-3° Piso Col. Nápoles Delg. Benito Juárez C.P. México, D.F. Tel. 687-61-99 Ext. 180

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |      |   |  |
|------|---|--|
| 31.- | SALVADOR LOPEZ R.   | GRUPO ICA  |
| 32.- | JOSE PABLO LOZANO GONZALEZ<br>Uxmal No. 147-7<br>Col.<br>Delg. Benito Juárez<br>C.P. 03020<br>México, D.F.<br>Tel. 530-40-99                        | S.C.T.<br>Altadena No. 23<br>Col. Nápoles<br>Delg. Benito Juárez<br>C.P.<br>México, D.F.<br>Tel. |
| 33.- | EFREN MARTINEZ ESPINOSA   | D.D.F.   |
| 34.- | ANTONIO MARTINEZ  | GRUPO ICA  |
| 35.- | JORGE MARTINEZ RIVERA<br>Arroyo de los Sauces No. 49<br>Col. Lindavista<br>Delg. Gustavo A. Madero<br>C.P. 07320<br>México, D.F.<br>Tel. 5-86-52-46 | S.C.T.<br>Centro SCOP<br>Col. Narvarte<br>Delg. Benito Juárez<br>C.P.<br>México, D.F.<br>Tel.    |
| 36.- | RAUL MENCHACA MENCHACA  | UNAM DIR. GRAL. DE INTERCAMBIO<br>ACADEMICO  |



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
37.- LUIS ORTEGA RAMIREZ	D. D. F.
38.- JUAN IGNACIO ORTIZ HERRERA Dunas No. 32 Col. Acueducto de Guadalupe México, D.F. Tel. 519-07-30	S. C. T. Av. Universidad y Xola Col. Narvarte Delg. Benito Juárez C. P. 03028 México, D. F. Tel.
39.- JOEL PEREZ SANCHEZ Limón No. 145 Col. Delg. Azcapozalco C. P. 02200 México, D. F. Tel. 394-08-61	D. D. F. Cuitlahuac (Estacion Metro) Col. Popotla Delg. Miguel Hidalgo C. P. 11400 México, D. F. Tel. 399-50-46
40.- RUFINO PINEDA PAZ	S. C. T.
41.- VICTOR M. REYES LEON	S. C. T.
42.- JOSE LUIS PORCAYO SANTOS Cocoteros 161 Col. Nva. Sta. María Delg. Azcapotzalco C. P. 02800 México, D. F. Tel. 692-30-34	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Río Mississippi No. 71 Col. Cuauhtémoc Delg. Cuauhtémoc C. P. México, D. F. Tel. 5-53-71-33 Ext. 2138

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

43.- ANGEL RIOS CASTILLO  
Libertad No. 13-5  
Col.  
Delg. Azcapotzalco  
C.P. 02090  
México, D.F.  
Tel. 519-26-26

S.C.T.  
Eje Central No. 567  
Col.  
Delg.  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 519-26-26

44.- ALEJANDRO RIVERO BUENDIA

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

45.- SERGIO RIVERA CALZADA  
Panamá No. 16  
Col. Lomas de Queretaro  
C.P.  
Queretaro, Qro.  
Tel. 616-80

S.A.R.H.  
Contituyentes No. 33 Ote.  
Col.  
C.P. 76000  
Queretaro, Qro.  
Tel. 258-30

46.- ERWIN RIVERA GARCIA

D.D.F.

47.- OTHON ROJAS

GRUPO ICA

48.- JAIME SAAVEDRA R.

S.C.T.

DIRECTORIO DE ASISTENTES-AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES  
DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- 49.- ERNESTO SALGADO MONTOYA  
Xocongo No. 215  
Col. Tránsito  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P. 06820  
Tel. 588-02-51
- S.C.T.
- 50.- ROBERTO SALINAS HERNANDEZ  
Valle de Rodano No. 50 2a. Secc.  
Col. Valle de Aragón  
Municipio de Netzahualcoyotl  
Edo. de Méx.  
C.P. 57100  
Tel.
- INGENIERIA Y COORDINACION DE OBRAS, S.A.  
Antonio Maceo No. 161  
Col. Escandón  
Delg. Miguel Hidalgo  
C.P. 11800  
México, D.F.  
Tel. 515-80-81 515-84-47
- 51.- JOSE ANTONIO SANCHEZ SANCHEZ  
Manuel Gutiérrez Nájera No. 195  
Col.  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P. 06820  
México, D.F.  
Tel. 578-07-62
- S.C.T.  
Xola y Universidad Centro SCOP  
Col. Narvarte  
Delg. Benito Juárez  
C.P.  
México, D.F.  
Tel.
- 52.- AGUSTIN SANTANA MORA  
Zempoala No. 303-1  
Col.  
Delg. Benito Juárez  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 579-23-04
- S.C.T.  
Altadena No. 23-3°Piso  
Col. Nápoles  
Delg.  
C.P. 03810  
México, D.F.  
Tel. 687-61-99
- 53.- OCTAVIO SERRANO S.
- GRUPO ICA
- 54.- ENRIQUE SOTO TINOCO  
Viaducto Miguel Alemán No. 190  
Col. Narvarte  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 538-05-44
- COLINAS DE BUEN  
Viaducto Miguel Alemán No. 190  
Col. Narvarte  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 538-45-38

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

DEL 30 DE SEPTIEMBRE AL 5 DE OCTUBRE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- 55.- ANTONIO TRUJILLO AVALOS  
Pto. San Blas No. 24  
Col. Casas Alemán  
Delg. Gustavo A. Madero  
C.P. 07580  
México, D.F.  
Tel. 781-18-45
- S.C.T.  
Altadena No. 23-3° Piso  
Col. Nápoles  
Delg. Benito Juárez  
C.P.  
México, DF.  
Tel.
- 56.- GERARDO VILLALBA PEREZ  
Natal No. 601  
Col. Lindavista  
Delg. Gustavo A. Madero  
C.P. 07300  
México, D.F.  
Tel. 586-25-63
- DIR. GRAL. DE OBRAS MARITIMAS  
Providencia No. 807  
Col. Del Valle  
Delg. Benito Juárez  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 523-33-77
- 57.- JULIO CESAR ZAMORANO LUGO  
Abraham González No. 14-19  
Col.  
Delg. Cuauhtémoc  
C.P. 06600  
México, D.F.  
Tel.
- S.C.T.  
Altadena No. 23  
Col. Nápoles  
Delg.  
C.P.  
México, D.F.  
Tel. 687-61-99

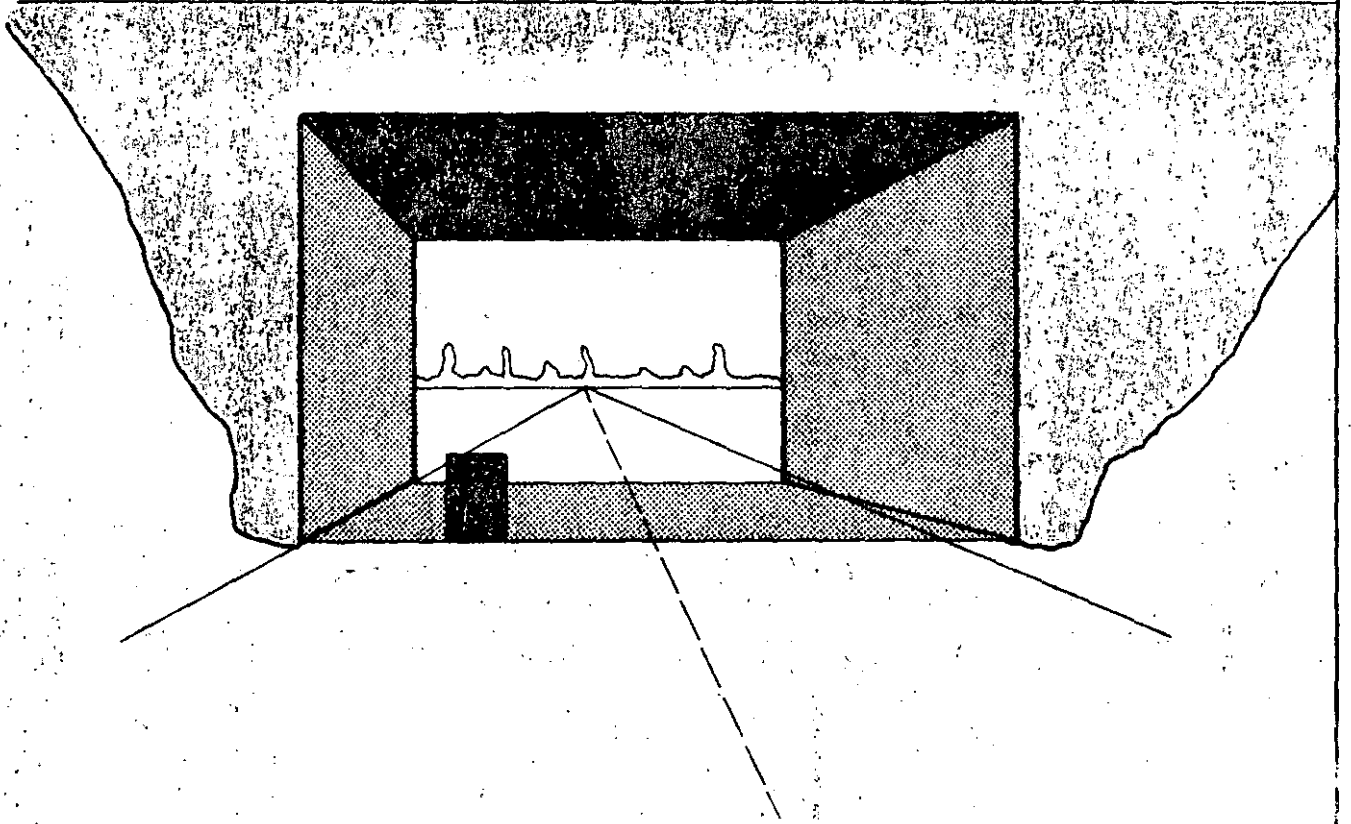


FIG. No. 6

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 la 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 o 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.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

SUPERVISION

ING. FERNANDO AREAN CARRILLO

SEPTIEMBRE, 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 mas 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 deforme 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 ya que los tuneleros han manejado siempre el "tiempo de puenteo", o el de -

autosuporte: tiempo que después de haberse excavado, puede permanecer el frente estable, sin soporte; cabe mencionar que la inestabilidad no solo se refiere al colapso, sino también al caso en que las deformaciones sean excesivas, haciendo imposible el avance. Naturalmente que el problema es saber que tanto es el tiempo suficiente, ya que no es una variable independiente.

Este enfoque es el que hace mas indispensable que nunca, una comunicación muy estrecha entre los responsables del diseño y de la construcción, de manera que la observación del comportamiento del subsuelo excavado se retroalimente al proyectista para que esté en posibilidades de ratificar, ajustar o modificar su modelo de partida, estableciéndose así un proceso cíclico.

En la Tabla 1, se presenta un resumen de las etapas básicas que comprende este proceso de diseño y construcción de túneles (D. Resendiz), que aunque se refiere a suelos blandos, tiene la misma validez conceptual para otros casos.

## CLASIFICACION DE SUELOS Y ROCAS EN TRABAJOS DE TUNELEO.

En el diseño y construcción de túneles intervienen diferentes especialistas, - por lo que para que sea efectivo el proceso cíclico mencionado en el inciso anterior, es necesario usar una misma terminología; desde el principio, es decir desde la etapa de caracterización del subsuelo. Para el geólogo el subsuelo consiste en roca consolidada (roca) o roca sin consolidar (suelo); el ingeniero constructor tiene su propio sistema de clasificación, según el grado de dificultad que encuentre y los métodos de excavación que pueda utilizar; el fabricante de equipo de tuneleo la refiere a los rendimientos obtenidos por el mismo.

En lo que sigue se repasarán las distintas clasificaciones existentes, con énfasis especial a las que tienen mayor significación para el ingeniero tunelero, en términos de su factibilidad de ataque, características de estabilidad y tipo de soporte, temporal y definitivo.

La primera clasificación, Figura 1, se refiere a la de suelos y rocas en función a sus propiedades mecánicas (M. Rochá, 1975). Por supuesto, en la naturaleza no existe una frontera definida y se encuentran rocas muy alteradas que se comportan como suelos.

En mecánica de suelos se utiliza el sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) Tabla 2, que permite una identificación sencilla de campo. Suele complementarse con la prueba de penetración estándar que miden la compacidad o consistencia relativa y para los suelos más finos, en términos de su resistencia a esfuerzo cortante, no drenada.

En 1950 Terzaghi propuso una clasificación de suelos basada en su comportamiento al ser excavados en túnel, Tabla 3, con la terminología usada por los propios tuneleros. Se aprecia que la descripción es únicamente cualitativa; por otra parte, depende de los procedimientos constructivos, no proporcionando datos para diseño. En 1969, Deere planteó la relación aproximada entre la cla-

sificación de Terzaghi y la del S.U.C.S., mencionando los tiempos de autosop<sup>o</sup>orte 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 mas 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 autosop<sup>o</sup>orte 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 acudir<sup>se</sup> 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).

DISTRIBUCION DE PRESIONES EN TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS.

El sistema suelo - estructura - carga está en constante interacción, estabilizándose solo a muy largo plazo. La Figura 4 muestra este proceso para una arzilla rígida.

Desde el momento en que se abre la cavidad en el suelo ocurre una alteración - del estado inicial de esfuerzos (primarios), lo que da lugar a una reducción o relajación de esfuerzos en una zona o incrementos en otras (los llamados secundarios).

En la Figura 5 se ha indicado esta alteración para el caso de una cavidad circular en un medio continuo, homogéneo e isotrópico, obtenida de un análisis -- elástico. El caso 1, sin presión lateral, aunque no ocurre en la práctica es ilustrativo para ver la distribución de esfuerzos tangenciales máximos, en dos puntos básicos: clave y media sección. Para mayor claridad no se han dibujado los esfuerzos radiales que, por equilibrio, son nulos en la pared de la cavidad, aumentando gradualmente al internarse en el suelo.

En la clave aparece una tensión igual a P que se reduce a cero; en la media -- sección; una compresión 3 P que disminuye asintóticamente a cero en una distancia aproximada de tres diámetros.

El caso 2 solo tiene por objeto mostrar la desaparición de tensiones en la clave, cuando la presión es igual en cualquier dirección, o sea una distribución similar a la de presión hidrostática, situación que puede presentarse en túneles en roca, a gran profundidad.

El caso 3 es mas representativo de un suelo, ya que considera una cierta presión lateral; con respecto al primer caso, disminuyen sin cambiar de signo -- los esfuerzos tangenciales.

Si la tensión de la clave es mayor que la capacidad a tensión o bien si en las paredes laterales la resistencia a compresión triaxial es menor que el esfuerzo tangencial, se genera una zona de plastificación como se indica en la Figu-



ra 6, que puede variar considerablemente en forma y extensión dependiendo si el material es puramente friccionante, tiene una cohesión aparente o real, o bien tiene una resistencia al corte debido tanto a fricción como a cohesión (J. Alberro).

Al plastificarse las paredes laterales se redistribuyen los esfuerzos en la zona elástica que tiene mayor rigidez.

La distribución de esfuerzos elásticos y plásticos se refiere al caso en que no hay ademe y se verá modificada en consecuencia, dependiendo de la rigidez del mismo, entrando entonces en juego la interacción suelo - revestimiento.

Este fenómeno es explicado de la siguiente manera (Véase Figura 7). Imagine mos un experimento en el que existiera en la masa de suelo un revestimiento -- perfectamente flexible, antes de excavadas el túnel a una profundidad  $Z$  y con un depósito de peso volumétrico  $\gamma$ , de tal manera que los esfuerzos primarios fueran  $\gamma Z$ , el vertical y  $K_0 \gamma Z$  el horizontal,  $K_0 < 1$ .

Como indica Peck, si quitáramos súbitamente el suelo del interior del túnel, el equilibrio es posible solamente si las presiones radiales son idénticas en todo el perímetro, lo que implica que debe haber algún mecanismo por el cual la intensidad de las presiones exteriores se iguale, el que se establece a costa de deformaciones del revestimiento, que cambia de sección circular a elíptica. Esta distribución favorable de presiones en el revestimiento es una consecuencia de la movilización del esfuerzo cortante en el suelo. Si el esfuerzo cortante permanece esencialmente constante después de haberse deformado éste, se estabiliza el sistema; si no es así, continúa la distorsión del revestimiento.

Estos esfuerzos cortantes en el terreno circundante, hacen que éste contribuya con el revestimiento a mantener la estabilidad de la cavidad. Por lo tanto, es indispensable conocer la variación con el tiempo de la resistencia, esfuerzo y deformaciones del suelo, así como la del propio revestimiento para llegar a un diseño racional del túnel. El problema en realidad es más complejo, ya que tanto la excavación como la colocación del ademe obedecen a procesos constructivos que consumen tiempo, asimismo el revestimiento no es perfectamente,

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 es-  
fuerzos cortantes en el terreno circundante, con lo que la presión promedio -  
del suelo,  $p$ , disminuye según la curva A D. 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 posi-  
ción, ocurriría otro incremento de deformación con motivo del tiempo transcu-  
rrido 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 "ofer-  
ta" de ademe. En la figura también se aprecia que el ademe tiene mas capaci-  
dad 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 excavarse 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 mas 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 cortador 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 arqueo, 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 arqueo 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/cm<sup>2</sup> en 2 horas, hasta 100 Kg/cm<sup>2</sup> 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:

$$P_z = \gamma H$$

$$\gamma = \text{Peso volumétrico del suelo}$$

$$H = \text{Altura al eje del túnel}$$

$$P_a = \text{Presión de aire}$$

$$S_u = \text{Resistencia al esfuerzo cortante, no drenado.}$$

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  $N_t \leq 6$ , 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  $N_t$  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 construídos, 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.

$$\text{máx.} = \frac{2}{5} \frac{V}{c}$$

El valor de  $\dot{C}$  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  | <ul style="list-style-type: none"> <li>1.1 Exploración, muestreo y medición de las condiciones y propiedades del subsuelo.</li> <li>1.2 Desarrollo de un modelo conceptual con las características y propiedades de los suelos a lo largo del eje del túnel.</li> <li>1.3 Investigaciones complementarias y mediciones durante la etapa de construcción para afinar el modelo conceptual del subsuelo.</li> </ul>   |
| 2.- Diseño contra colapso.                           | <ul style="list-style-type: none"> <li>2.1 Selección de los procedimientos y equipos de construcción.</li> <li>2.2 Selección de la presión (aire o fluidos) en la cámara de excavación.</li> <li>2.3 Selección del ademe primario, características y método de colocación del mismo.</li> </ul>   |
| 3.- Diseño contra deformaciones excesivas del suelo. | <p>Prevención o control de:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>3.1 Deformación del frente excavado</li> <li>3.2 Deformación de la superficie al pasar el escudo.</li> <li>3.3 Deformación de las paredes del túnel debido al ajuste inicial entre el suelo y el ademe primario.</li> <li>3.4 Deflexión del revestimiento primario</li> <li>3.5 Deformaciones debidas al efecto del tiempo, en el suelo y en el revestimiento definitivo.</li> </ul> |
| 4.- Construcción                                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>4.1 Implementación de las decisiones de diseño</li> <li>4.2 Observación del comportamiento del suelo</li> <li>4.3 Retroalimentación al modelo conceptual del suelo.</li> <li>4.4 Ajustes al diseño.</li> </ul>   |



## CLASIFICACION DE SUELOS EN TUNELEO TERZAGHI

Nº	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.	Cuando se tienen suelos residuales o arena espacadas 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.
8	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	ARRIBA DEL NIVEL FREATICO SECO
<p>LOESS</p> <p>DENSO</p>	<p>ARENA Y GRAVA ARENOSA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC-GC</p> <p>ARENA FINA CON CEMENTANTE ARCILLOSO SC</p> <p>LIMOINORGANICO ML</p>	<p>ARENA LIMOSA U &gt; 6 SM</p>	<p>ARENA LIMOSA FINA U &lt; 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 horas		100 min.	7 min.	0.5 min.	
					ABAJO DEL NIVEL FREATICO
	<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 INTENPERIZADA</p>	<p>ARENA LIMOSA U &gt; 6 DENSA SM</p>	<p>SUELTA</p> <p>SUELTA</p> <p>LIMOSA FINA ARENA, U &lt; 3, LIMO ARENA, GRAVA SM, SW, SP, GW, GP</p>	
FIRME	DESPRENDIMIENTO LENTO	DESPRENDIMIENTO RAPIDO	DESLIZAMIENTO COHESIVO	FLUYENDO	

23

TABLA I.2. Clasificación de rocas (características y propiedades)

TIPO DE ROCA	ROCA	COMPOSICION	TEXTURA	ESTRUCTURA	TONALIDAD	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	POROSIDAD (%)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA A LA TENSION (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA AL CORTE (kg/cm <sup>2</sup> )	INFORMACION COMPLEMENTARIA		
IGNEAS	VOLCANICAS o EXTRUSIVAS	Riolita	1,2,4 (1) SiO <sub>2</sub> (cuarzo)	Afanítica a porfirítica	A veces fluidal	Clara	2.4-2.6	4-5	1500-3000	150-300	Las rocas volcánicas incluyen además porfiríticas y no porfiríticas como: cenizas (no cementadas), lapilli, brechas, bombas, bombas, bombas, bombas, bombas. Su composición es variable y depende del magma que le da origen. Su textura puede ser granular, tridimensional o vítrea. Pueden observarse estratificaciones e inclusive formas de estructuras anticlinales o sinclinales.		
		Dacita	1,3,5 (2) KAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub> (ortoclasa)	Afanítica a porfirítica	Derrames lávicos	Clara	2.2-2.3	10-15	1500-3000	100-300			
		Traquita	2,5	Afanítica a porfirítica	Derrames lávicos	Clara							
	PLUTONICAS o INTRUSIVAS	Andesita	3,5 (3) CaAl <sub>2</sub> O <sub>4</sub> -NaAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub> (plagioclasas)	Afanítica a porfirítica	Derrames lávicos gruesos y cortos Vesicular, amigdaloidal o colada	Grisácea	2.8-2.9	0.1-1.0	1500-3000	100-300		200-600	
		Basalto	5,7,3	Afanítica	Grandes cuerpos intrusivos (batolitos)	Clara a moteada	2.6-2.9	0.5-1.5	1000-2500	70-250		140-500	
		Granito	1,2,4 (4) Silicatos ferro-magnesianos	Fanerítica	Cuerpos intrusivos	Moteada	Clara	2.7-3.05	0.1-0.5	1000-3500		150-350	250-600
		Granodiorita	1,3,5 (5) Micas (biotita y muscovita)	Fanerítica	Cuerpos intrusivos pequeños	Moteada							
INTRUSIVAS	Sienita	2,5	Fanerítica	Cuerpos intrusivos	Clara	2.7-3.05	0.1-0.5	1000-3500	150-350	250-600			
	Diorita	3,5 (6) Anfíboles y piroxenas	Fanerítica	Cuerpos intrusivos	Gris a oscura								
INTRUSIVAS	Diabasa	6,7,3	Afanítica & diabásica	Diques y mantos	Gris a oscura	2.8-3.1	0.1-0.2	1500-3000	150-300				
	Gabro	6,7,3 (7) Olivino	Fanerítica	Cuerpos intrusivos	Oscura								
SEDIMENTARIAS	CLASTICAS	Conglomerado	Más del 25% de fragmentos de roca arredondados > 2 mm de diámetro	Sudicea. Fragmentos > 2 mm de diámetro	Estratificación gruesa Cuerpos lenticulares y relleno de cauces	Variable					Otras rocas de textura sudicea o granular, con los bloques de 1 a 2 m de diámetro, que llegan a constituir cuerpos o depósitos de extensión considerable. Existen además depósitos glaciares, fluvio-glaciares y lacustres.		
		Arenisca	Cuarzo, feldespato, fragmentos de roca, micas, calcita, minerales arcillosos, minerales pesados, sericita, dolomita y colorano	Arenicea. Fragmentos de 1/16 a 2 mm de diámetro	Estratificación cruzada ondulada, graduada, masiva y laminar	Clara	2.0-2.6	5-25	200-1700	40-250		60-400	
	Litolita		Finos fragmentos de 1/16 a 1/32 de diámetro	Estratificación delgada	Clara								
	Lutita	Minerales arcillosos, micas arcillosas, clorita e hidróxidos de hierro.	Lutícea. Fragmentos menores a 1/32 mm de diámetro.	Laminación característica, fisil, concreciones bajas de lodo	Gris a oscura	2.0-2.4	10-30	50-1000	20-100	30-300			
SEDIMENTARIAS	NO CLASTICAS orgánicas y químicas	Caliza	Minerales carbonatados (calcita, dolomita, etc) con trazas de silicatos, feldespatos y minerales arcillosos	Densa, masiva, de grano fino, cristalina, porosa o lútica	Masiva, estratificada, nodular	Clara a oscura	2.2-2.6	5-20	300-2500	50-250	100-500	Rocas de origen químico de textura cristalina como la concretion y cuerpos vetiformes de calcita, son originados por procesos hidrotermales, pudiendo corresponder a depósitos de mineralización. Otros cuerpos que solo se determinan luego llegan a ser de importancia relevante, son los sales de potasio y el sulfato de calcio con la halita (NaCl) que por su elevada solubilidad (su presencia en algunos casos corresponde a conos salinos).	
		Marga	Calcita y minerales arcillosos	Cristalina, de grano fino	Estratificación delgada y laminar	Grisácea	2.5-2.6	1-5	300-2500	150-250			
		Creta	CaCO <sub>3</sub> (foraminíferos)	Granular cristalina	Estratificada	Blanca							
		Tufa	CaCO <sub>3</sub> (calcita)	Cristalina porosa	Reticular	Clara							
		Travertino	CaCO <sub>3</sub> (calcita)	Cristalina	Capas, estalactitas, gotas, vetas, estalagmitas	Clara							
		Coquina	Fósiles de calcita	Biofragmentada	Annelifal	Clara							
		Dolomita	Ca(Mg,Fe)(CO <sub>3</sub> ), Dolomita	Cristalina y secerooidal	Estratificada, vetas y masas irregulares	Clara							
		Sal	NaCl (Halita)	Cristalina	Lenticular, estratificada y en vetas	Blanca							
		Yeso	CaSO <sub>4</sub> · 2H <sub>2</sub> O	Cristalina	Vetas y lentes paralelos o cruzando los estratos	Blanca							
		Anhidrita	CaSO <sub>4</sub>	Cristalina	Lenticular, en vetas o estratificadas	Blanca							
		Caliche	CaCO <sub>3</sub>	Granular	Estratificada nodular, bandeada	Clara a grisácea							
		Pedernal	SiO <sub>2</sub> (cuarzo, ópalo y calcidonia)	Microcristalina	Estratificada, nodular o en secciones	Clara a oscura							
		Fosforita	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (apatita)	Criptocristalina	Massiva, estratificada u lútica	Parda							
Carbón	C, H, O, N, S	Criptocristalina	Estratificada, bandeada	Oscura									
METAMORFICAS	FOLIADAS	Pizarra	Cuarzo, micas, clorita	Foliación perfecta, cruzada o alaznosa	Foliada	Gris a oscura	2.6-2.7	0.1-0.5	1000-2500	70-200	150-300		
		Filita	Cuarzo, micas, clorita, sericita y otros	Intermedia entre pizarrosa y esquistosa	Foliada	Pardo a grisácea	2.8-3.0	0.5-1.5	500-2000	50-200			
		Esquisto	Micas, piroxenos, clorita, cuarzo, calcita, feldespatos	Esquistosa	Foliada	Gris a oscura							
	NO FOLIADAS	Gneiss	Cuarzo, feldespatos, mica, hornblenda, granate	Bandeada (gneissico)	Foliada	Moteada	2.6-2.7	0.1-0.5	1500-3000	100-300	200-600		
		Hornfels	Mica, granate, piroxenos, cuarzo, feldespatos y carbonatos	Afanítica, hornfelsica	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  
25 - 50  
50 - 75  
75 - 90  
90 - 100

Muy pobre

Pobre

Regular

Bueno

Excelente

NOTA : El diámetro del "corazón" debe ser 5 cm.

## CLASIFICACION DE ROCA EN TUNELEO, TERZAGHI

25

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 tajos 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.
Moderadamente 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.
Triturada 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 montmorillonita.

## CLASIFICACION DE RESISTENCIA DE ROCA INTACTA (DEERE Y MILLER)

DESCRIPCION DE RESISTENCIA	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE EN Kg/m <sup>2</sup>	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 Q 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 <sub>2</sub> compresión simple Kg/cm <sup>2</sup>	> 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.

Nº	PARAMETRO	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 <sup>2</sup>	2	5
4	Distancia entre discontinuidad	2 m	2	25
5	Apertura de la discontinuidad	0.5 mm	3	4
6	Prolongacion de la <u>dis</u> 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.



# CARGAS DE DISEÑO PARA TUNELES EN SUELO

TERZAGHI

## VALORES DE $H_p$

M A T E R I A L	T I E M P O	$H_p$ 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  $H_p$  PARA ADEMÉS DE TUNELES  
 A UNA PROFUNDIDAD MAYOR DE 1.5 (  $B + H_t$  )

TIPO DE ROCA	$H_p$ , en M	RECOMENDACIONES
Dura e intacta	0	Ademe ligero si existe alguna clase de desprendimiento.
Dura estratificada o esquistosa	0 a 0.5B	Ademe ligero.
Masiva fisurada moderadamente.	0 a 0.25B	Ademe ligero. La carga puede variar de un punto a otro.
Fracturada y fisurada moderadamente.	0.25B a 0.35 ( $B + H_t$ )	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

NO. Se considera la clase del túnel bajo el nivel crítico, de no ser así los valores pueden reducirse en 50%.

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
Buena R Q D 90	Barrenación y voladura	(0.0 a 0.3) B	Ligeros	Localmente
Buena 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	Máquina 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	0.60 a 1.20 m
* Muy mala R Q D < 25	Máquina 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

33

\* Excluyendo rocas extrusivas y expansivas.

DATOS DE CAMPO DE LA ESTABILIDAD DE TUNELES EN  
34 ARCILLAS PLASTICAS SATURADAS

BROME ET AL, 1967  
A. MORENO, 1981

Nº	C A S O	S U E L O	Z	2R	Z/2R	S <sub>u</sub>	P <sub>z</sub>	P <sub>a</sub>	N <sub>t</sub>	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 con presión de 3.9 Ton/m <sup>2</sup> . 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<sub>u</sub> = Resistencia media al esfuerzo cortante sin drenar, Ton/m<sup>2</sup>

P<sub>z</sub> = Sobrecarga al eje del túnel, Ton/m<sup>2</sup>

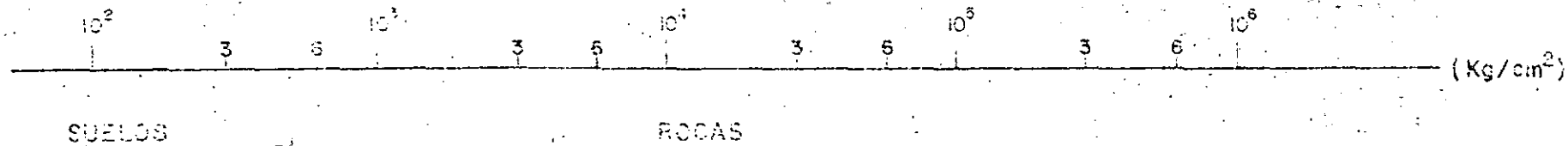
P<sub>a</sub> = Presión de aire, Ton/m<sup>2</sup>

N<sub>t</sub> = Factor de estabilidad

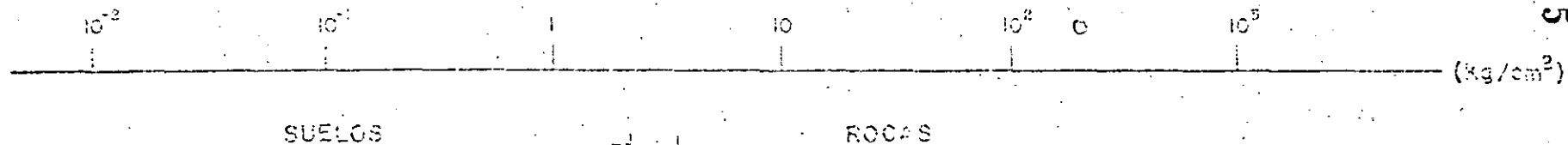
$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

TABLA 15

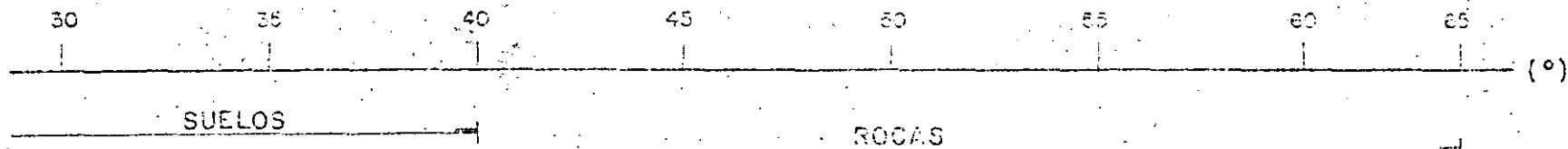
MODULO DE DEFORMABILIDAD



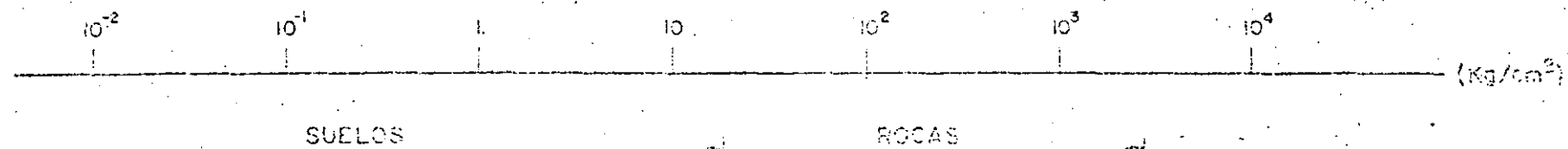
COHESION



ANGULO DE FRICCION



RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE



FIGURA

CLASIFICACION INGENIERIL DE ROCA INTACTA (DEERE Y MILLER)  
 SEGUN LA RELACION MODULAR  $E_{t50}/\sigma_{ult.}$

CLAVE	DESCRIPCION	
H	Alta	$\nabla$ 500
M	Promedio	200 - 500
B	Baja	$\nabla$ 200

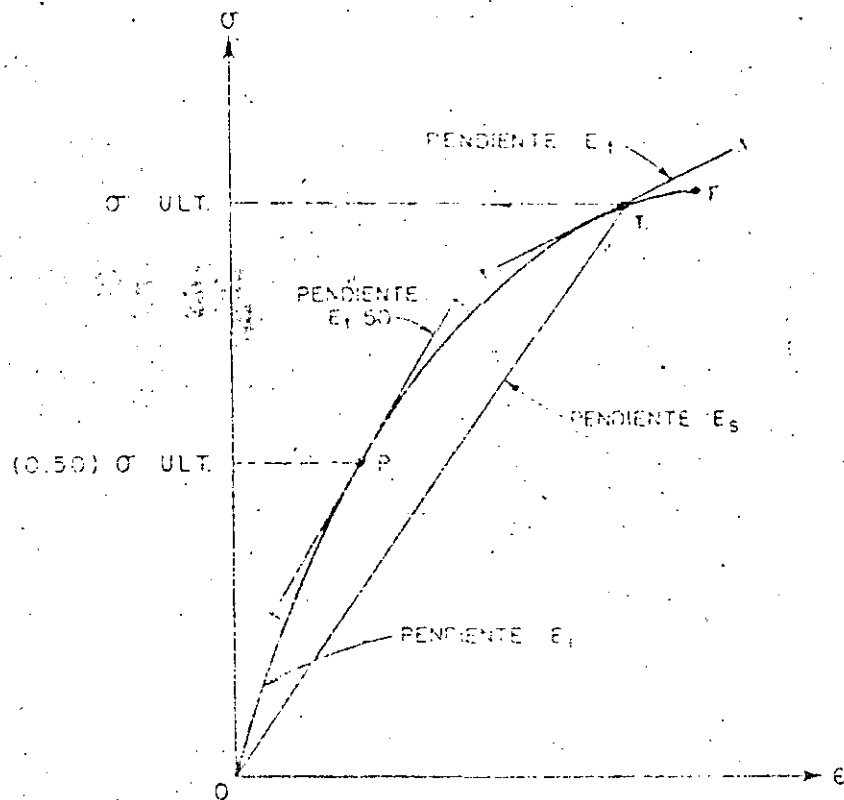


FIGURA 2

# TIEMPO DE PUENTEO REFERIDO A LA CLASIFICACION DE ROCAS

## AL ANCHO NO SOPORTADO DE TUNEL

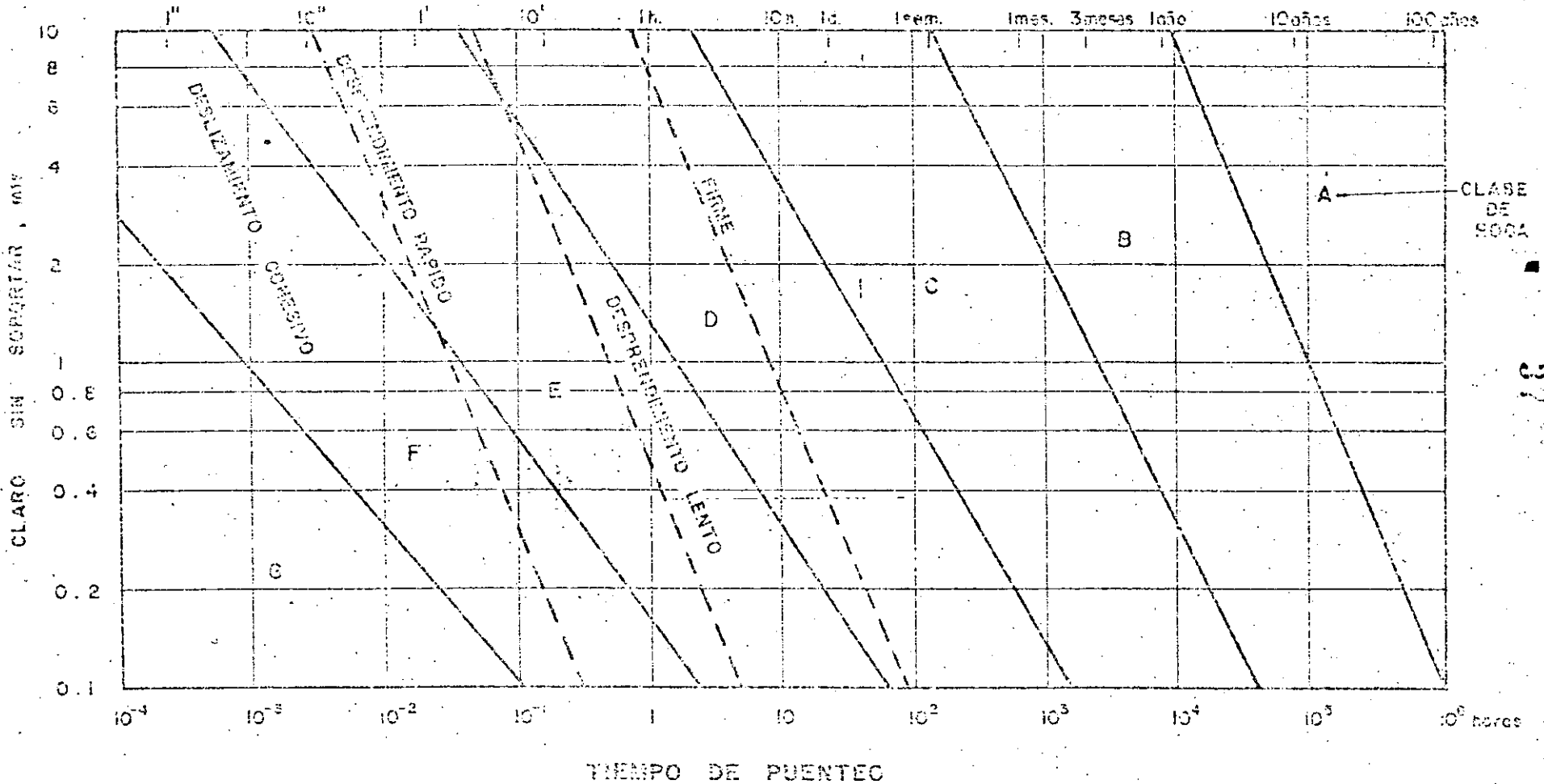
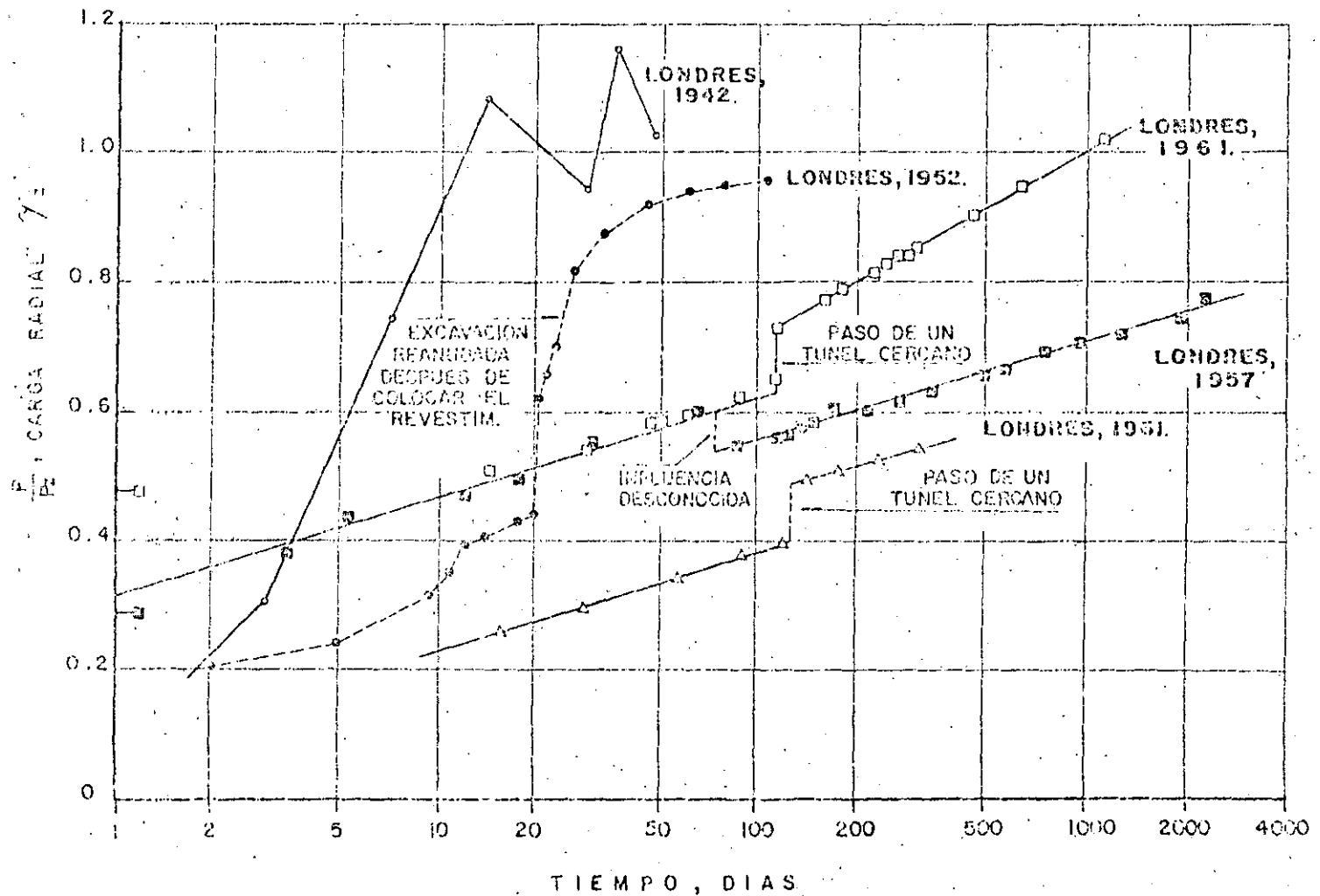


FIGURA 3

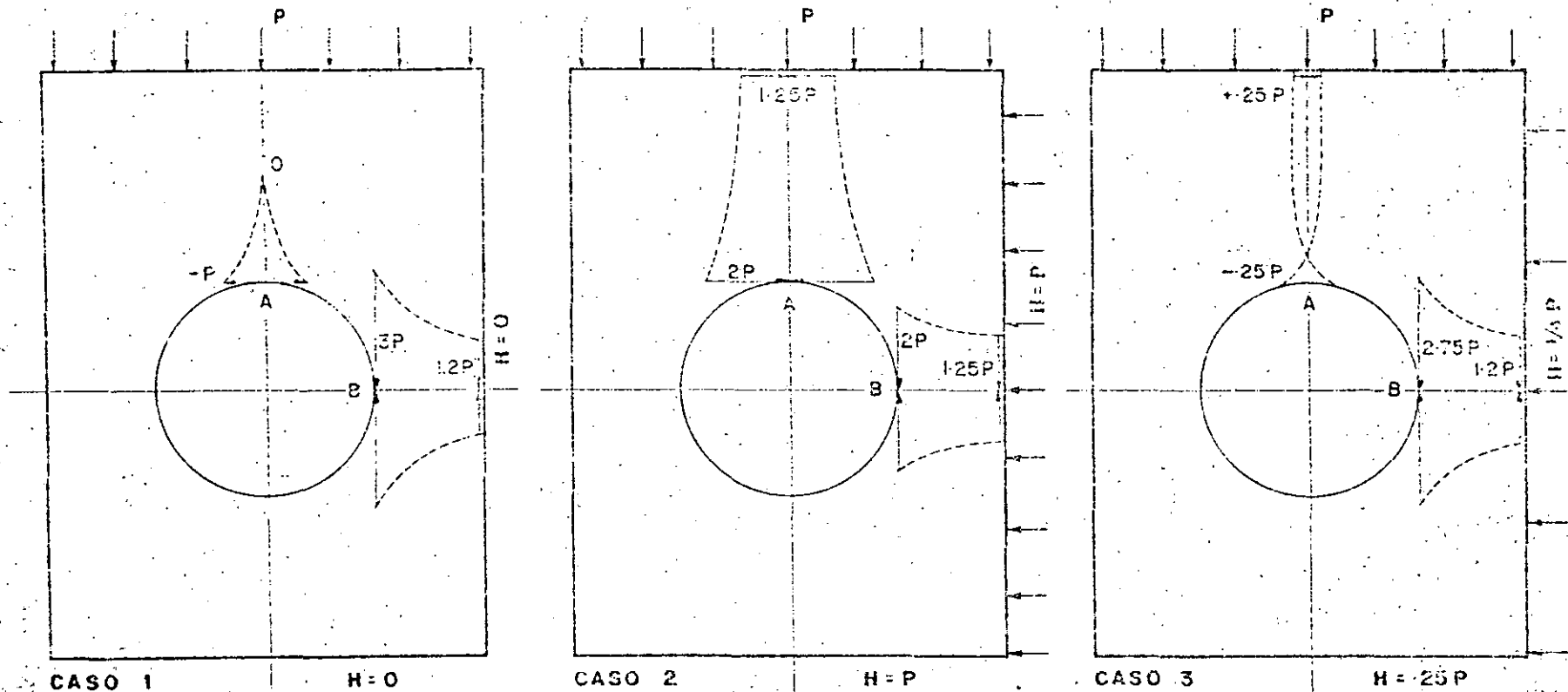
# VARIACION DE LA CARGA RADIAL EN EL REVESTIMIENTO CON EL TIEMPO (ARCILLA DE LONDRES)

PECK, R.B., 1969



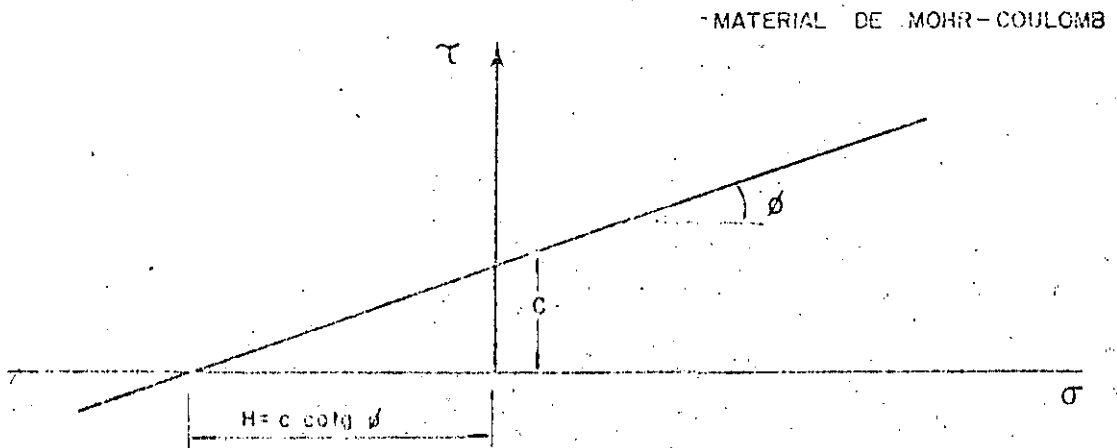
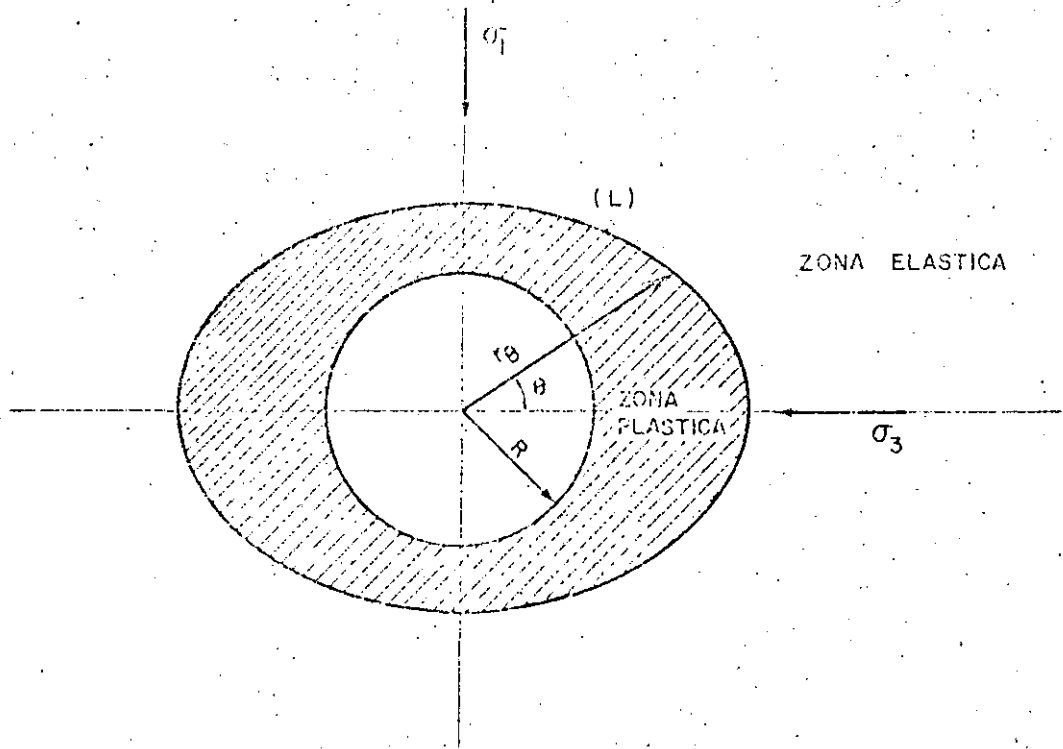


# DISTRIBUCION DE ESFUERZOS



69

FIGURA 5

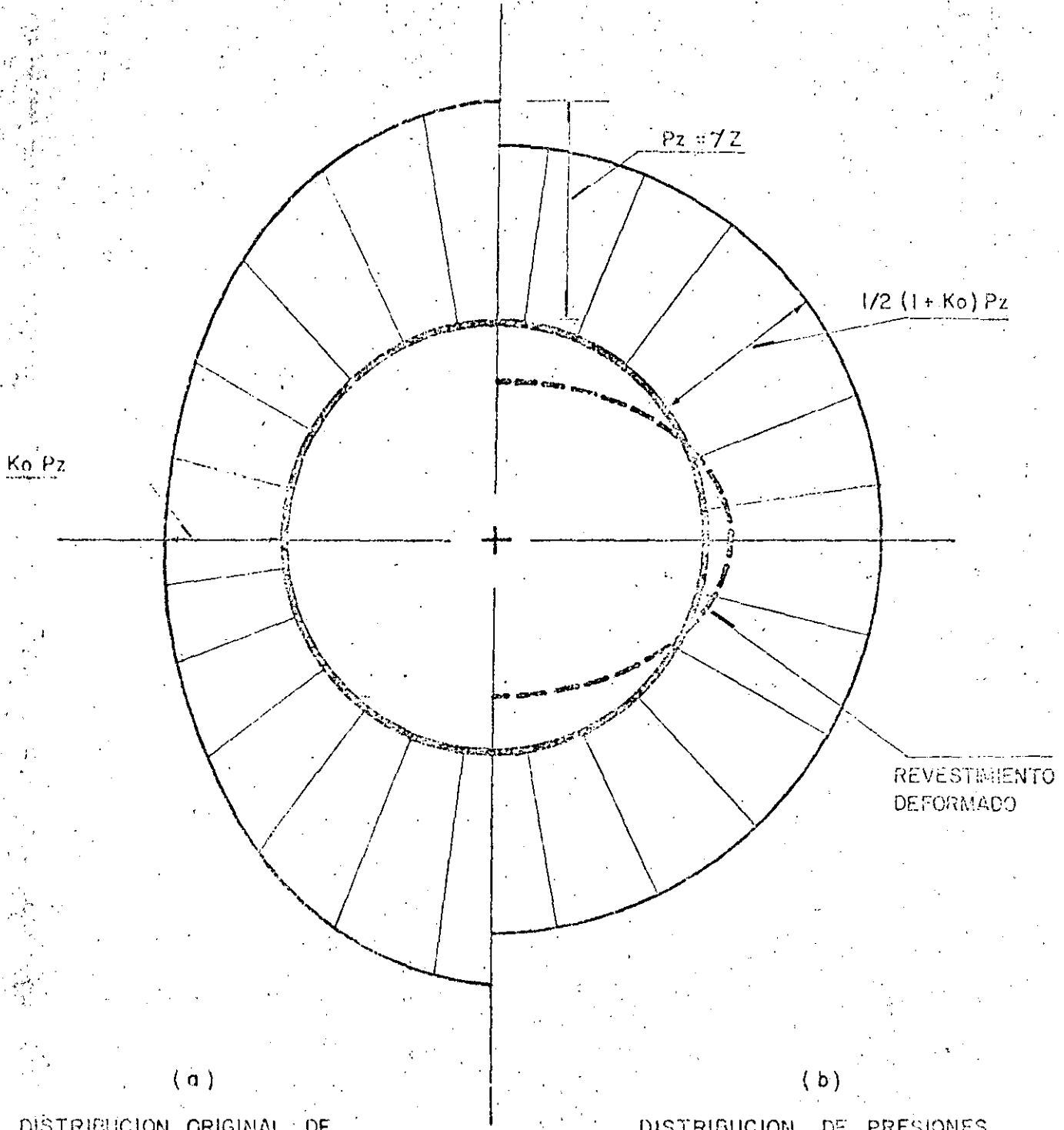


PLASTIFICACION ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR AISLADO EXCAVADO EN UN MATERIAL DE MOHR - COULOMB.

J. ALBERRO

PRESION Y DEFORMACION DE UN REVESTIMIENTO HIPOTETICO

PECK, R.B., 1969



(a)  
DISTRIBUCION ORIGINAL DE PRESIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO.

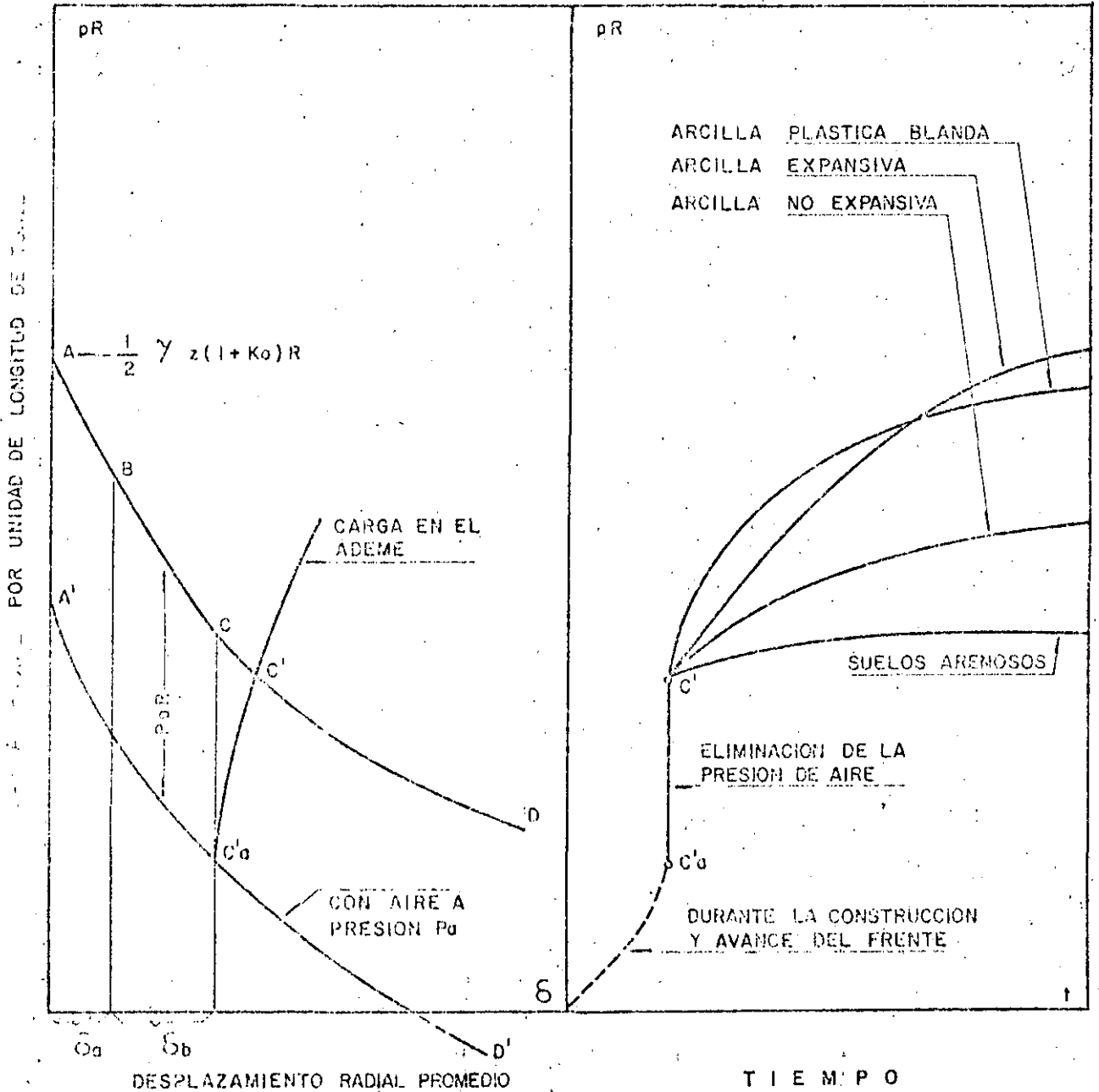
(b)  
DISTRIBUCION DE PRESIONES DESPUES DE LA EXCAVACION Y DEFORMACION DEL REVEST.

PRINCIPIO DE INTERACCION ENTRE EL SUELO Y EL ADEME

PECK, R.B., 1969

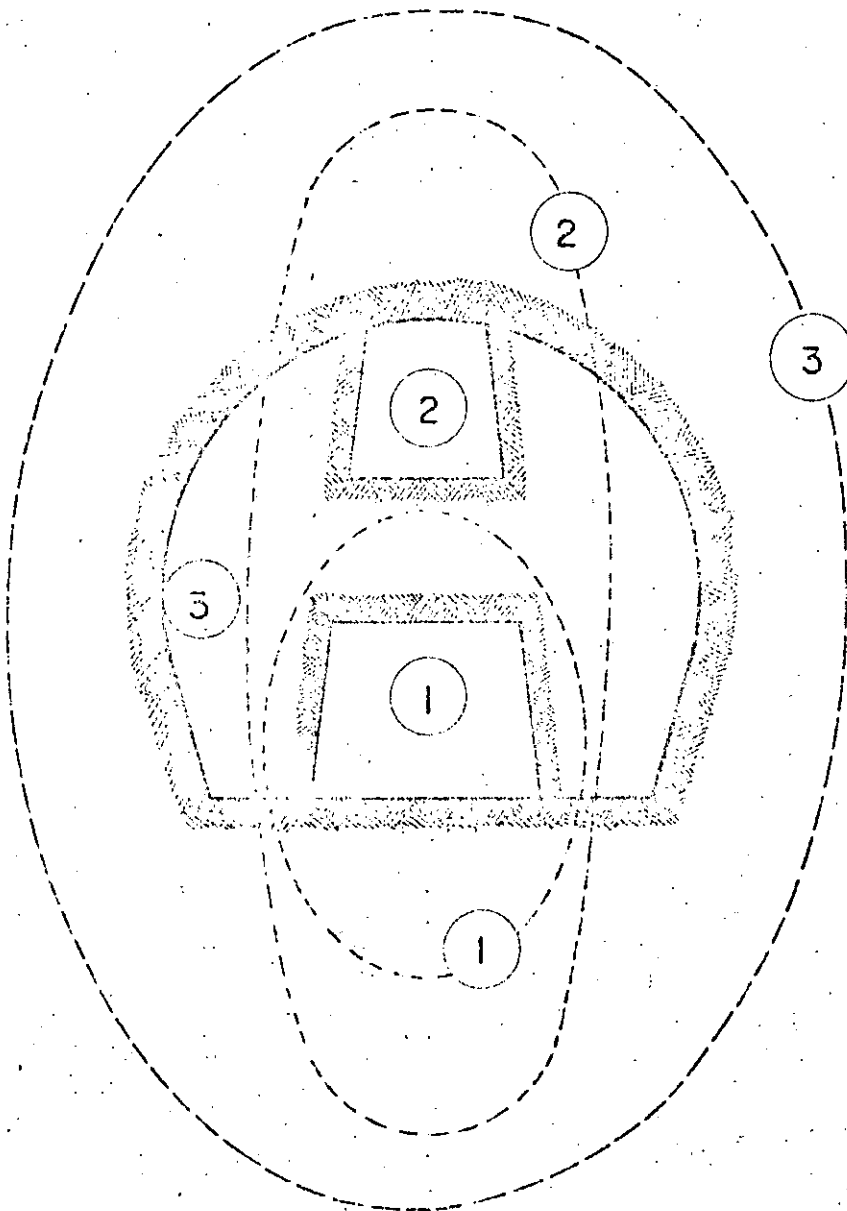
(a) DURANTE LA CONSTRUCCION

(b) DESPUES DE LA CONSTRUCCION



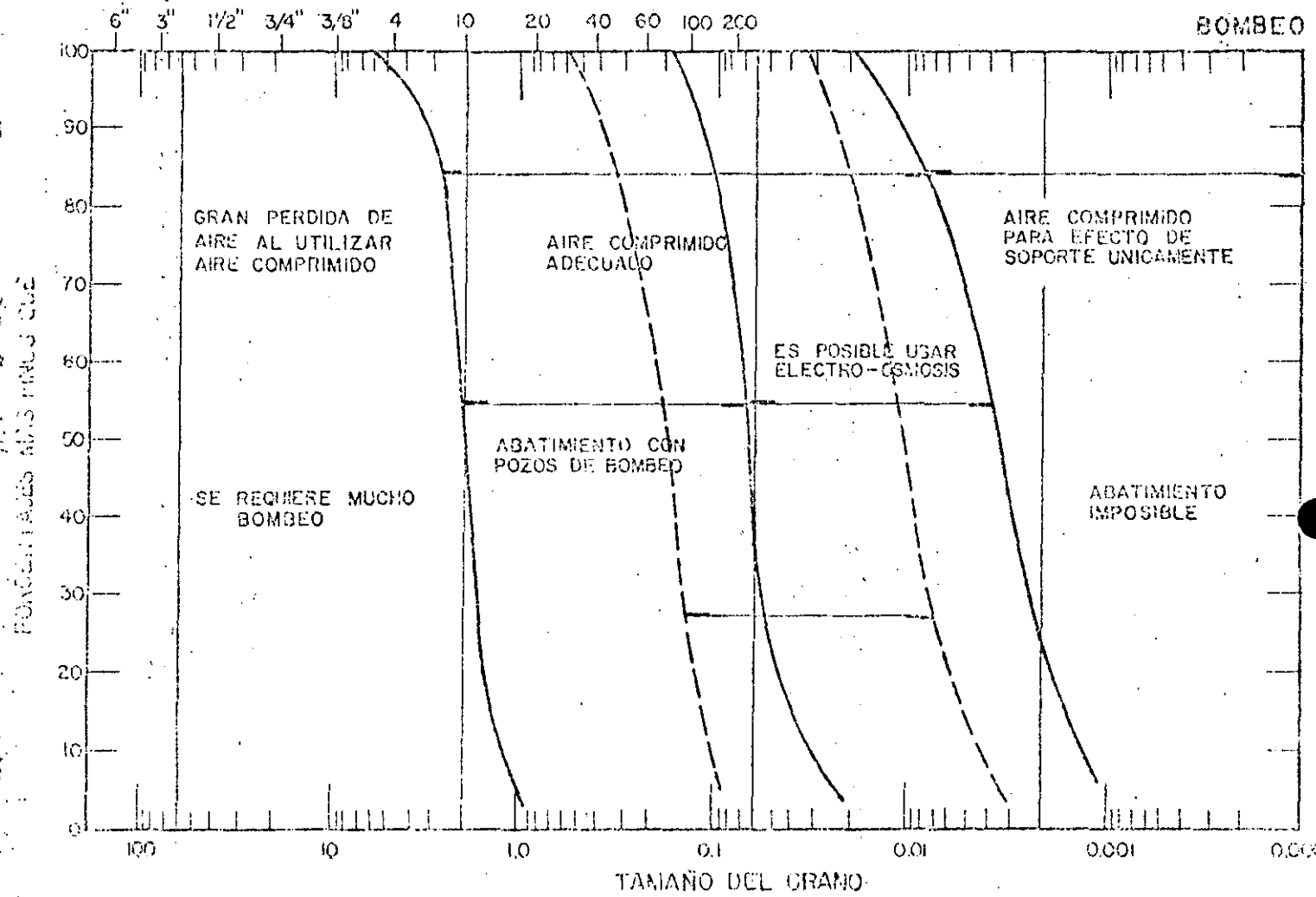
DESARROLLO DE LAS ZONAS DE AFLOJAMIENTO A MEDIDA QUE SE ATACA UN TUNEL CON EXAVACIONES SUCCESIVAS.

K. SZECHY.



DISTRIBUCION DE TAMAÑOS Y BOMBEO

GLOSSOP Y SKEMPTON, 1945

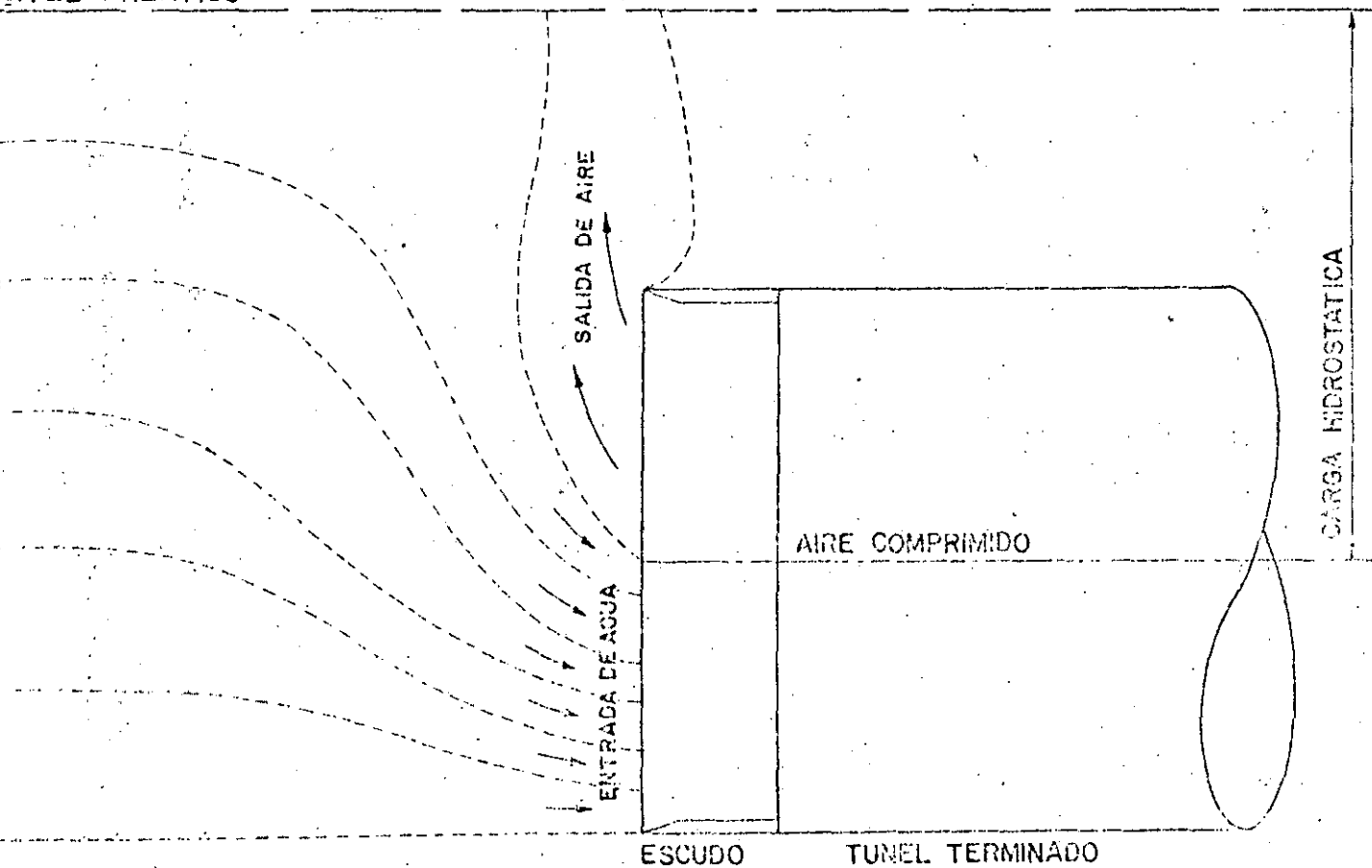


BOLEOS	GRUESO	MEDIANO	FINO	GRUESO	MEDIANO	FINO	LIMOS	ARCILLAS
	GRAVA			ARENA			FINOS	

EQUILIBRIO DE PRESIONES DE AIRE EN UN TUNEL

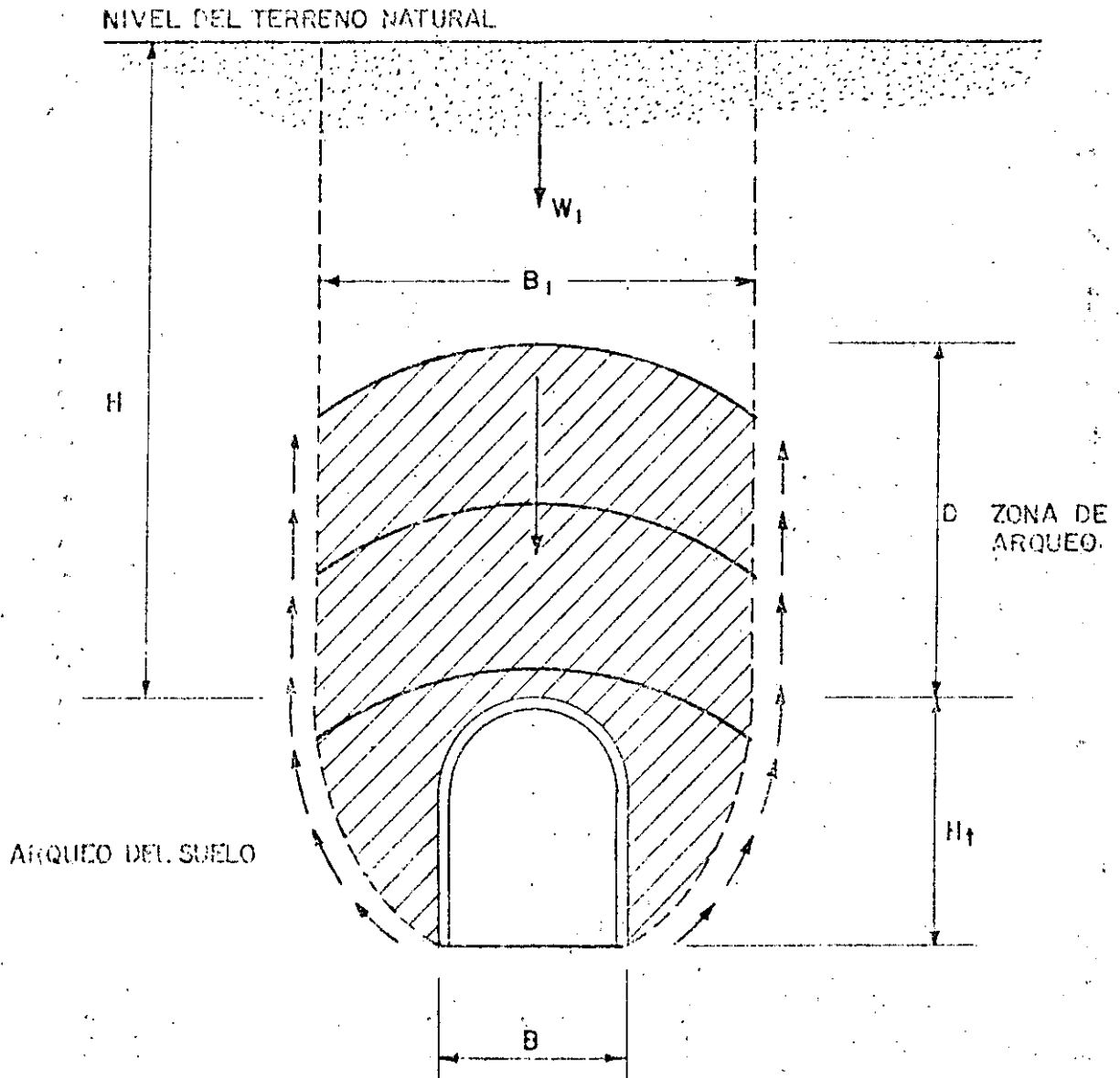
NIVEL DEL TERRENO

NIVEL FREATICO



CARGA DE TECHO EN ROCAS Y ARENA

TERZAGHI, 1946

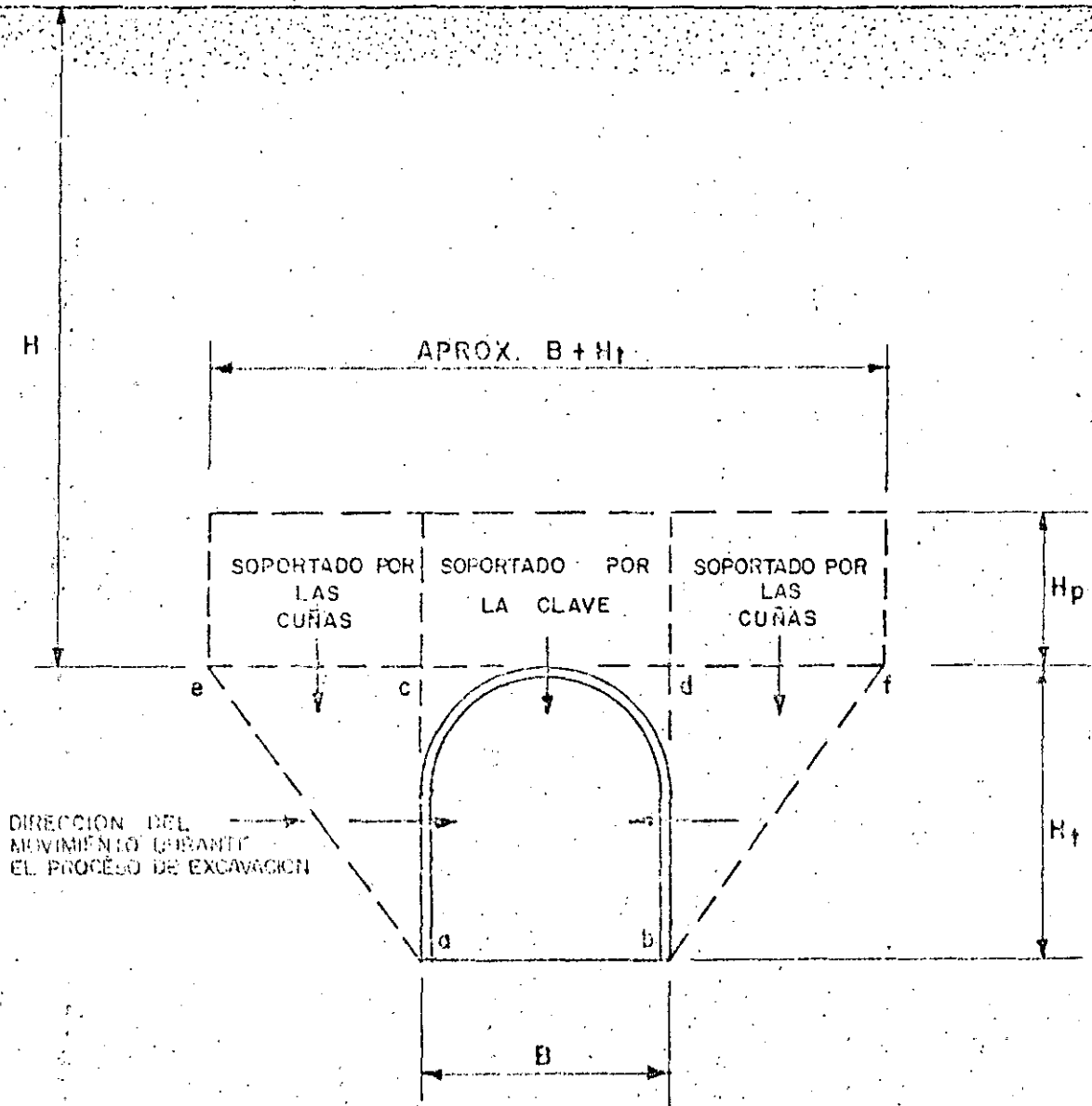




# CARGA SOBRE EL ADEME

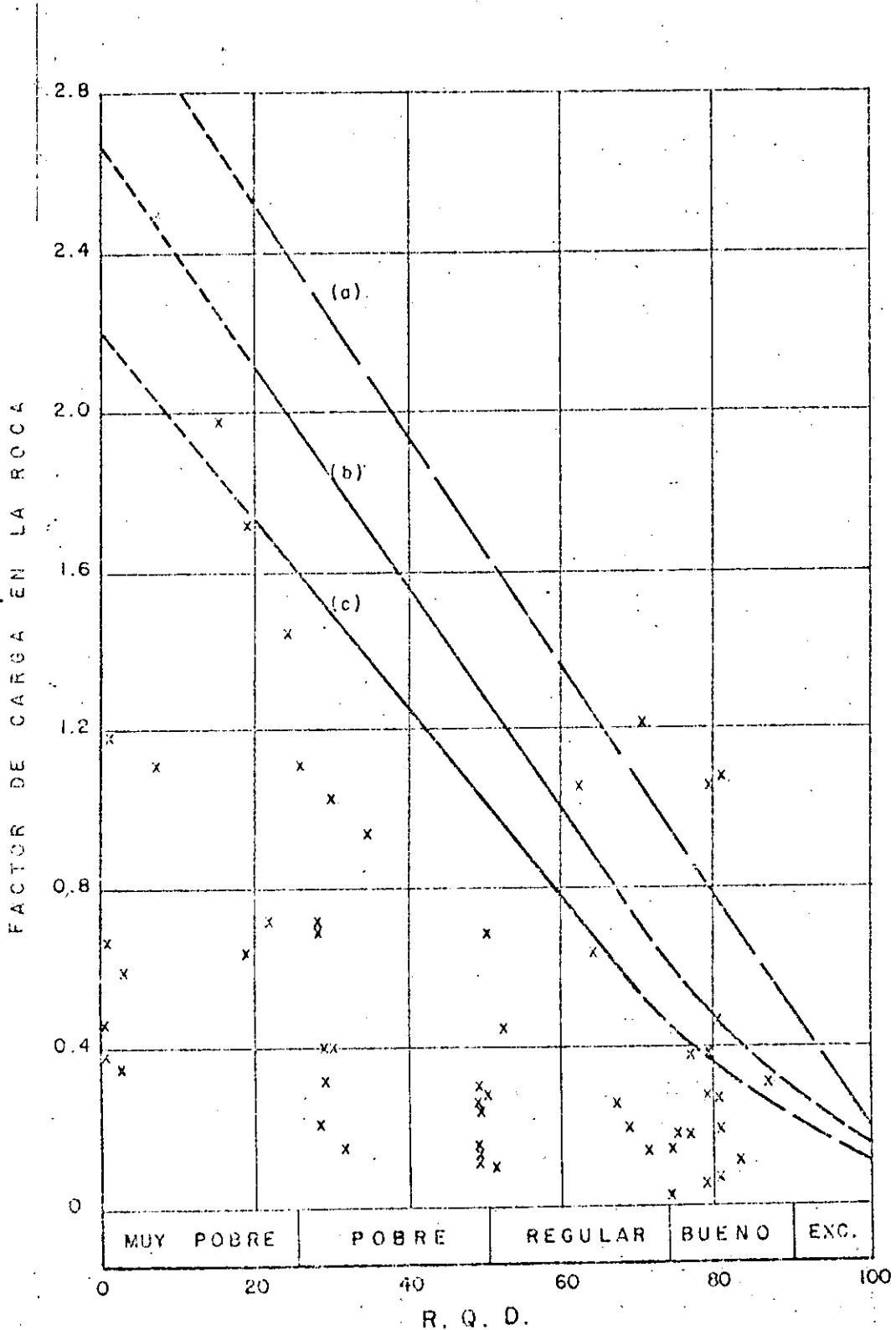
TERZAGHI, 1946

NIVEL DEL TERRENO NATURAL



# 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

TALOBRE J., 1957

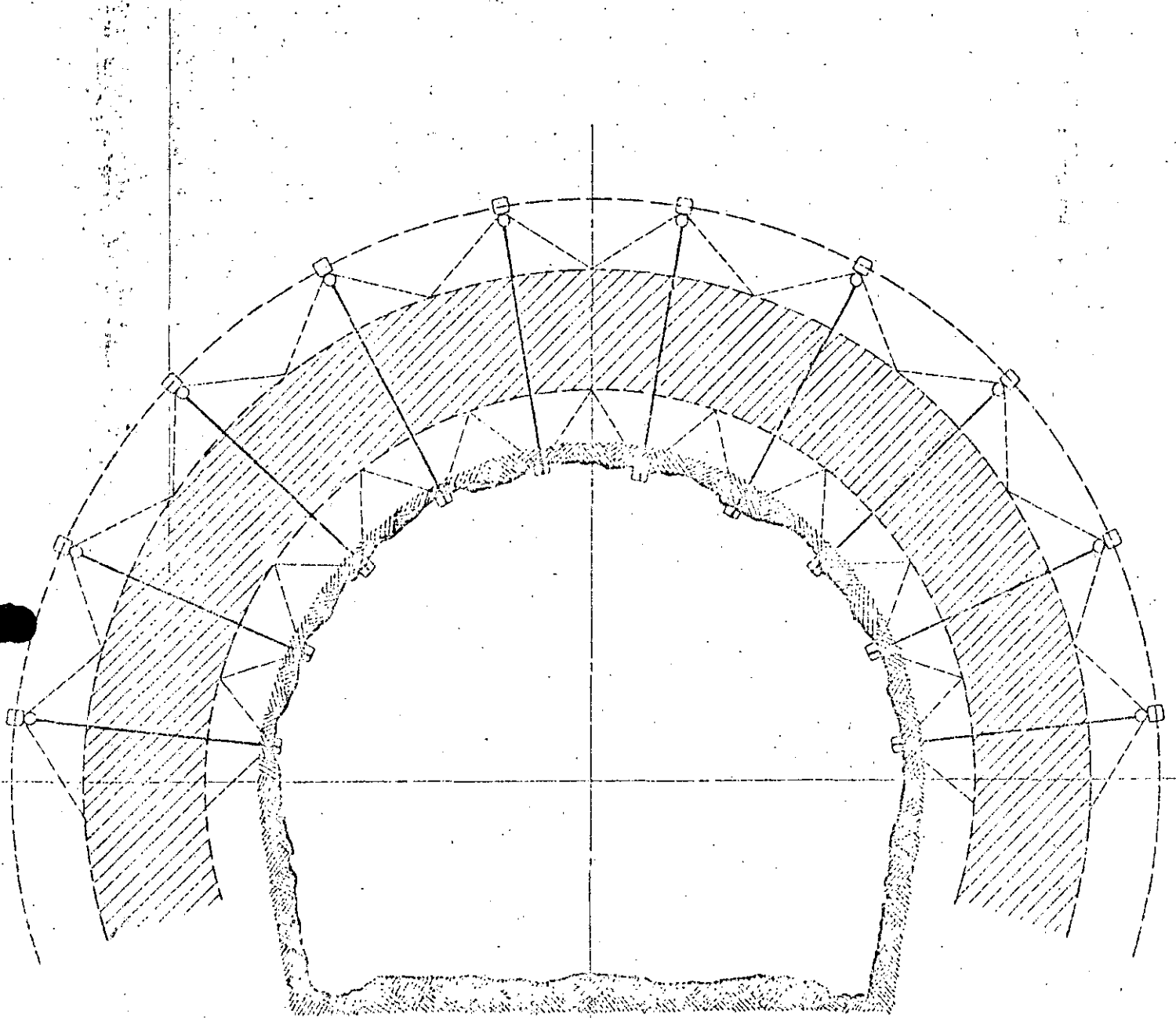
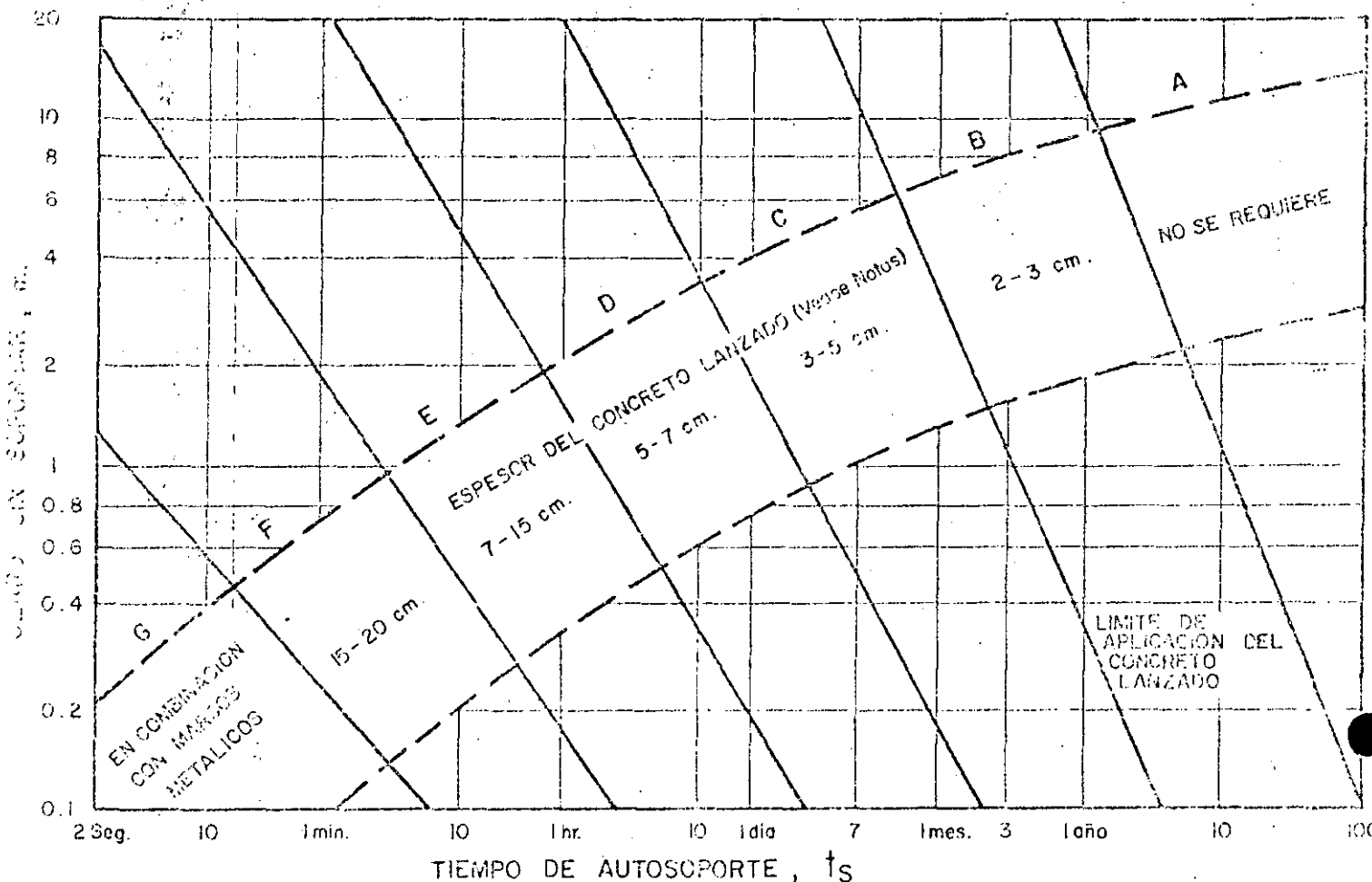


FIGURA 15

## REFUERZO DE LA ROCA CON CONCRETO LANZADO

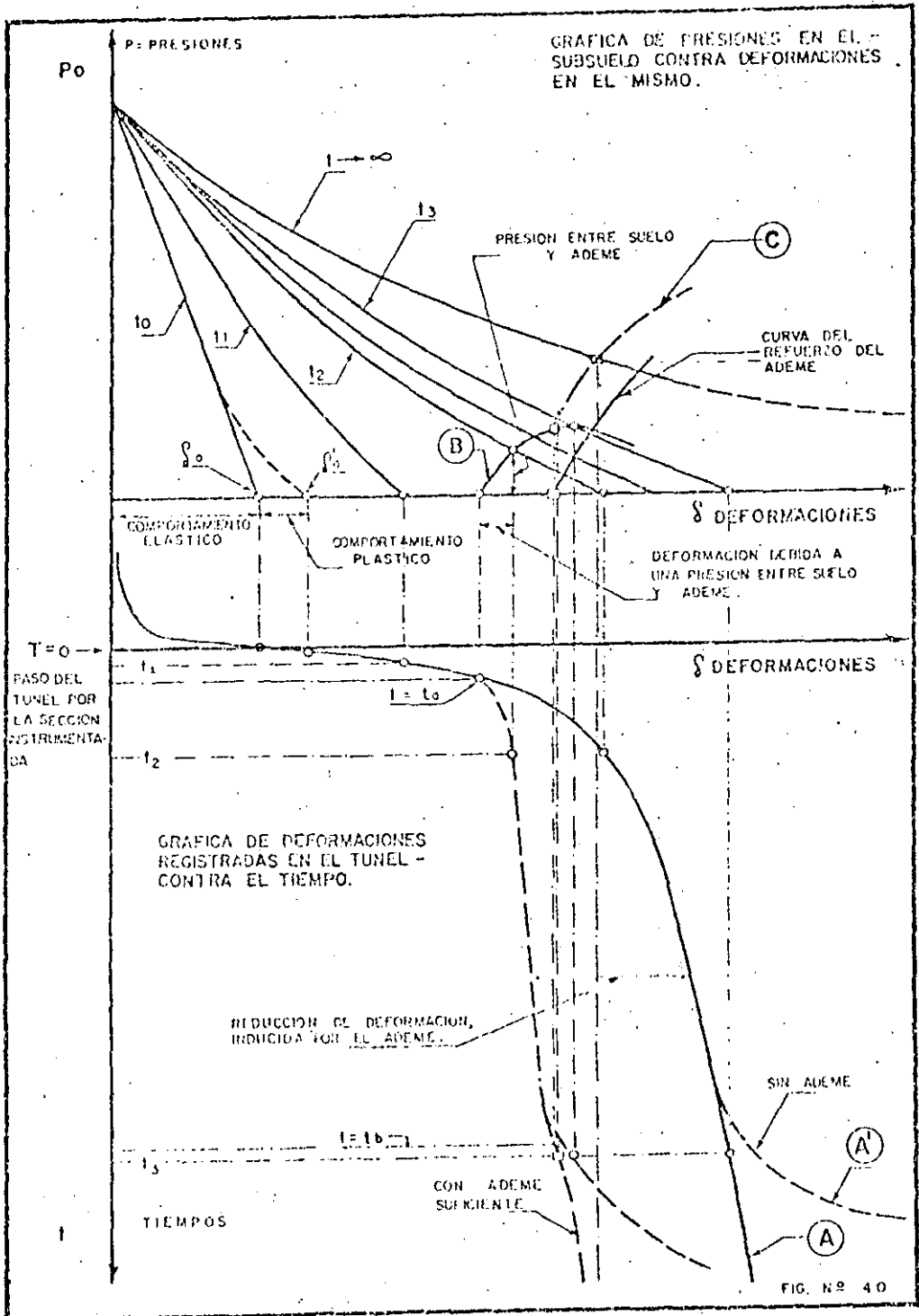
DEERE ET AL, 1969



## 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.

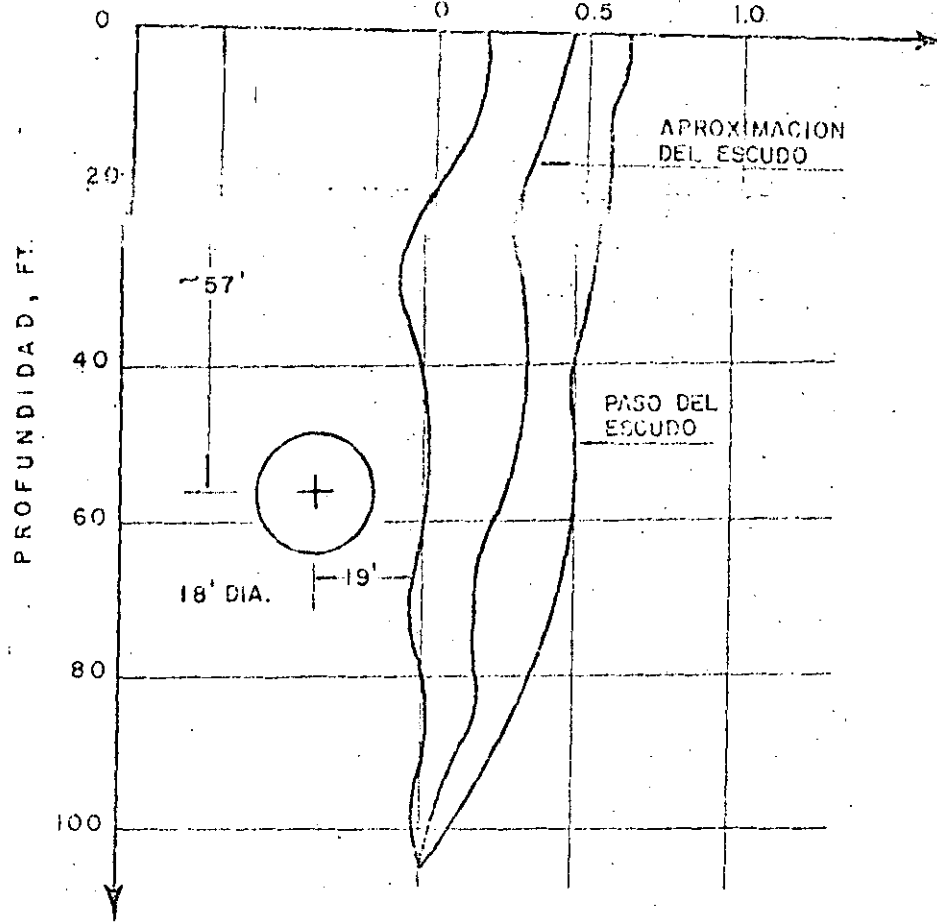
A. BELLO



# ASIENTAMIENTO DEL SUELO ASOCIADO CON EL PASO DE UN ESCUDO EN ARCILLA PLASTICA

PECK R.B., 1969

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL, IN.

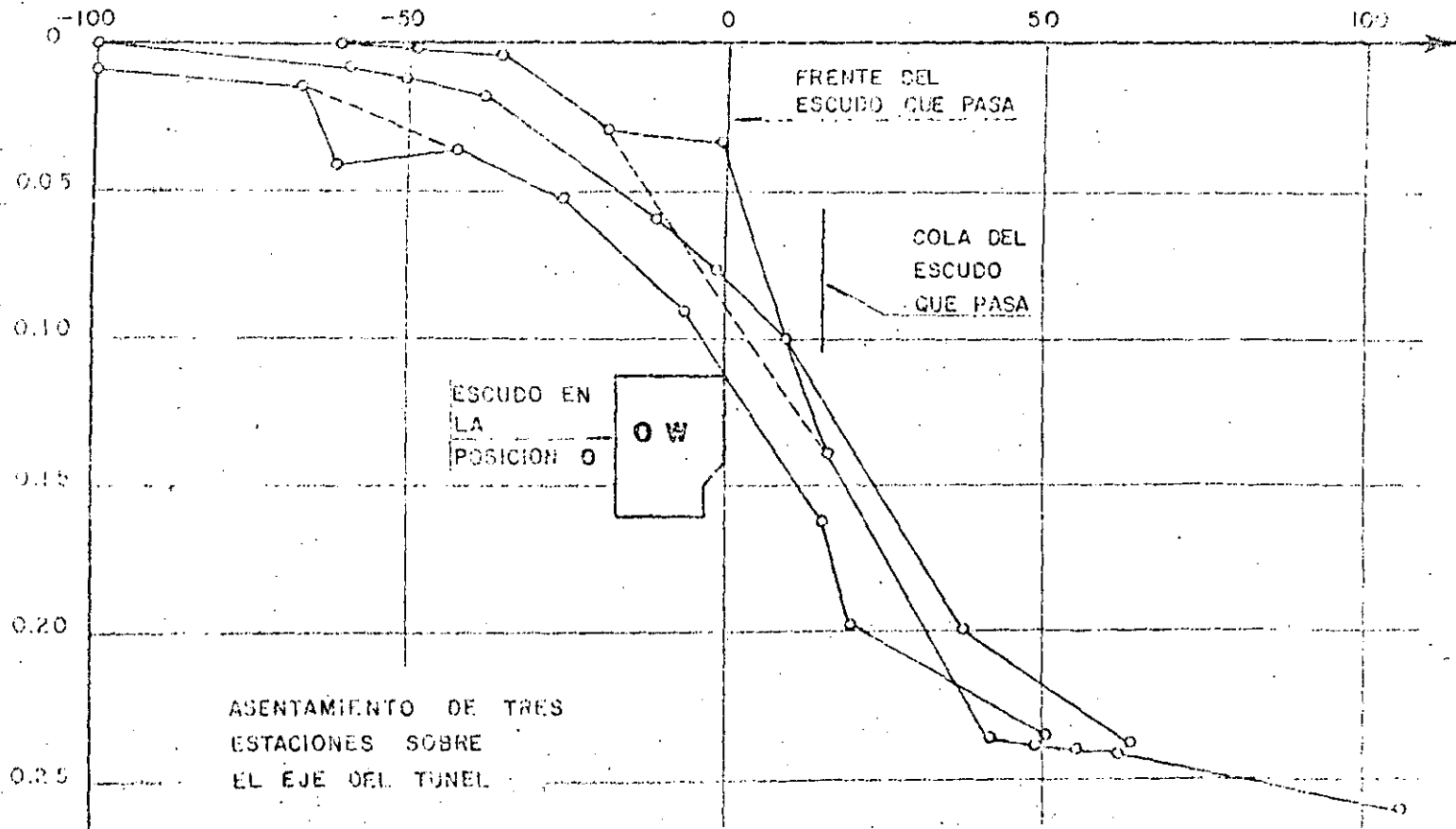


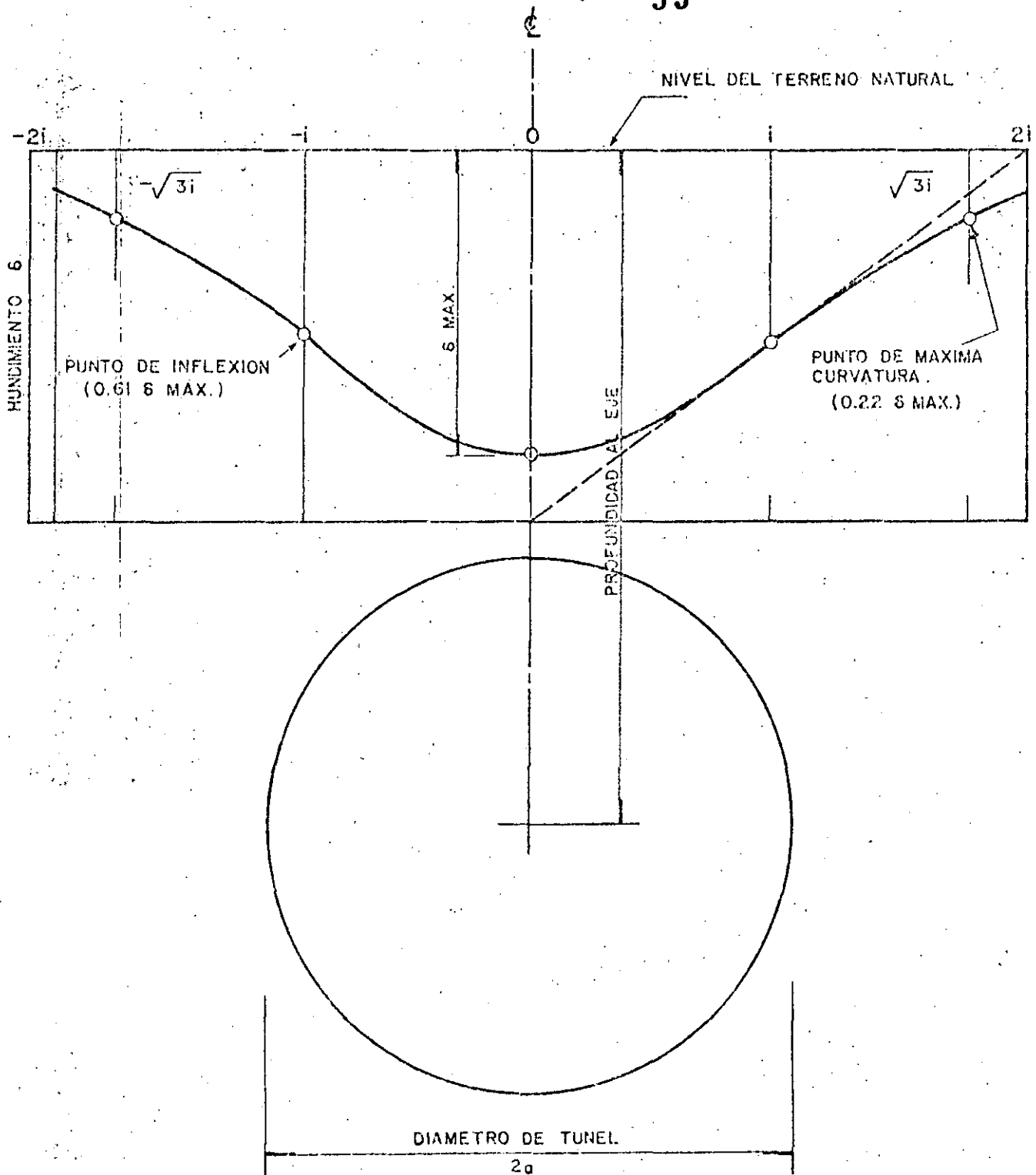
52

ACERCANDOSE

ALEJANDOSE

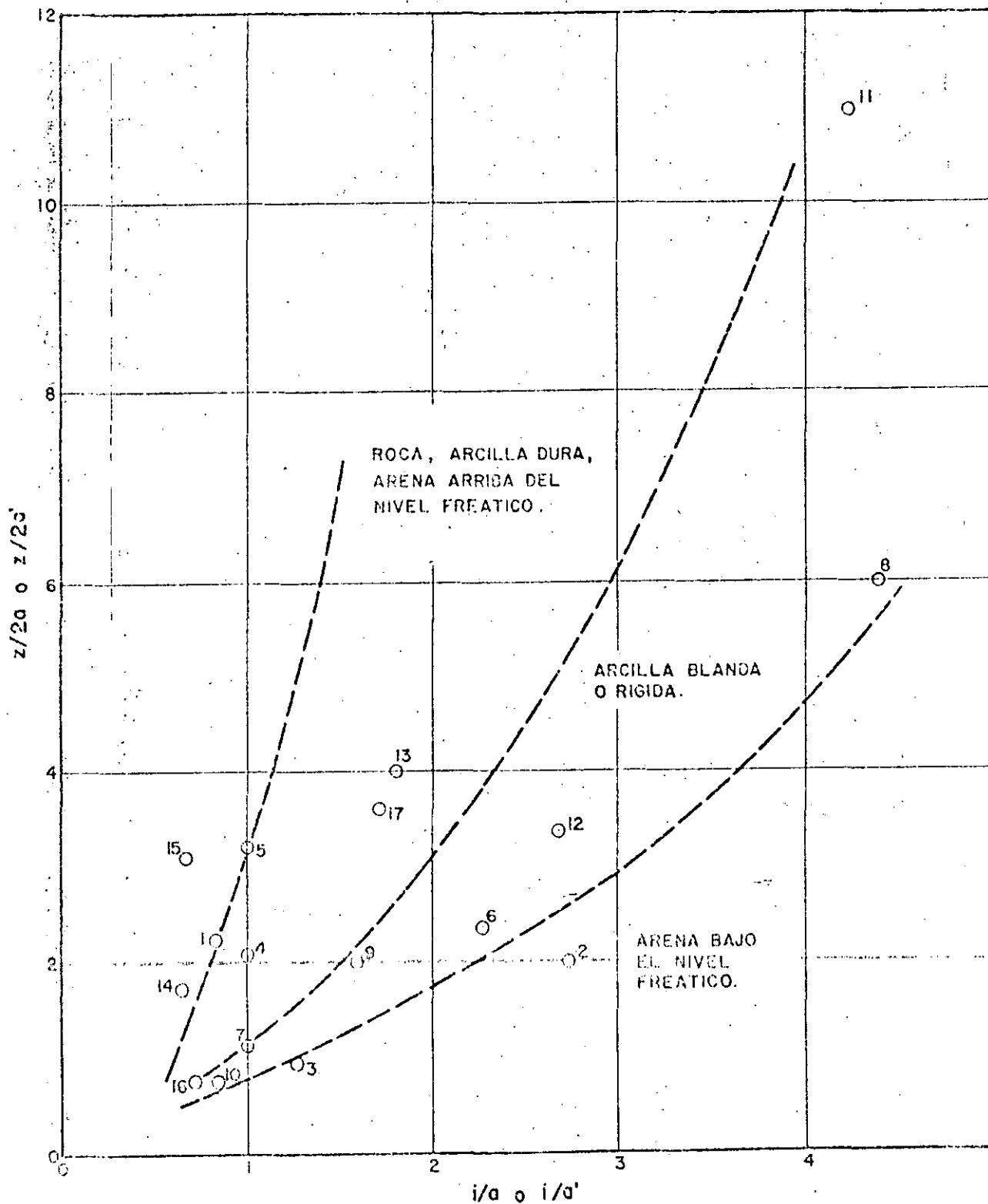
DISTANCIA AL FRENTE DEL ESCUDO, FT.





PROPIEDADES DE LA CURVA DE PROBABILIDAD NORMAL PARA REPRESENTAR EL PERFIL DE ASENTAMIENTO DEL TERRENO AL EXCAVAR EL TUNEL.

PECK, R.D., 1969

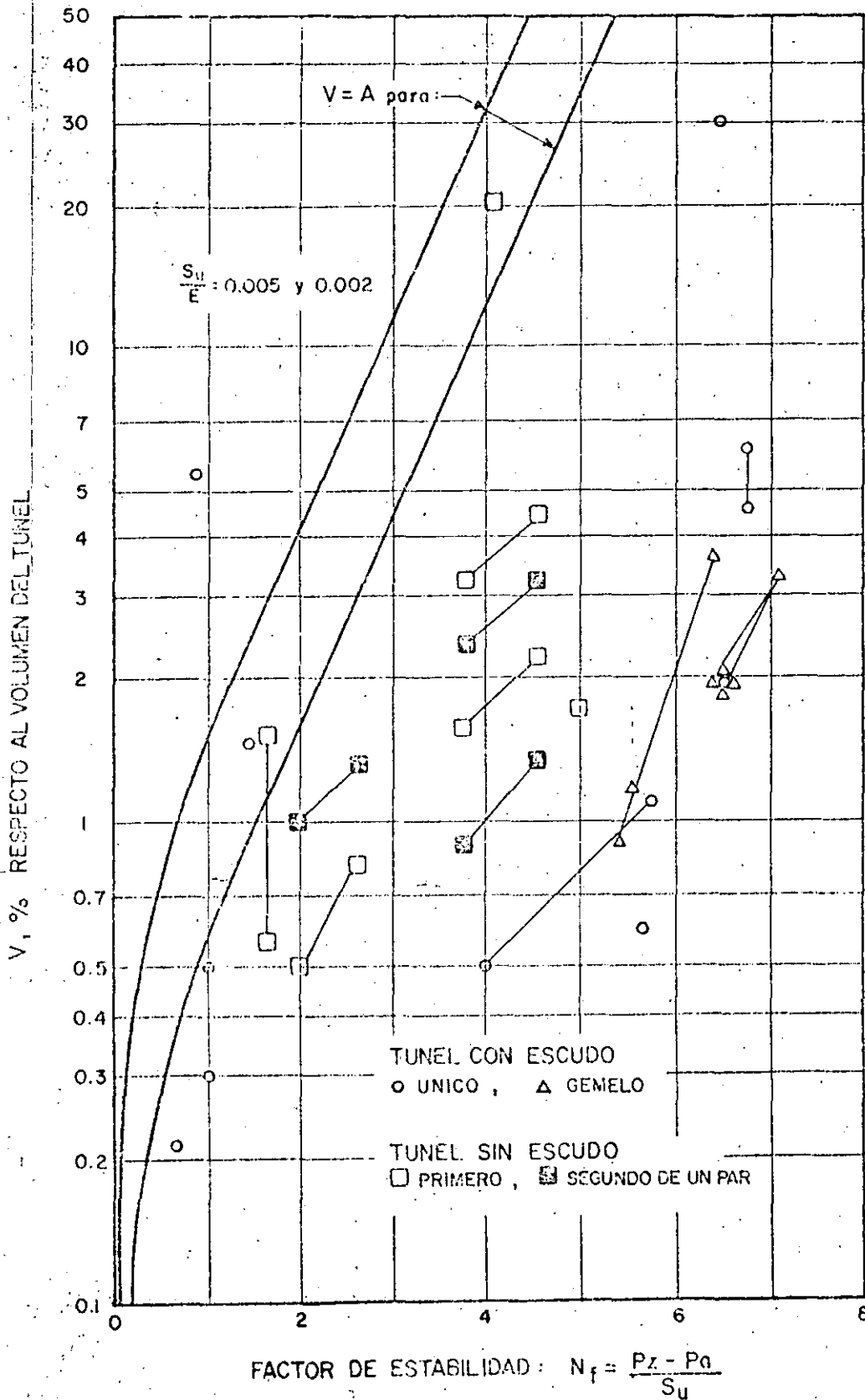


RELACION ENTRE EL ANCHO DE ASENTAMIENTO,  
LA PROFUNDIDAD Y ANCHO DEL TUNEL PECK, R.B., 1969



AREA BAJO LA CURVA DE ASENTAMIENTOS EN TUNELEO EN ARCILLA

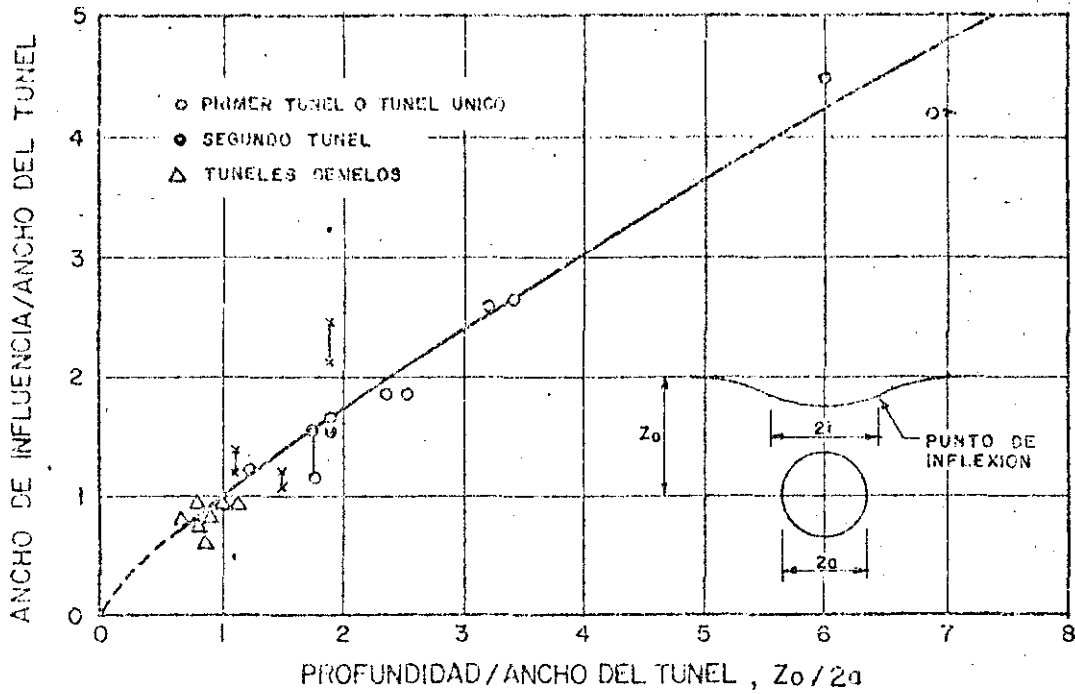
SCHMIDT, B., 1969



V = AREA BAJO LA CURVA DE ASENTAMIENTO

$$A = 3 \left( \frac{S_u}{E} \right) e^{(N_f - 1)}$$

FIGURA 21



VALORES DE  $1/\alpha$  PARA TUNELES EN SUELOS GRANULARES

PECK ET AL, 1969

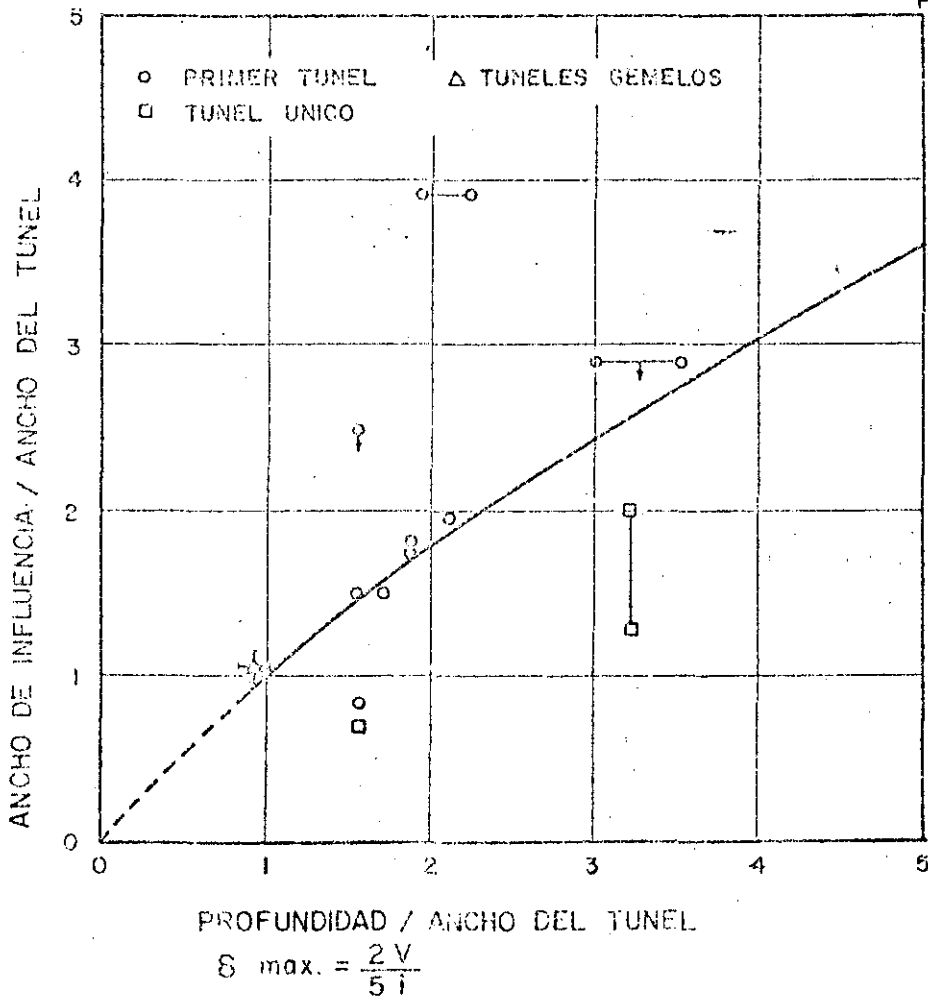


FIGURA 22



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

PROBLEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES

ING. RAUL CUELLAR BORJA

SEPTIEMBRE, 1985

PROBLEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE TUNELES.

RAUL CUELLAR BORDA  
JULIO 1992.

LOS PROBLEMAS QUE ENFRENTAN GENERALMENTE -  
SON DEL SIGUIENTE CARACTER:

GEOLOGICOS

TOPOGRAFICOS (DEFINICION DEL TRAZO)

DE CONSTRUCCION

Procedimiento de Excavación

Soporte de la Roca

Tratamiento de la Roca (Gunita, Inyecciones)

Bombeo

DE DISEÑO

Definición de la Carga sobre el Revestimiento

Definición sobre la necesidad del Revestimiento

## TRAZO TOPOGRAFICO

El trazo topográfico siempre deberá basarse en las condiciones geológicas del terreno.

Conforme se conozca mejor la geología sobre el trazo preliminar, este se modificará tratando de evitar atravesar zonas de mala calidad.

### EJEMPLO:

#### TUNEL SAN LUIS RIO COLORADO - TIJUANA.

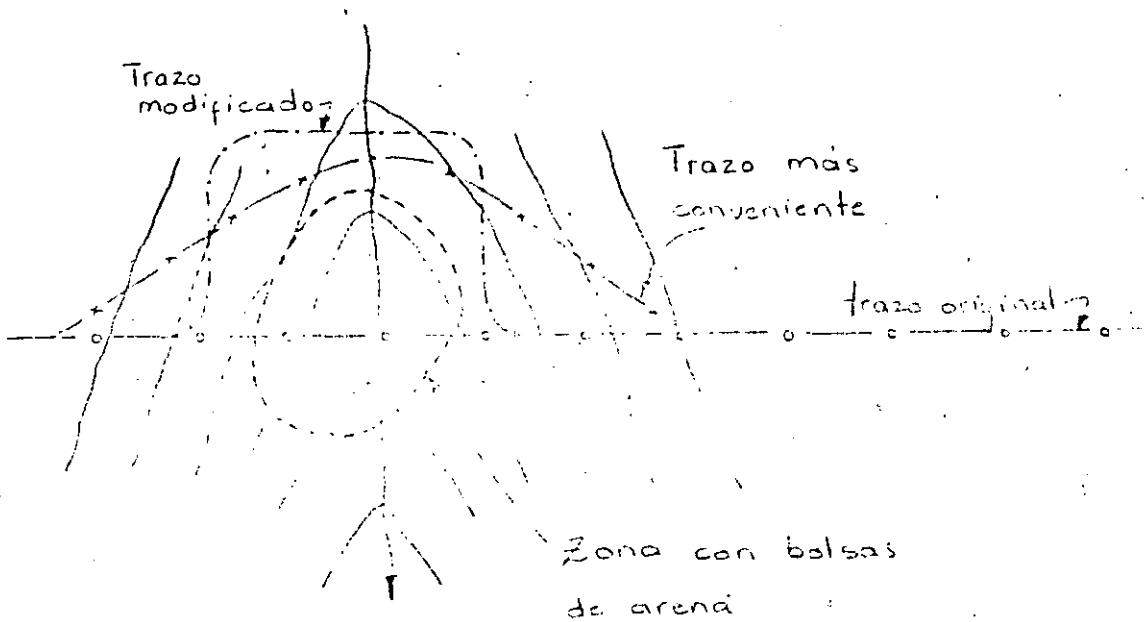
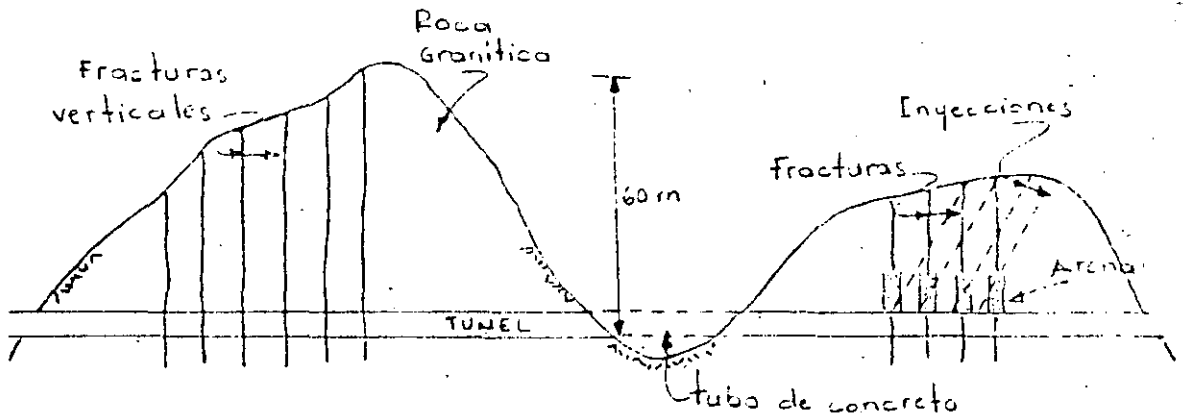
Estos túneles forman parte del <sup>Acueducto</sup> ~~Acuerdo~~ San Luis Río Colorado - Tijuana, B.C. de 125 Km. de longitud construido por la SARH para abastecer de agua potable a Tijuana, durante 1977 a 1980.

Existen dos tramos en túnel, de 3 Km. de longitud cada uno con sección portal de 3.5 m. excavados en granitos de grano fino en la Sierra de La Rumorosa, con cobertura máxima de 60 m.

Los dos túneles se excavaron desde los portales avanzando hacia el centro. En un caso por la existencia de arroyos la cobertura es algo menor de 60 m. y el agua se infiltraba por las fracturas de la roca granítica ocasionando su desintegración en arena suelta. Faltando 100 a 150 m. en ambos túneles hubo necesidad de suspender los trabajos al ser expulsada la arena suelta hacia dentro del túnel.

En uno de ellos se cambió el trazo girando el frente 90° para alcanzar mayor cobertura de roca y por tanto roca sana.

En el otro se logró estabilizar mediante inyecciones de cemento.



NOTA: Lo mejor es tener cambios de dirección menos bruscos.

Para el trazo y control de obras lineales y aparatos más avanzados.

Se usa la fotogrametría aérea para la ubicación de los puntos.

Se usan aparatos como:

Teodolitos, distanciómetros, clinómetros, precisión, cámaras fotográficas, etc.

## PROBLEMAS GEOLOGICOS

### TIPO DE EXPLORACION

- METODOS INDIRECTOS: FOTOGEOLOGIA  
 IMAGEN DE RADAR  
 GEOSISMICOS  
 RESISTIVIDAD  
 RAYOS GAMMA  
 FLUJO TERMICO

- METODOS DIRECTOS: GEOLOGIA SUPERFICIAL  
 PERFORACIONES

### FOTOGEOLOGIA

Sirve fundamentalmente para identificar rasgos estructurales como fallas regionales y locales, arroyos, depósitos de talud, fallas de talud y tipos de rocas, dirección de echados.

En el Anexo 1 se presenta un ejemplo del levantamiento - fotogéologico del Proyecto Coco de Pedro Brand, sobre el Río Haina, Rep. Dominicana.



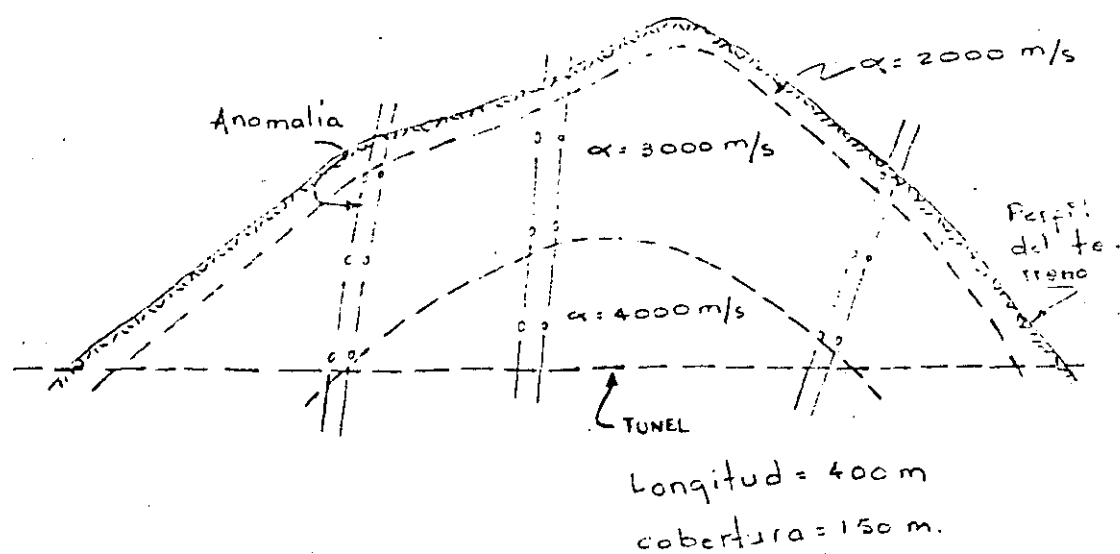
## IMAGEN DE RADAR

Se usa fundamentalmente para identificación de rasgos estructurales como son las fallas regionales ya que en la fotografía se borra la vegetación. Es muy útil para estudios de riesgo sísmico. Ejemplo: Managua, Nicaragua, para estudios del sismo de diciembre 1974 (25 000 muertos).

## GEOSISMICOS

El método de refracción sísmica y microsísmica viene a ser una de las herramientas más importantes en el diseño de túneles. Básicamente se obtiene información fidedigna acerca de la estructura de la roca, así como de su calidad en cuanto a resistencia y deformabilidad de una manera indirecta, con base en la velocidad de transmisión de ondas de choque tanto longitudinales ( $\alpha$ ) como transversales ( $\beta$ ), también se obtiene la relación de Poisson.

Ejemplo: Túneles de Desvío Caracol. Anexo No. 2



Con esta información se puede determinar lo siguiente:

- Extensión de los portales
- Definición del tipo de soporte a lo largo del túnel:
  - a) Temporal.- Anclas, malla, guníta simple o armada, ademes.
  - b) Definitivo.- Anclas, malla, guníta simple o armada, ademes y revestimientos de concreto. Camisa metálica en tuberías de presión.

-Propiedades mecánicas para diseño:

$$E = \alpha^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot \frac{1}{g}$$

E= Módulo de elasticidad dinámico

$\alpha$ = Velocidad de transmisión de ondas longitudinales

$\nu$ = Relación de Poisson ; g= gravedad

$\rho$ = Peso volumétrico del medio de transmisión.

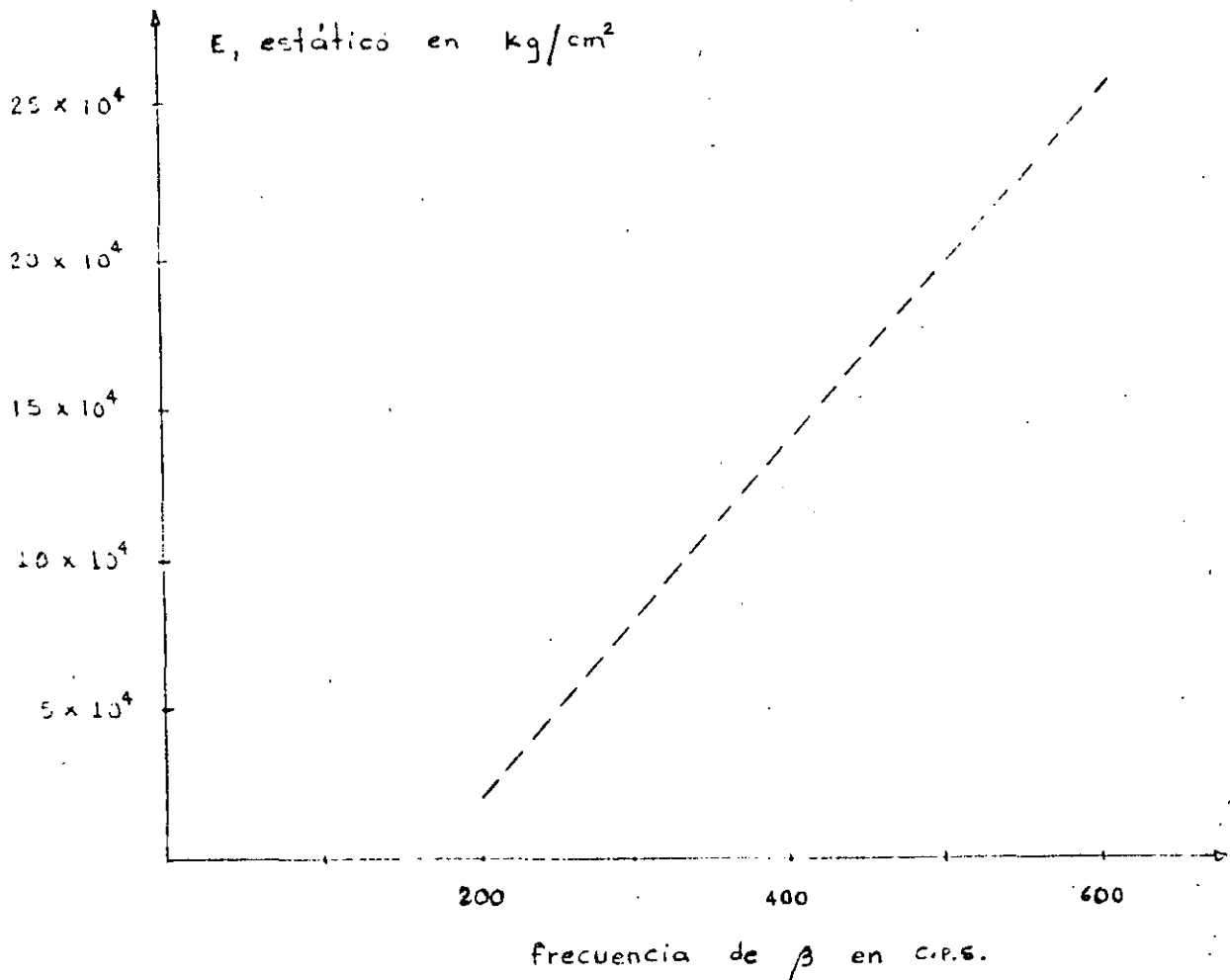
$$E = \beta^2 \cdot \rho \cdot 2(1 + \nu) \cdot \frac{1}{g}$$

$\beta$ = Velocidad de transmisión de ondas transversales

$$\nu = \frac{\frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\beta} \right)^2 - 1}{\left( \frac{\alpha}{\beta} \right)^2 - 1}$$

- Diseño del revestimiento en función del E, de la roca usando elementos finitos.

-Módulo de elasticidad estático en función de la frecuencia de la onda transversal.



Relación experimental entre el módulo estático en pruebas de placa y la frecuencia de la onda transversal. Referencia:

Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux  
Schneider

Annales ITBTP; Julio - Agosto 1967, No. 235-236.

## RESISTIVIDAD

La información mas importante sería la detección de cavernas en rocas calizas y basaltos vesiculares.

También se puede obtener información sobre los niveles de agua.

Ejemplo: Chicoasén, margen izquierda 1974 (Geofimex)

## RAYOS GAMMA

Mediante levantamientos dentro de barrenos pueden localizarse con precisión estratos delgados de lutitas delezna-  
bles que pudieran crear problemas de estabilidad.

Ejemplo: Chicoasén, margen izquierda, 1974, C.F.E. oficina de geofísica.

## FLUJO TERMICO

Mediante mediciones dentro de barrenos puede conocerse la temperatura de la roca y detectar anomalías con temperaturas elevadas, considerando como anomalía las variaciones de temperatura mayores de  $1^{\circ}\text{C}$  por cada 33 m. de profundidad. Los problemas serían que el túnel pasara cerca de zonas hidrotermales con temperaturas mayores de  $60^{\circ}$ . - En el Cañón del Sumidero Chis. y en El Caracol, las mediciones dieron valores normales.

## GEOLOGIA SUPERFICIAL

Reconocimientos a pie efectuando un levantamiento concienzudo de los rasgos estructurales más importantes: echados, fallas, contactos, fallas de talud, litología, cavernas, manantiales, corrientes superficiales, etc.

Los puntos de observación deberán ser controlados por topografía precisa.

Ejemplo: mal control topográfico: Chicoasén margen izquierda donde potencialmente hay problemas de estabilidad en taludes que se extienden a 1.5 Km. desde el río, dificultándose la definición de la geometría del modelo geológico estratigráfico para fines de estabilidad de taludes.

## PERFORACIONES

Este es un medio de exploración caro y por tanto debe seleccionarse la posición y longitud de cada barreno.

Se obtendrá básicamente la estratigrafía y la calidad del macizo rocoso en cuanto a discontinuidades (fracturamiento, fallas, oquedades).

Con las muestras se obtiene la calidad física y química de las rocas (Resistencia, alteración, agresividad al concreto).

Se puede obtener información sobre niveles freáticos y sobre la permeabilidad de la roca.

Conviene que los barrenos tengan dirección e inclinación preferente para atravesar el mayor número de discontinuidades.

Las perforaciones deberán realizarse en tresbolillo a los lados del eje del túnel, digamos a 50 m. La separación entre sondeos a lo largo del eje dependerá siempre de la incertidumbre sobre los cambios importantes ya sea en litología como en la estructura de la roca. La separación máxima pudiera ser 500 m.

## INFORMACION GEOLOGICA

Con la información obtenida en los estudios y levantamientos geológicos se elaboran planos con plantas y perfiles donde se indique la siguiente información:

**GEOGRAFIA.**- Topografía superficial, drenaje, manantiales etc.

**ESTRUCTURA** .- Plantas y perfiles mostrando estratigrafía, fallas, plegamientos, fallas de talud, etc.

**TECTONICA** .- Fallas regionales, información sísmica (epicentros, profundidad, magnitud).  
Cálculo de desplazamiento de fallas principales y subsidiarias durante eventos sísmicos.

Ejemplo Chicoasén: Se calculó un desplazamiento de 20 cm. en el eje de la boquilla para fallas subsidiarias a 1 km. de distancia de una falla principal de 120 Km. de longitud, para un sismo con magnitud de 7.5.

Ver ejemplo anexo 3.

## GEOHIDROLOGIA

El conocimiento real del flujo hidráulico obtenido de la información del flujo superficial, manantiales y barrenos es de suma importancia para predecir los problemas de manejo del agua de infiltración hacia la excavación, así como para para diseñar el drenaje del túnel mediante barrenos, o bien, para estar preparado para evitar la extrusión de la roca por alteración a arenas en granitos y areniscas mediante inyecciones de abanico por delante del túnel. La presión hidrostática también interviene en la determinación de la calidad del macizo rocoso según la clasificación de Barton acerca del tamaño de los bloques y de la resistencia al corte en sus caras.

## PROPIEDADES GEOMECANICAS (Geométricas y mecánicas)

Perfiles estratigráficos con los resultados de ensayos de laboratorio practicados en probetas de roca intacta:

Compresión, tensión, corte, porosidad, alteración, peso - volumétrico, Módulo elástico, expansibilidad, efecto de - creep, efecto de escala.

Lo mismo para ensayos de campo:

Estado de esfuerzos interno, módulo de deformabilidad, re sistencia al corte, ex pansion.

Ver Anexo 4 sobre Pruebas de Campo de Mecánica de rocas.

Ejemplo: Prefactibilidad técnica P.H. Itzantún, Chis. -- C.F.E. 1978.

## INTERROGANTES QUE SE PRESENTAN AL CONSTRUIR UN TUNEL:

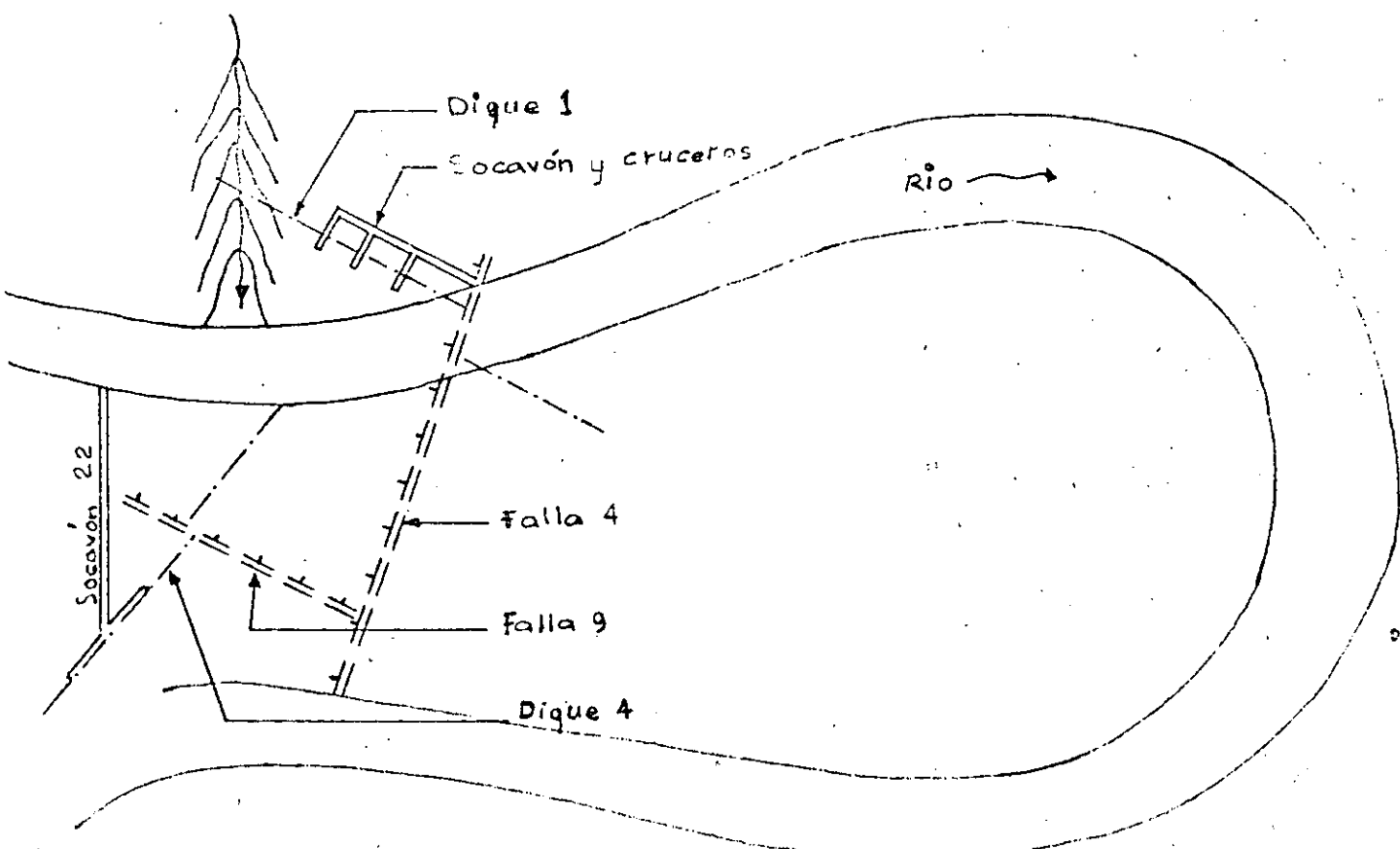
- 1.- FALLAS.- Que posición guardan con el eje del túnel
- En que longitud afectan al túnel
- Amplitud de la falla
- Naturaleza de los materiales en la zona de falla:
  - Milonita (esquistos y calizas)
  - Arcilla expansiva (Montmorilonita)
  - Arena (alteración de granitos, areniscas, y rocas antiguas, paleozoicas).

### NOTA:

Lo más conveniente es que el túnel atraviese las fallas en dirección perpendicular

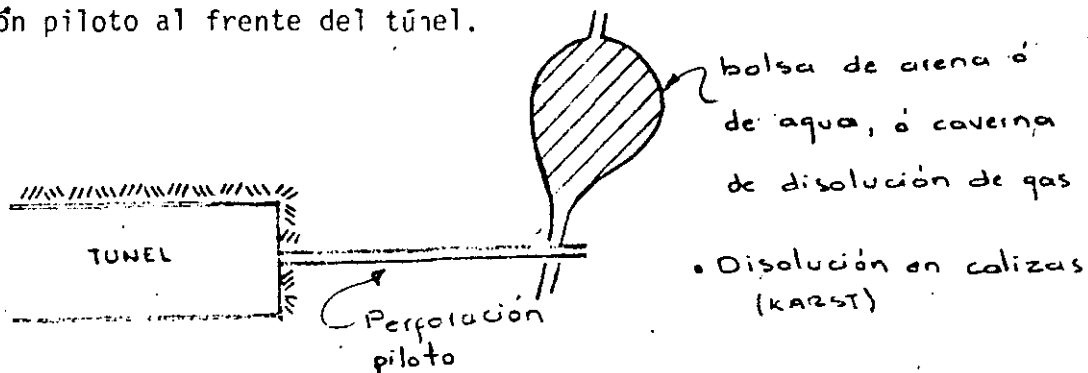
Ejemplo: Exploración dique 1 de margen izquierda, en El Caracol, Gro. excavando un túnel paralelo al dique y efectuar cruceros a cada 10 m.

Mayores dificultades se tuvieron al explorar el dique 4 en El Caracol, Gro., excavando sobre el mismo dique alterado.





La detección de bolsas de arena y/o de agua se realiza mediante una perforación piloto al frente del túnel.



2.-AGUA.-.En que punto se encontrará agua

.En que cantidad

.Con que presión

.De que calidad

.En rocas calizas, anhidritas y yesos se tienen problemas de alteración inmediata y disminuyen en forma notable su resistencia al hidratarse (más del 50%).

.Algunas tobas ígneas de matriz vítrea montmorilonítica se desintegran con la humedad del aire.

Ejemplo: Tobas vítreas blancas en San Juan Tetelcingo, Gro. - margen izquierda.

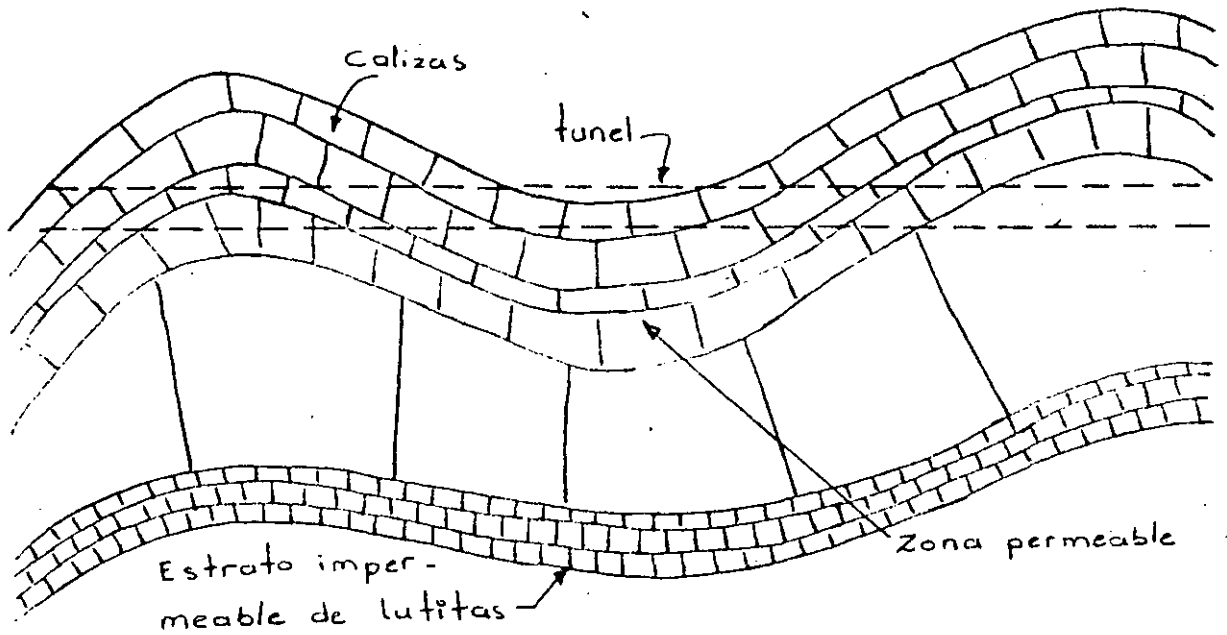
.También la brecha ígnea con matriz vítrea color rosa en la misma margen izquierda se expande con la humedad ambiente. (Formación Balsas).

.La formación Tuscacuezco en La Presa Las Piedras Gto., de la SARH, esta constituida por areniscas de grano grueso con matriz de arcilla montmorilonítica color café rojizo. Se desintegra en presencia de agua y el material de las excavaciones del vertedor no se pudo usar en la Cortina.

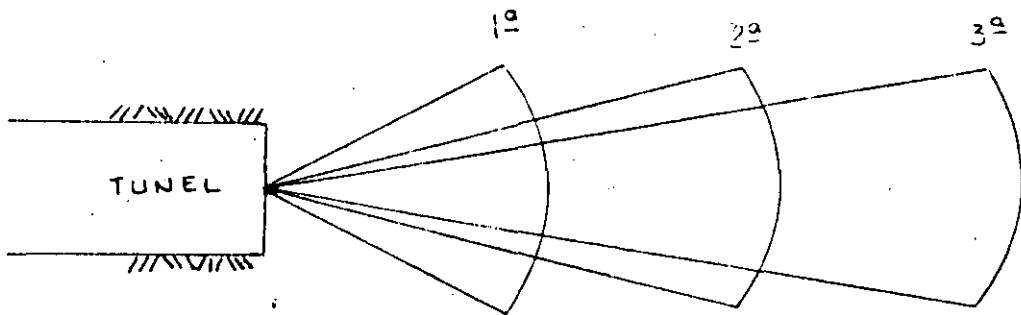
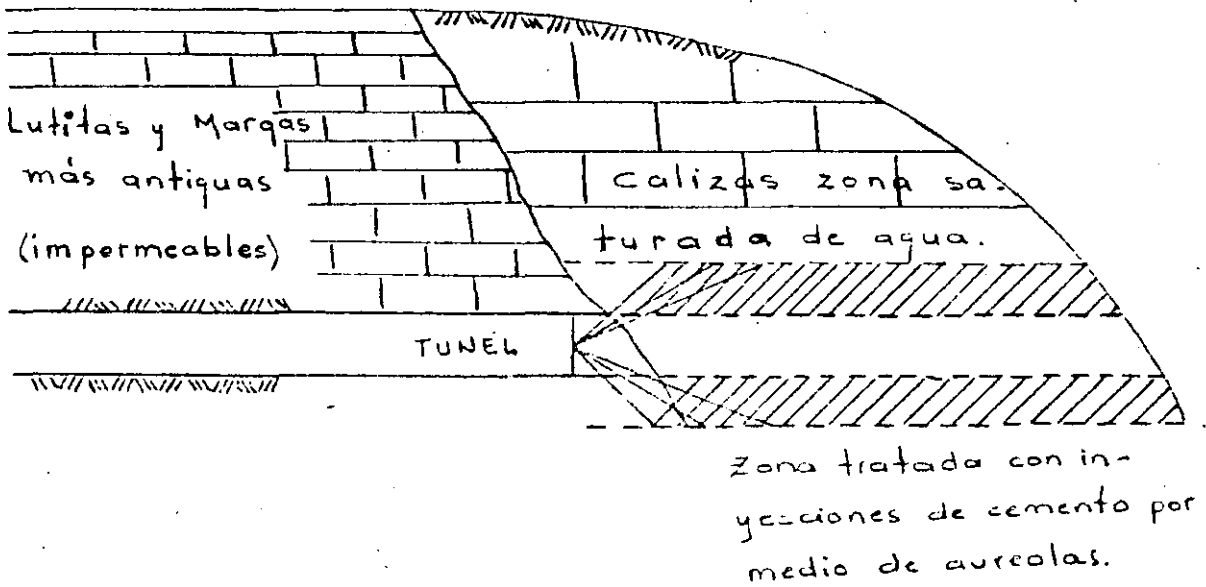
.Las Anhidritas o Lutitas de Río Escondido Suprayacentes al estrato de carbón se expanden y se colapsan con la humedad del aire. Se deja una cáscara de carbón de 3" a 4" como protección contra la humedad.

- .Las lutitas interestrificadas con calizas --- en La Angostura y Chicoasén, Chis., dieron valores de  $25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  de expansión al saturarlas, -- sin permitir cambios volumétricos.
- .Las calizas, anhidritas, yesos y basaltos producen agua abundante.
- .La estructura de sinclinal produce agua.
- .Los cauces antiguos (paleocanales) también -- producen agua.
- .Las agua zelenitosas (sulfatadas) atacan el - cemento Portland.

NOTA: En El Caracol, Gro., la alteración de los diques ígneos - de composición andesítica (Felsita) ha sido a través de -- cientos o miles de años.



SINCLINAL



AUREOLAS.-  
conos embutidos de inyección

3.- MATERIALES .- ¿Se excavará todo el túnel en roca sana o se encontrarán zonas con rocas delezna**bles** cauces sepultados, etc.?

Desafortunadamente los estudios no son tan completos para conocer con anticipación esta eventualidad.

Con los sondeos geofísicos de microsísmica y resistivos que a veces son los de mayor alcance en profundidad no se logran identificar plenamente estas discontinuidades.

4.- SECCION .- ¿Se obtendrá una sección limpia o habrá sobre excavación?

En rocas con estratificación delgada se -- produce sobre excavación. Aquí la dirección del echado tiene grán influencia.

Rocas blandas: tobas, morrenas tienen tam**bién** sobre excavación:

Ejemplo: Túnel de aducción en morrenas en el P.H. Pizayambo, Ecuador; de 4 m. de sección portal y 6 Km. de longitud excavado - en morrenas y andesita alterada en la zona de Los Andes.

5.- RESISTENCIA .- Será roca fácilmente excavable o será dificil por su dureza.

Fácil.- Calizas de Angostura, poco consolidadas con resistencias en compresión de 500 Kg/cm<sup>2</sup> en seco y 350 - Kg/cm<sup>2</sup> en saturado.

Difícil.- Conglomerado silicificado de El Infiernillo con resistencias de  $2\ 500\ \text{Kg/cm}^2$  en compresión. - - Muy abrasiva. Produce silicosis.

Gneiss granítico con 20% de cuarzo en la Rumorosa. Túnel San Luis Rfo Colorado - - Tijuana de 3.5 m. de diámetro. Fracaso -- una máquina topo rascadora tipo Fullface por desgaste excesivo en los cortadores. Avance máximo 17 m/día. Avance promedio 1 m/día. Avance promedio en rocas blandas 35.50 m/día

#### 6.- ADEMES

En función de la calidad de la roca será el ademe que se utilice:

Gunita - Gunita y Malla

Anclas - Preanclajes

Marcos - Simples-colados.

#### 7.- PORTALES

Necesidad de apuntalar la entrada y salida del túnel y en que longitud.

Se determina en función de la calidad estructural del macizo rocoso mas que de la calidad física y resistencia de la roca.

En general la roca superficial esta alterada y es necesario removerla. Tener cuidado de la estabilidad general del talud.

NOTA: Por una falla general de talud se puede obturar toda la toma.

Cerro de Oro-falla portales.

8.- FALLA DEL TUNEL .- Posibilidad en túneles profundos que -- por relajación de esfuerzos se expanda el material y se presenten desprendimientos violentos. Roca explosiva (Rock-burst)

9.- REVESTIMIENTO . . ¿Revestimiento en portales zonas de fallas, o en toda la longitud?

¿Revestimiento total en túneles de desvío?

-Se ha observado que en general se requiere solo en los portales, para el resto funciona muy bien la protección con gunita. Depende de la calidad estructural de la roca y también de su composición mineralógica y permeabilidad, geometría de la excavación etc.

En general rocas con velocidad de ondas longitudinales  $\alpha > 3000$  m/seg., son competentes para no revestir.

Depende también de la velocidad del agua y de la energía de la misma.

Velocidades  $> 15$  m/seg., son peligrosas de erosión. Ejemplo: Túneles vertederos Infiernillo.

Las tuberías de presión generalmente se revisten de concreto.

En Noruega y Suecia se han dejado sin revestir en granitos muy sanos sin fracturas.

El revestimiento deberá llevar al menos refuerzo por temperatura cuando se tengan dudas de la colaboración de la roca bajo presión interna del túnel y externa cero.

Ejemplo: Falla conducción a presión en la P.H El Arenal, Costa Rica, falló un tramo de 600 m. por presión interior en rocas blandas con presión interna de  $6 \text{ Kg/cm}^2$  y externa cero. -- Se formaron dos fracturas longitudinales en -- clave y piso con separación hasta de 2 cm.

El túnel tiene 4.6 m. de  $\phi$  interior y 40 cm. de concreto de  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y no se colocó acero de refuerzo. Ver anexo 5.

NOTA: Rocas que atacan el concreto: Rocas ígneas o metamórficas con Pirrotita  $\text{Cu Fe So}_4$ .

10.- PRESENCIA DE GASES VENENOSOS.- Se encuentra  $\text{CO}_2$  en terrenos volcánicos recientes, o en rocas que por su composición desprenden gas butano. Antracita, Lignito y Carbón.

Rocas con:  $\text{Fe}_2 \text{SO}_4$ .

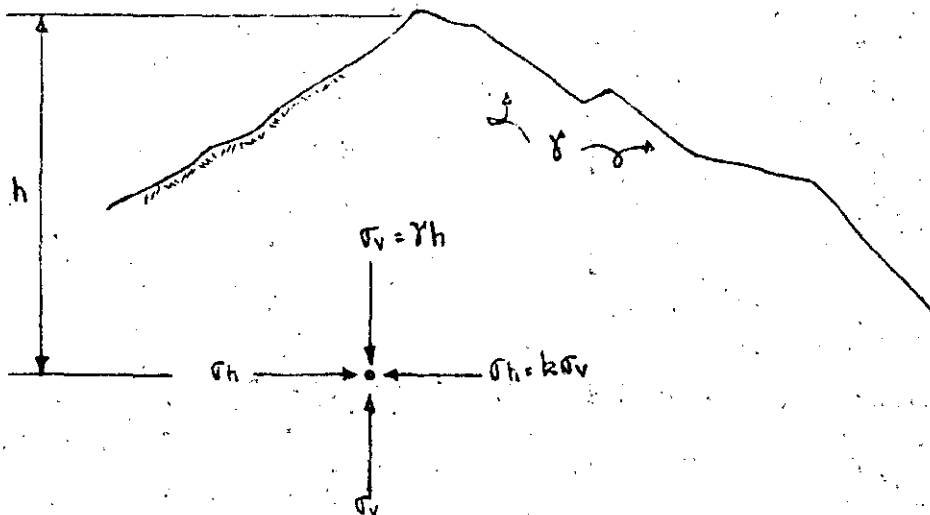
## DISEÑO DE TUNELES

### 1.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

#### 1.1.- Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim.

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales  $\sigma_v$  estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal  $\sigma_h$  que probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.



Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rzhia en 1874.

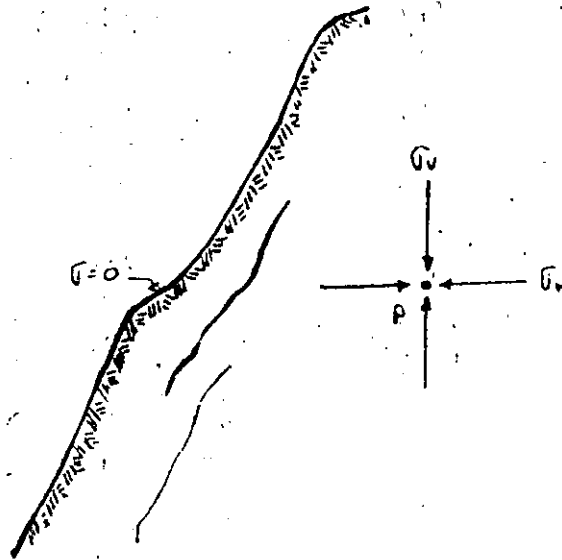


### 1.2.- Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades  $\geq 350$  m.) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50 m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación".

Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



Relajación de esfuerzos superficiales

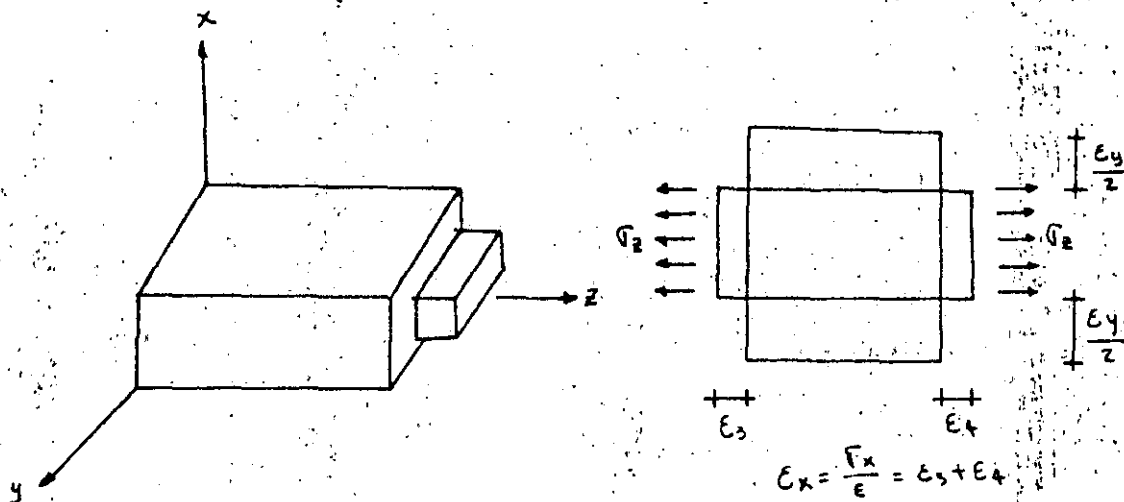
Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

### 1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso.

#### Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que  $k$  es la relación entre los esfuerzos de campo horizontal a vertical;  $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  Terzaghi en 1952 relacionó esta  $k$  con la relación de Poisson como sigue:

#### Ley de Hooke.



La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

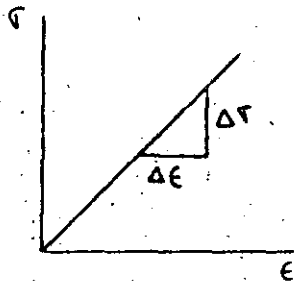
- 1.- Linealidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke.

Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

- 2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las pro-

propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.

- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.



$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$  ; E=Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

E=Módulo de elasticidad.

$\epsilon/E$ =Deformación unitaria.

$\sigma$ =Esfuerzo principal.

#### 1.4.- Relaciones esfuerzo: deformación.

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre él un esfuerzo normal  $\sigma_x$  uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal  $\epsilon_x$  está dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones  $y$  y  $z$

esto es:  $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$  y  $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde  $\nu$  es una constante conocida como relación de Poisson.

La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25.

Si al paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  y  $\sigma_z$  uniformemente distribuidas sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_y + \sigma_x)]$$

### 1.5.- Estado plano de esfuerzos.

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos,  $\sigma_y = \sigma_z$  y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal,  $\epsilon_z = 0$

tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu \sigma_y - \nu \sigma_x$$

$$0 = \sigma_y (1 - \nu) - \nu \sigma_x$$

$$\therefore \sigma_z = \sigma_y = \left( \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \sigma_x \quad \text{y} \quad k = \left( \frac{\nu}{1 - \nu} \right)$$

Para valores de  $\nu$  entre  $\frac{1}{3}$  y  $\frac{1}{2}$ ;  $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$  a  $\frac{\sigma_x}{2}$  o sea  $k=0.25$  a  $0.5$  con  $k=0.3$  como el valor más probable..

para un estado plano de esfuerzos con  $\sigma_y = \sigma_z = 0$  tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu \sigma_x)$$

Para  $\sigma_z = \nu \sigma_x$  y  $k = \nu$  tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2 \sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad \epsilon = \frac{\sigma_x}{E} (1 - \nu^2)$$

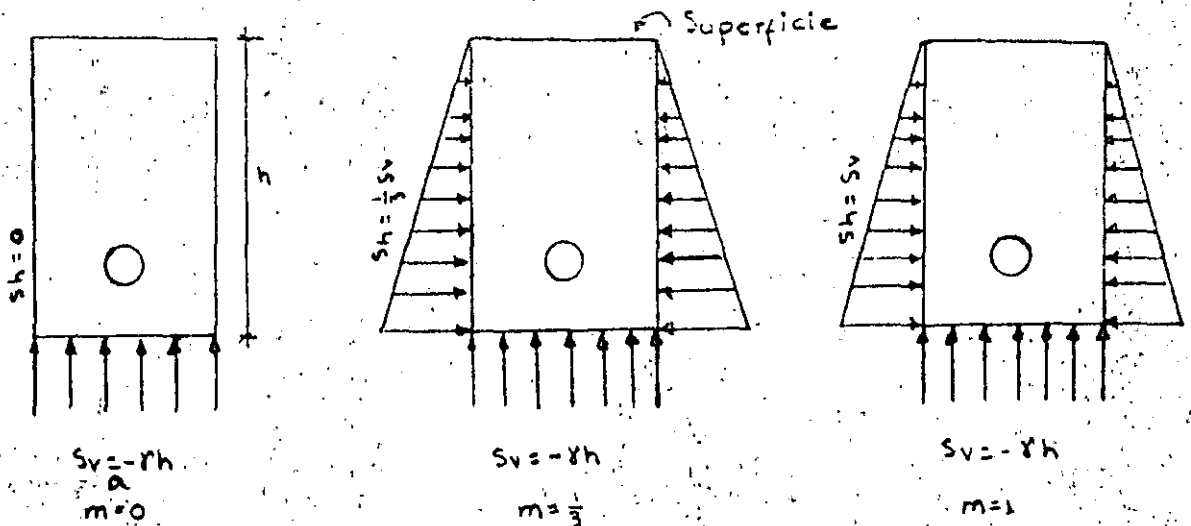
La relación  $(\frac{\nu}{1-\nu})$  de Terzaghi con valores usuales de  $\nu$  para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heim;  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  y  $k=1$  con  $k=1$  se requiere que  $\nu=0.5$  el cual no existen en las mediciones de la roca. Se presenta una paradoja obvia conocida como "paradoja de Terzaghi".

1.6.- Esfuerzos de campo.

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento -- elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la -- distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa <sup>12</sup>ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Unidireccional      Restricción Lateral      Hidrostático.

Suposición de tres estado de esfuerzo de campo.

También deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a  $h$  equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde  $\gamma$  = peso volumétrico de la roca y  $h$  = la profundidad vertical del túnel.

Por lo tanto:  $S_v$  = Componente del esfuerzo vertical.

$S_h$  = Componente del esfuerzo de compresión horizontal.

y  $m$  = Constante que depende del estado de esfuerzos de campo.

-El estado de esfuerzos para  $m=0$  puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.

-El estado de esfuerzos representado por  $m=\frac{1}{3}$  puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.

-El estado de esfuerzos para  $m=1$  puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semiviscosas o plásticas (rocas suaves o blandas).

## 2.- ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones subterráneas, por ejemplo, túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor  $t$  con un agujero circular de radio  $a$  con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión  $S_x$  y  $S_y$ . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de la aplicación de esfuerzos:

## 2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

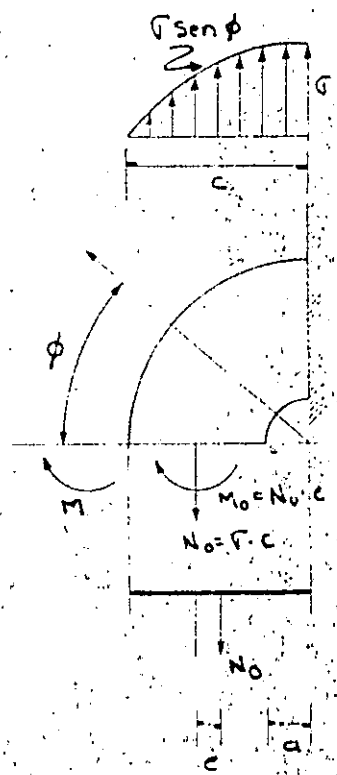
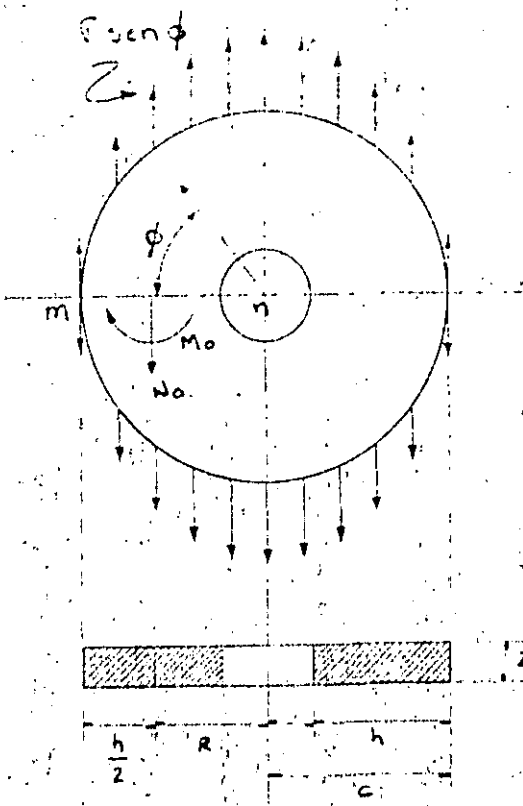
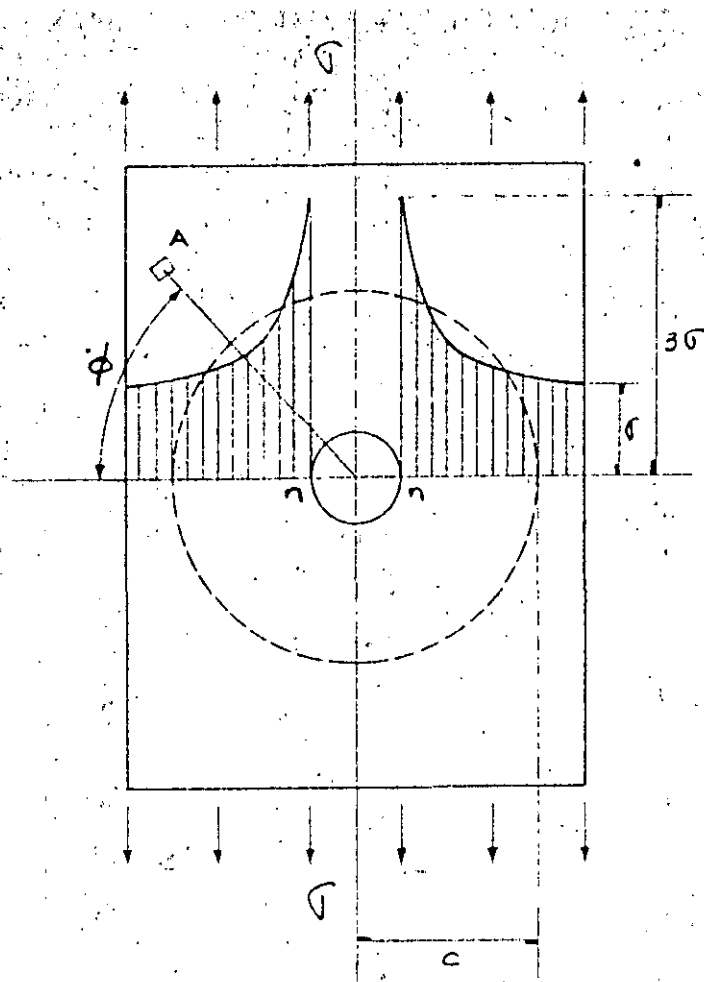
Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme se práctica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos  $n-n$  una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh en 1898 muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a  $3\sigma$ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y esta limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio  $c$  relativamente grande, -- puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero.

Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio  $c$ . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos verticalmente y de valor  $\sigma \sin \phi$  es decir, -- iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental  $A$  de la placa.

Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán -- aproximadamente los mismos que en el trazo de la placa limitado por el círculo de radio  $c$ .

De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular -- esa distribución en un anillo circular de sección rectangular sollicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.

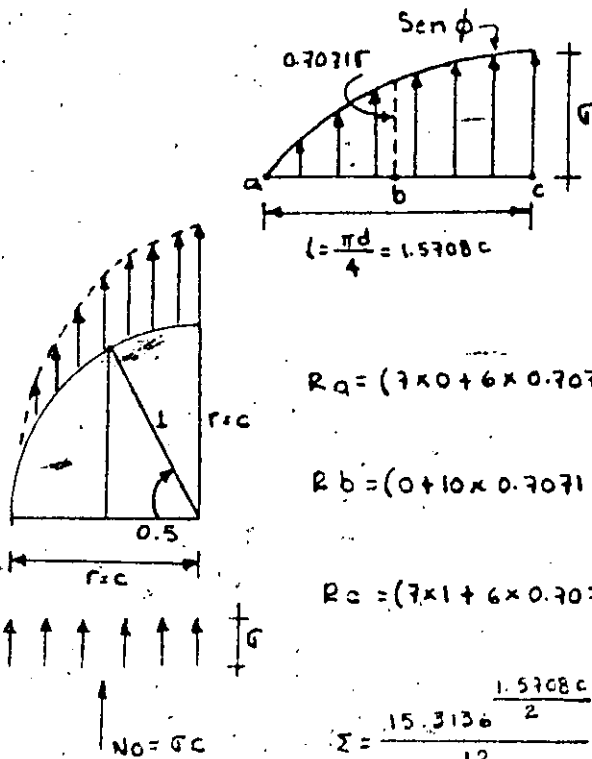
28-A





Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección m-n pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal  $N_0$  aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector  $M_0$ .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es:  $N_0 = G \cdot c$



Integral Numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

$$R_a = (7 \times 0 + 6 \times 0.7071 - 1) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_b = (0 + 10 \times 0.7071 + 1) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_c = (7 \times 1 + 6 \times 0.7071 - 0) \frac{h}{24} = 5.6213 \frac{h}{12} \times G$$

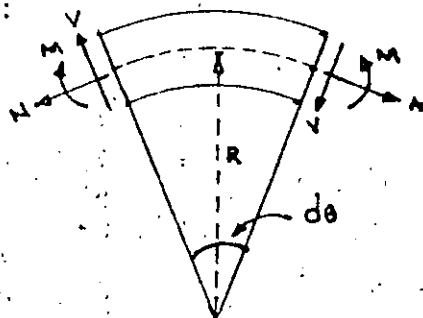
$$15.3136 \frac{h}{12} \times G$$

$$\Sigma = \frac{15.3136 \frac{1.5708c}{2}}{12} G \quad \therefore \Sigma = G \cdot c = N_0$$

El momento  $M_0$  es estáticamente indeterminado (porque no conocemos  $c$ ) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo -- utilizando la expresión de la energía de la deformación total de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

$$U = \int_0^s \left( \frac{M^2}{2AEcR} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AER} + \frac{\alpha V^2}{2AG} \right) ds$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo  $\phi$  son:

$$N = \sigma_c \cos^2 \phi \quad y$$

$$M = M_0 + \sigma_c (1 - \cos \phi) \left[ \frac{e}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] - \underbrace{\sigma_c \left( c - \frac{h}{2} \right)}_R (1 - \cos \phi)$$

donde  $h$  es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de  $M_0$  es:

$$\frac{du}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{A E c} - \int_0^{\pi/2} \frac{N R d\phi}{A E} = 0$$

donde:  $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2 \sigma_c^2}{\pi} \left[ 1 - \frac{3}{8} \pi - \frac{h}{2c} \left( 1 - \frac{1}{4} \pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{R}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde  $R$  = radio de la línea media y  $e$  la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto  $n$  de la sección  $m-n$  del anillo consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal  $N_0$  e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{k} = \frac{\sigma_c}{k} \quad (d)$$

y 2° el esfuerzo en el punto de flexión producido por  $M_0$  cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A e a} = \frac{M_0 \left( \frac{h}{2} - e \right)}{A e a} = \frac{M_0}{2 e a} \left( 1 - \frac{2e}{h} \right) \quad (e)$$

en donde  $a$  = radio del agujero.

La distancia  $e$  se calcula por la ecuación para diversos valores de la relación  $\frac{c}{a}$  y después  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es:  $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$ .

La distancia  $e$  se calcula por la ecuación  $r = \frac{h}{\log_n \frac{c}{a}}$ .

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2e}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2838	0.3239	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño  $\sigma_{\max} = 3\sigma$ ; se vé que para  $5 < \frac{c}{a} < 8$ , los resultados del cálculo aproximadamente están de completo acuerdo con la solución exacta. --- Cuando  $\frac{c}{a} < 5$  el agujero no puede considerarse muy pequeño, -- por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio  $c$  y la hipótesis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior -- del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para  $\frac{c}{a} > 8$  se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección m-n a una distancia  $r$  del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

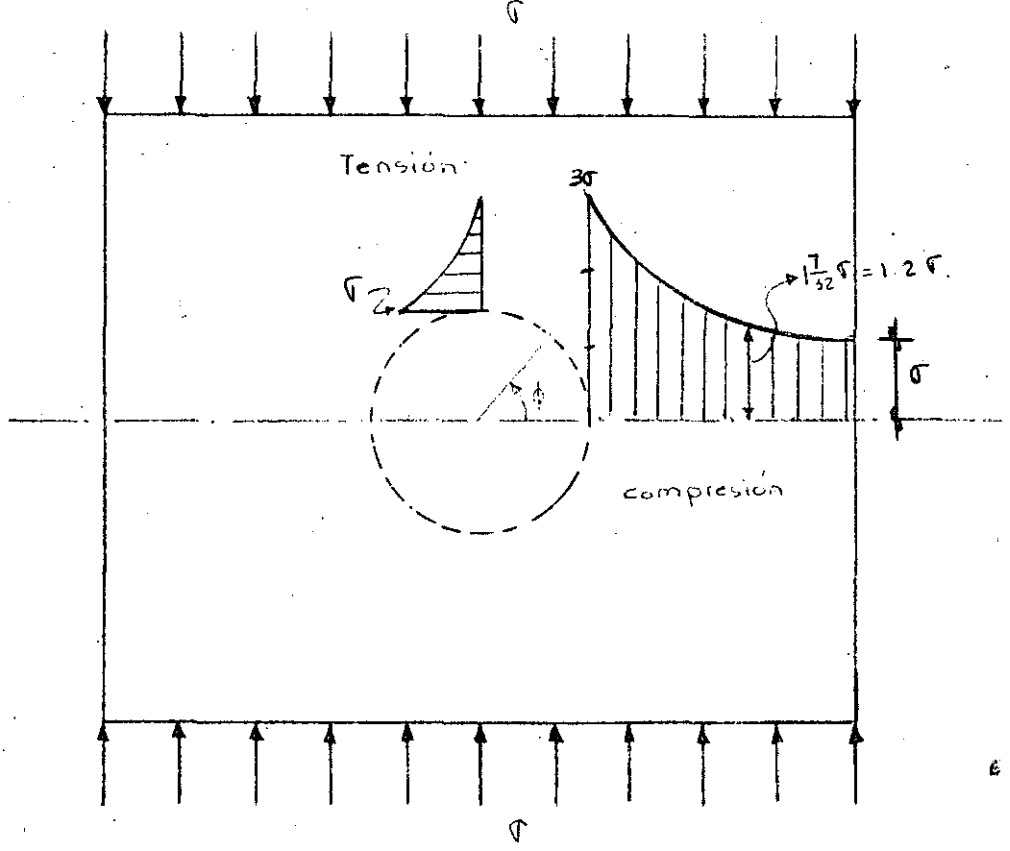
$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma}{2} \left( 2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right)$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura de abajo y se ve que la concentración de esfuerzos esta muy concentrada en los puntos n. El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que  $r$  aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir,  $r=2a$  se tiene un esfuerzo normal  $\sigma_{\theta} = 1.2 \sigma$

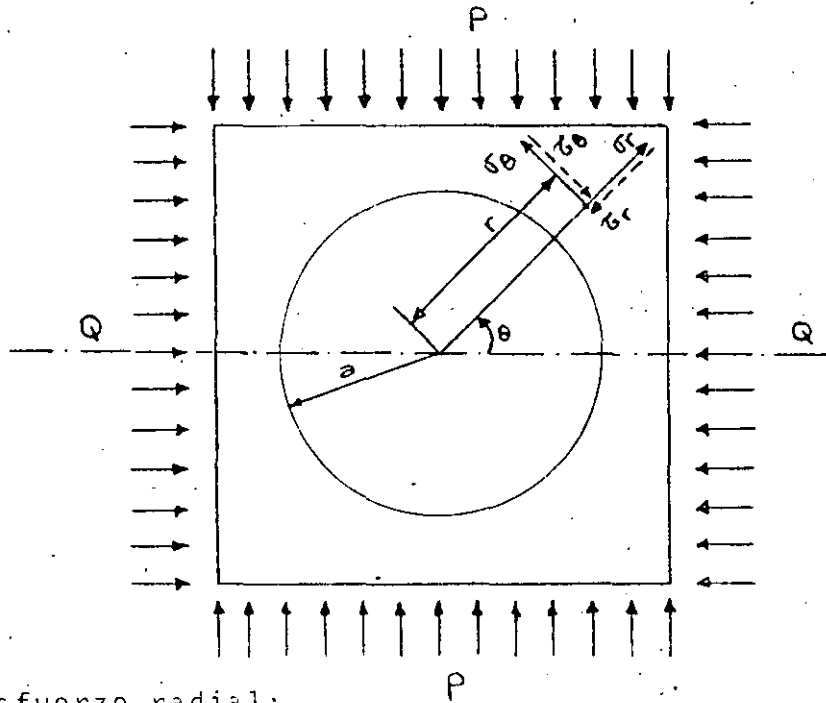
También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer  $\phi$  y para  $\phi = \frac{\pi}{2}$  el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a  $\sigma$  o sea  $\sigma_{\theta} = \sigma$

Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión  $\sigma_{\phi}$  para  $\phi = \frac{\pi}{2}$  y un esfuerzo de compresión  $\sigma_{\theta} = \sigma$  para los puntos n.



Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isótropo, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden -- con las transmitidas por la cobertura de roca.



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{Q-P}{2} \left( 1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{Q-P}{2} \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo cortante:

$$\tau_{\theta r} = - \frac{Q-P}{2} \left( 1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de E y  $\nu$ .



Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea  $P=Q$ ; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa  $P$ .

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right)$$

Formulas de Lamé.

$$\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right)$$

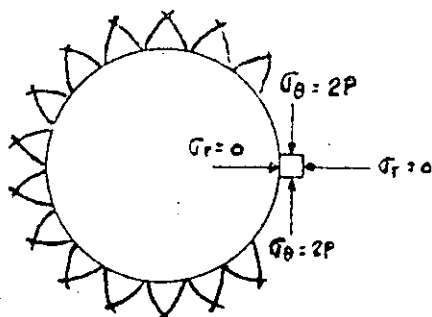
$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para  $a=r$ :  $\sigma_\theta = 2P$  y  $\sigma_r = 0$ ; en toda la periferia del túnel.

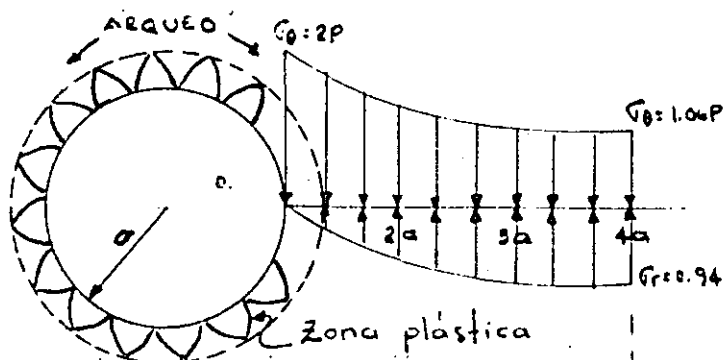
Para  $r=4a$ :  $\sigma_\theta = P \left(1 + \frac{a^2}{16a^2}\right) = 1.06P$  y

$$\sigma_r = P \left(1 - \frac{a^2}{16a^2}\right) = 0.94P$$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:



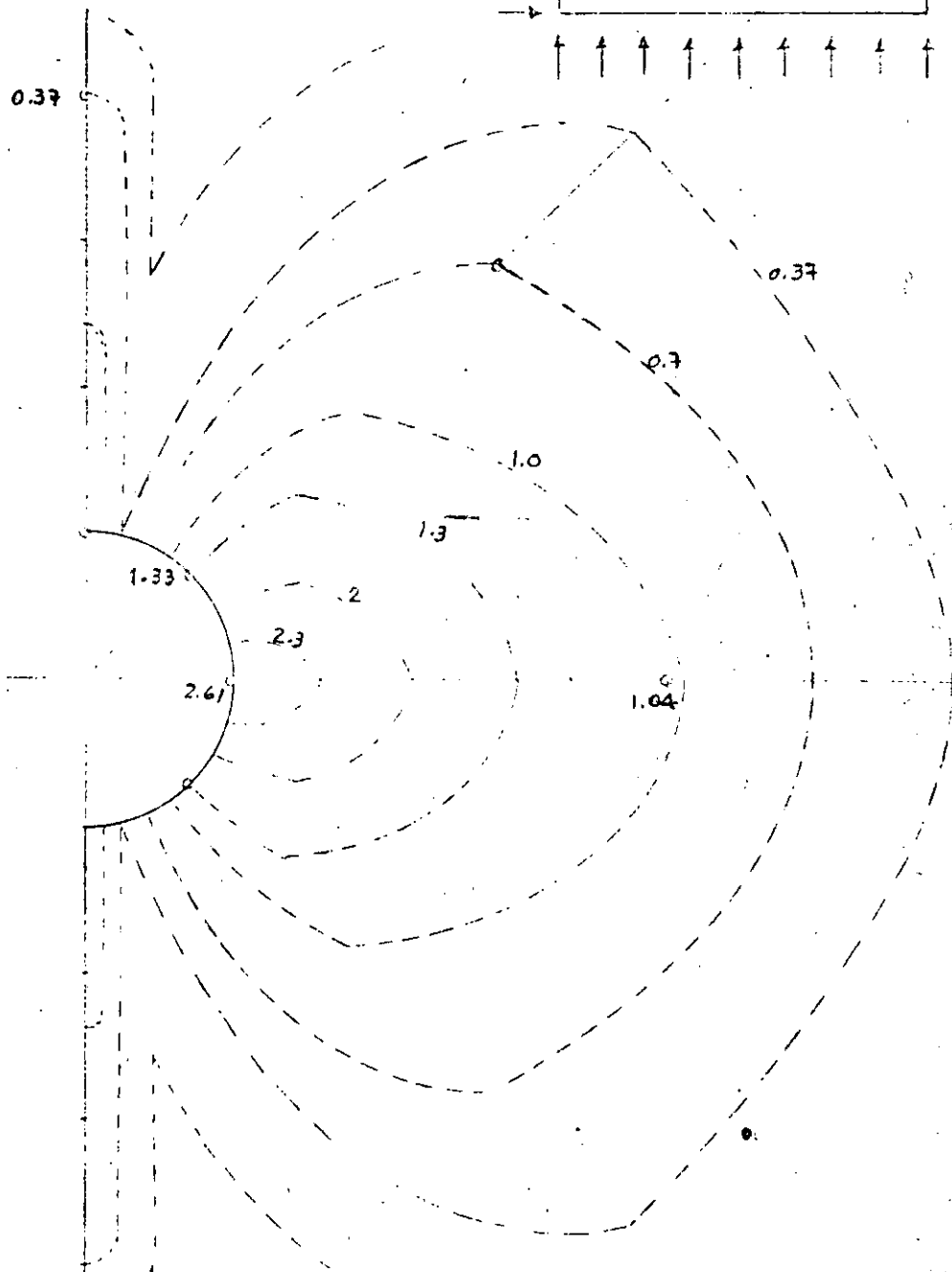
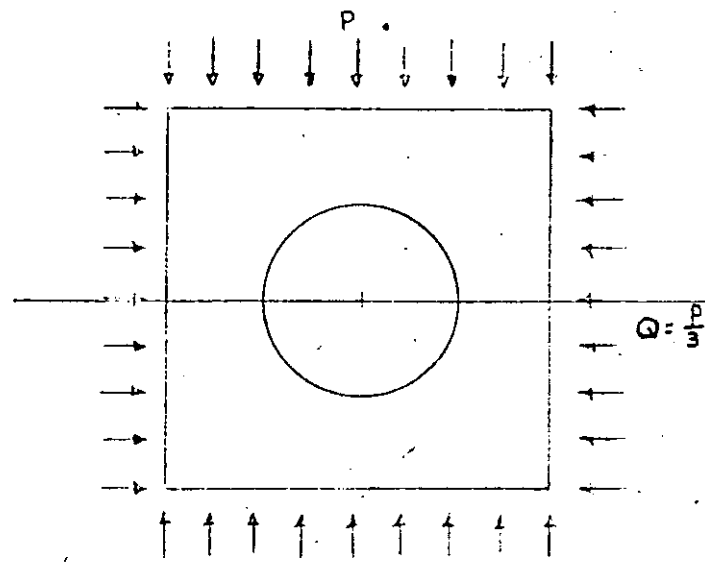
2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados; cuando  $2P > R_c$  se presenta el fenómeno de roca explosiva ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha energía.



El comportamiento de la roca es elástico si  $2P < R_c$ , pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" librando la zona fracturada apoyándose en la roca más

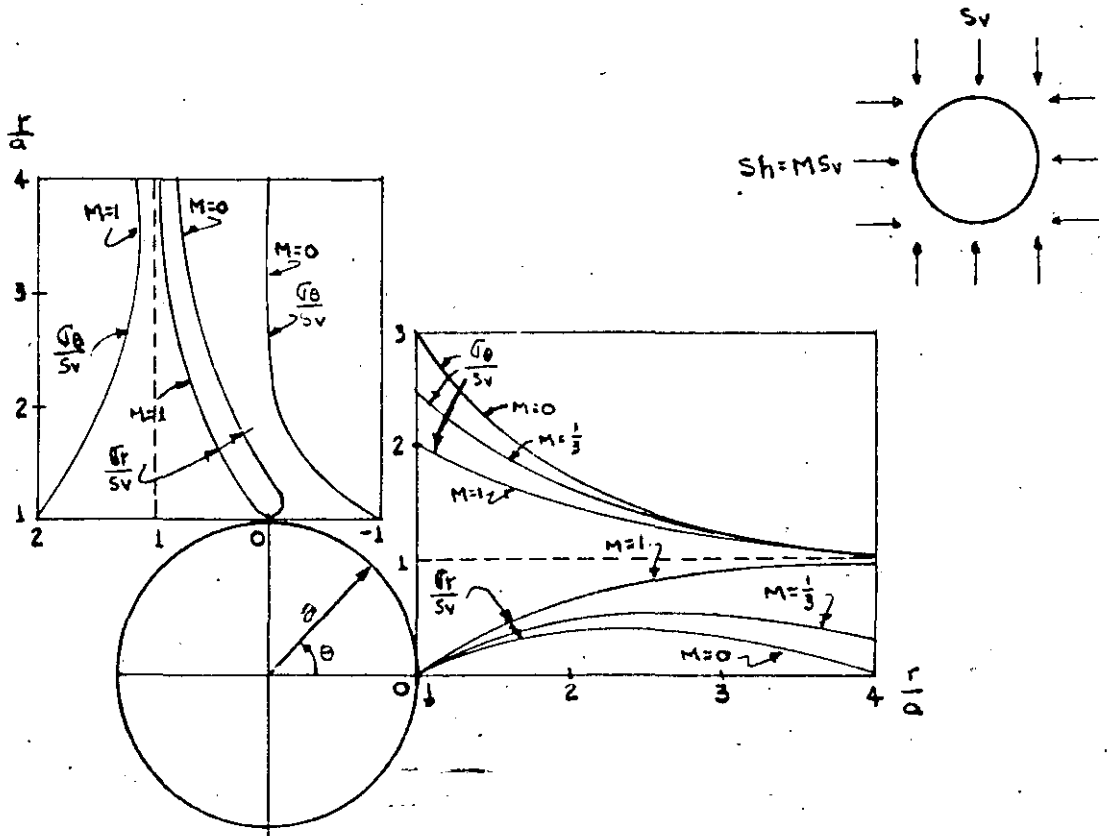
Variación del esfuerzo tangencial para el caso  $Q = \frac{P}{3}$

- Para:  $\theta = 0^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 2.67 P$
- $\theta = 0^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 1.04 P$
  
- $\theta = 90^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 0$
- $\theta = 90^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 0.37 P$
  
- $\theta = 45^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 1.33 P$
- $\theta = 45^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 0.71 P$



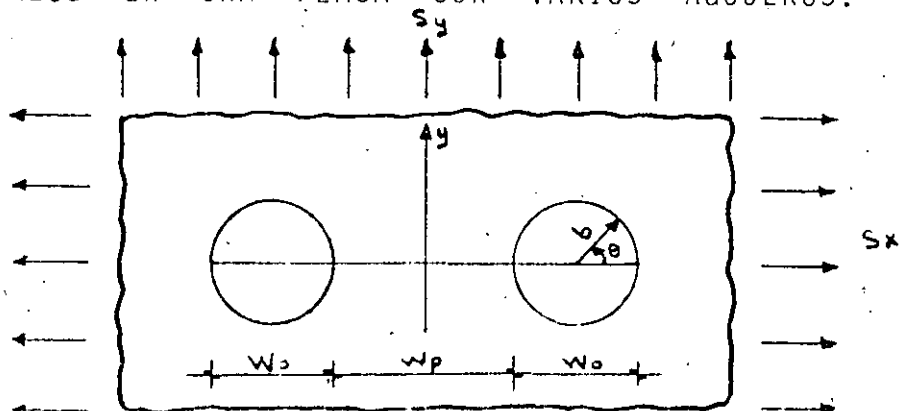


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR PARA UN ESTADO BIAIXIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS.



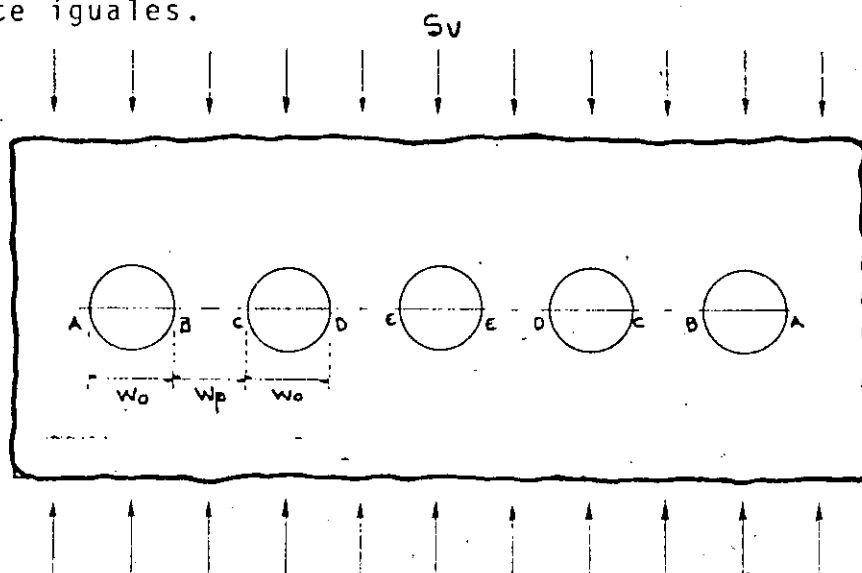
Caso:	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$
Esfuerzo	$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$
$\frac{W_p}{W_0}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$
0	2.894	0.000	3.859	0.000	2.569
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000

La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros -- alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

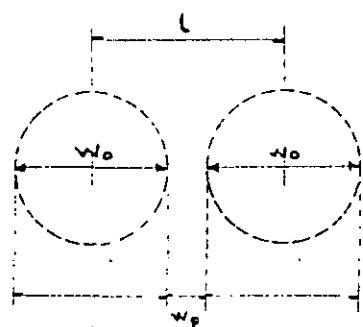
Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones  $W_p / W_0$  pequeñas, deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling Chih-Bing "On the stresses in a plate containing two circular holes" Journal Applied Physics, January 1948.

## ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamento fue estudiado por Duvall para varias relaciones  $W_o/W_p$ . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérvese que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_o}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.39	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28



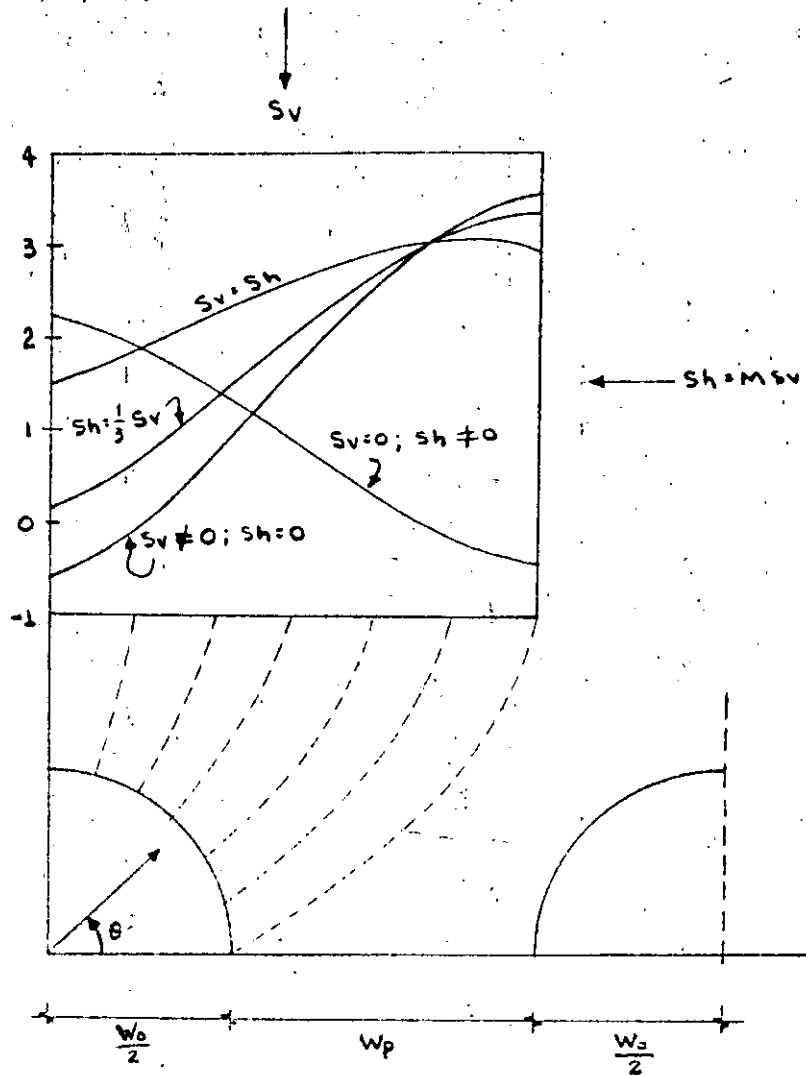
$$\text{Si } W_p = \frac{W_o}{4} \quad l = W_o + \frac{W_o}{4} = \frac{5}{4} W_o$$

$$\text{La relación de áreas } \frac{l}{W_p} = \frac{l}{\frac{W_o}{4}} = \frac{5 W_o}{4} = \frac{20}{4} = 5$$

Por lo tanto el esfuerzo en  $W_p$  es por lo menos 5 veces mayor que  $S_v$ .

## CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES

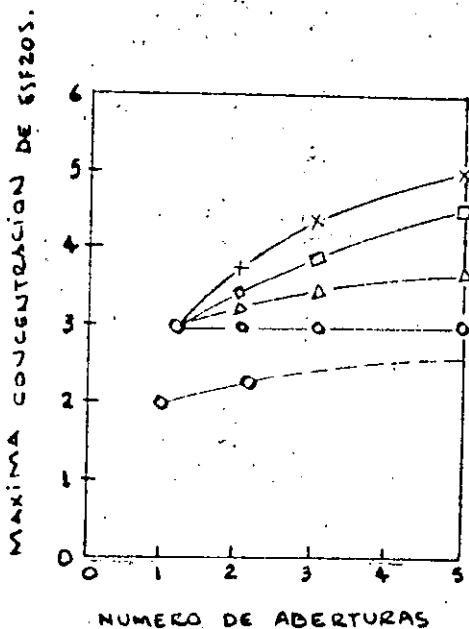
$$W_o/W_p = 1$$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para  $\theta=0^\circ$  es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero, la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ( $S_h = S_v$ ).

Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para  $\theta=90^\circ$  para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ( $S_x=0$  y  $S_y \neq 0$ ).

CONCENTRACIONES MAXIMAS DE ESFUERZOS PARA VARIAS -  
RELACIONES ANCHO DE ABERTURA A ANCHO DE PILAR RELA-  
CIONADAS TAMBIEN CON EL NUMERO DE ABERTURAS.



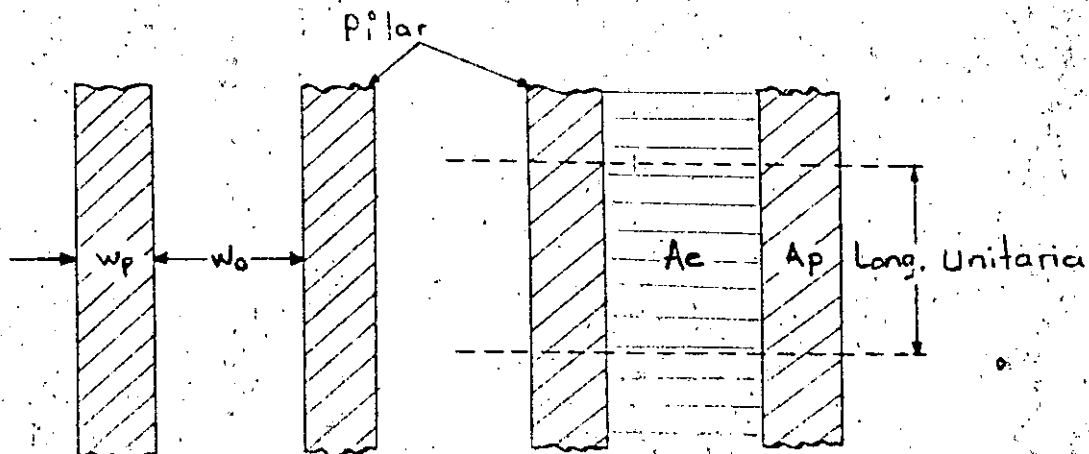
LEYENDA

$\frac{W_o}{W_p}$	SIMBOLO
1	o
2	Δ
3	◻
5	x

Obsérvese que cuando el número de aberturas tiende a infinito el valor de la máxima concentración de esfuerzos es solo 15% mayor que para el caso de presión hidrostática ( $S_v = S_h$ ).

### DISEÑO DE PILARES

Cuando la longitud de los pilares es grande comparada con el ancho de la abertura entre los mismos, se considera entonces un estado de esfuerzos de campo bidimensional.



Para un número infinito de pilares con ancho  $W_p$  separados por aberturas con ancho  $W_o$ , el "esfuerzo promedio en el pilar"  $\bar{S}_p$ , se obtiene suponiendo que un pilar soporta uniformemente sobre su plano medio el peso de la roca existente sobre el pilar más la mitad de la abertura de cada lado del pilar.

$$\bar{S}_p = \frac{W_p + W_o}{W_p} S_v$$

o sea:  $\bar{S}_p \cdot A_p = S_v (A_e + A_p) \quad \therefore \bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$

en donde:  $\bar{S}_p$  = esfuerzo promedio en el pilar.

$A_e$  = área excavada

$A_p$  = área del pilar

$A_t = A_e + A_p$  = área total

Esto significa que el esfuerzo promedio en un pilar para un sistema de aberturas puede obtenerse a partir del área del pilar y el área total dentro de los límites minables.

Para un sistema de aberturas paralelas separadas por  $N$  pilares donde el ancho de la abertura es  $W_o$ , el ancho del pilar es  $W_p$  y la longitud de las aberturas y pilares es  $L_p$ , el área excavada está dada por:

$$A_e = L_p \cdot W_o \cdot N$$

y el área del pilar está dada por:  $A_p = L_p \cdot W_p \cdot N$  de donde el esfuerzo promedio en el pilar es:

$$S_p = S_v \frac{W_p + W_o}{W_p}$$

La relación de extracción  $R_a$  se define como la relación entre el área excavada y el área total:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_t - A_p}{A_t} = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \frac{A_t}{A_p} = \frac{1}{1 - R_a}$$

El esfuerzo promedio en los pilares puede determinarse a partir de la relación de extracción Ra; desde  $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_n}$ .

$$S_p = S_v \left( \frac{1}{1 - Ra} \right) \dots\dots\dots (a)$$

O bien:

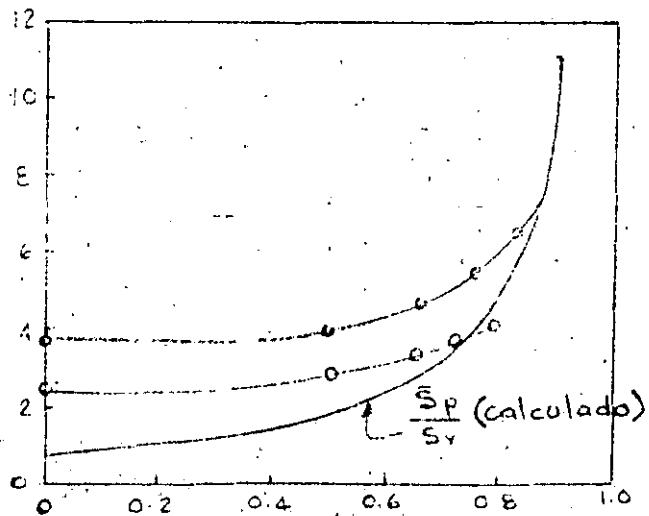
$$Ra = 1 - \frac{S_v}{S_p} \dots\dots\dots (b)$$

Para relaciones de extracción mayores de 75% el esfuerzo promedio en el pilar y la máxima concentración de esfuerzos son iguales, de aquí que la ecuación (b) puede ser reescrita como una ecuación de diseño para pilares sustituyendo  $\frac{S_p}{S_v}$  por  $\frac{C_p}{F_s \cdot S_v}$ ; donde  $\frac{C_p}{F_s}$  es la carga de seguridad del pilar.

esto es:  $Ra = 1 - \frac{S_v}{C_p} \times F_s$

Si la relación de extracción es menor de 75% el esfuerzo promedio y la máxima concentración de esfuerzos en el pilar  $\frac{S_p}{S_v}$  puede ser sustituida en (a) por:  $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$  y  $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$  deberá sustituirse por  $\frac{C_p}{S_v} \times F_s$  para dar la ecuación (b).

El valor de  $\frac{\sigma_0 \text{ máx}}{S_v}$  para cualquier relación de extracción puede obtenerse de la gráfica siguiente:



● Cinco óvalos  $\frac{H_0}{W_0} = 0.5$   
 ○ Cinco círculos

Relación de extracción Ra.

Ra	$W_0/W_D$	$W_D/W_0$
0.3	$W_0 = W_D$	$W_D = W_0$
0.5	$W_0 = 2W_D$	$W_D = \frac{1}{2} W_0$
0.67	$W_0 = 4W_D$	$W_D = \frac{1}{4} W_0$
0.71	$W_0 = 5W_D$	$W_D = \frac{1}{5} W_0$

## RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez  $(\frac{h}{d})$  desde 0.25 a 4.0 :

$$C_s = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{d}{h})] \text{----- (b)}$$

en donde:  $C_1$  = Resistencia en compresión simple para especímenes con  $\frac{d}{h} = 1$

$C_s$  = Resistencia en compresión simple de especímenes con  $\frac{d}{h} \neq 1$

$d$  = Diámetro del espécimen

$h$  = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo  $d$  y  $h$  por  $H_p$  y  $W_p$ :

$$C_p = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{W_p}{H_p})] \text{----- (b)}$$

en donde  $W_p$  = Ancho del pilar

$H_p$  = Altura del pilar

El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos.

- 1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal  $W \times L$  y  $W < L$  como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro  $W$ .



- 2.- Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) no da un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de  $W_p/H_p$  como las dadas por otras fórmulas P.ej. si  $C_p = C_c \left(\frac{W_p}{H_p}\right)^{\frac{1}{2}}$  -- donde  $C_c$  es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación  $W_p/H_p = 4$ , el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

#### NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1 m. desde la superficie del pilar.

En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.

En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.

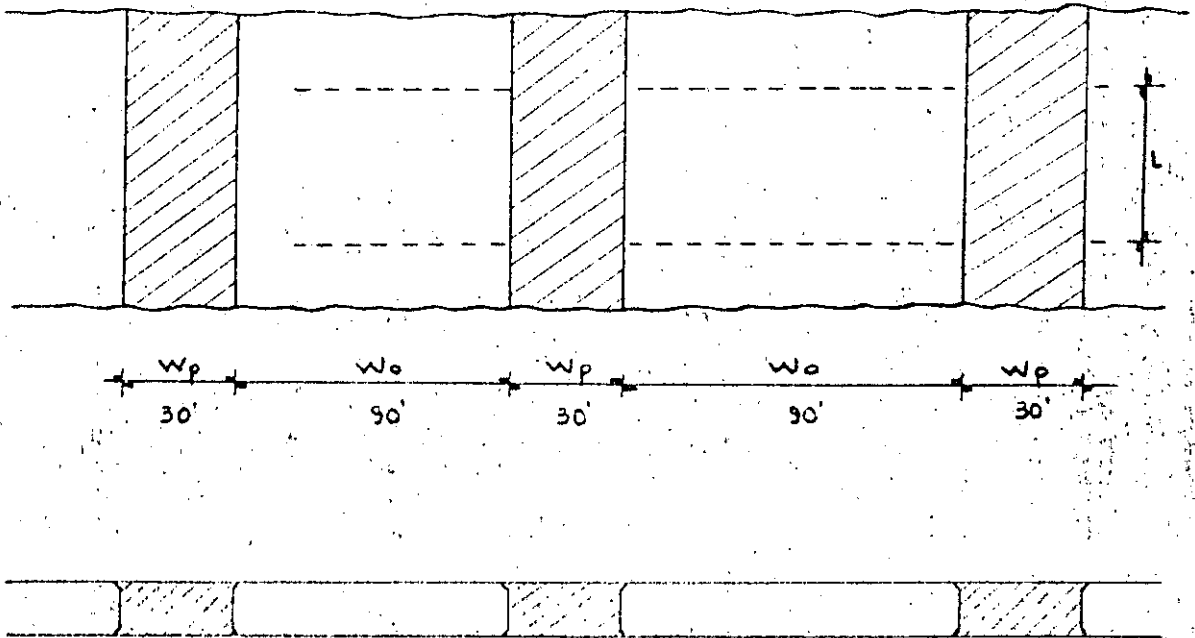
Un sistema de explotación a base de "pilares continuos" pudiera no ser la mejor manera de alcanzar el objetivo anterior.

Por ejemplo: considerando un depósito en forma de un estrato

to de 15' de espesor; a causa del fracturamiento de los explosivos el espesor efectivo del pilar pudiera ser de 9'.

Sin embargo, si la relación altura-ancho ( $\frac{H_p}{W_p}$ ) decrece a  $\frac{1}{2}$  haciendo  $W_p=30'$ ; para una relación de extracción de 75% (valor nominal para mineo en roca dura) el ancho del salón deberá tener 90', un claro que pudiera ser minado solamente en roca excepcionalmente competente.

Por otro lado, si se utilizara un arreglo tridimensional de pilares, la relación de extracción de 75% pudiera alcanzarse en el mismo depósito con salones y cruceros con ancho de solo 30'.



$$Ra = 1 - \frac{A_p}{A_t} \quad ; \quad Ra = 1 - \frac{30 \cdot L}{(90+30) L} = 1 - 0.25 = 0.75$$

### Arreglo tridimensional de pilares.

Mientras que en los pilares continuos la relación longitud a -- ancho del pilar es muy grande, en un arreglo tridimensional de pilares esta relación es de 1 o algo mayor de 1.

El estudio matemático tridimensional de estos pilares es complejo y hay poca información de modelos fotoelásticos tridimensionales. Sin embargo, haciendo ciertas suposiciones este caso tridimensional puede aproximarse a los resultados teóricos y experimentales del caso bidimensional de pilares continuos y una ecuación de diseño puede establecerse.

Las suposiciones son las siguientes: (1) en un arreglo tridimensional de pilares, los pilares soportan la carga total de cobertura de roca uniformemente en su sección transversal y el esfuerzo promedio en el pilar puede ser calculado por la ecuación  $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$  siempre y cuando haya por lo menos 4 pilares en un salón, con los pilares extremos algo menos esforzados que los pilares centrales, (2). La relación de extracción debe ser algo mayor de 75%, valor que es consistente con la práctica minera. En este caso la concentración de esfuerzos promedio en el pilar puede determinarse por la expresión  $\bar{S}_p = S_v \left( \frac{1}{1-R_a} \right)$ .

si estas condiciones se satisfacen, el esfuerzo promedio en el pilar y la ecuación de diseño para pilares continuos son satisfactorias para el diseño de pilares con arreglo tridimensional como sigue:

$$\bar{S}_p = S_r \left( \frac{1}{1-R_a} \right) \quad \text{y} \quad R_a = 1 - \frac{F_s \times S_v}{C_p}$$

en donde para este caso  $C_D$  es la resistencia en compresión del pilar corregida por esbeltez con la mínima dimensión de la sección transversal como ancho del pilar.

Para un sistema de arreglo aleatorio de pilares y de forma irregular, el área de los pilares  $A_p$  y el área excavada  $A_e$  puede evaluarse por integración gráfica del área total minada.

Para un sistema de pilares con forma regular y con los arreglos que se muestran en la siguiente figura, el área minada total puede considerarse compuesta por  $N$  elementos idénticos de área  $(W_o + W_p) (L_p + W_o)$ , esto es:

$$A_t = N(W_o + W_p) (L_p + W_o)$$

el área total de pilares es:

$$A_p = N(W_p \cdot L_p)$$

Por lo tanto el área excavada será:

$$A_e = N[(W_o + W_p) (L_p + W_o) - W_p \cdot L_p]$$

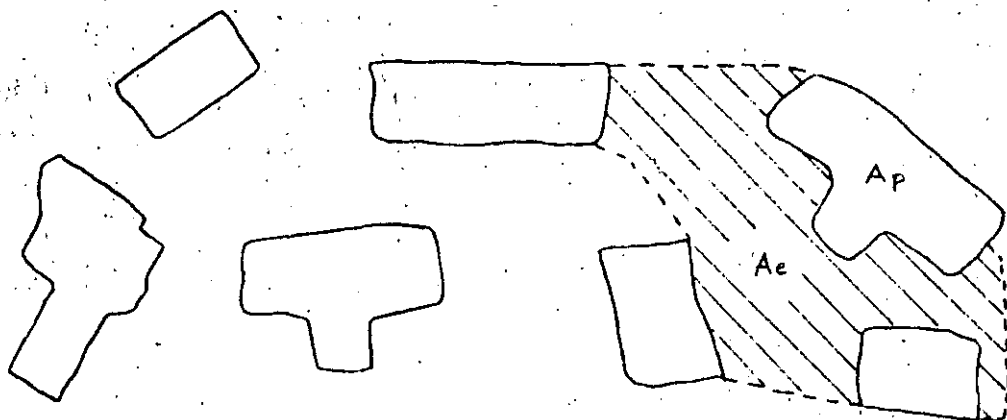
y la relación de extracción:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = 1 - \frac{W_p \cdot L_p}{(W_o + W_p) (L_p + W_o)} = 1 - \frac{A_p}{A_t}$$

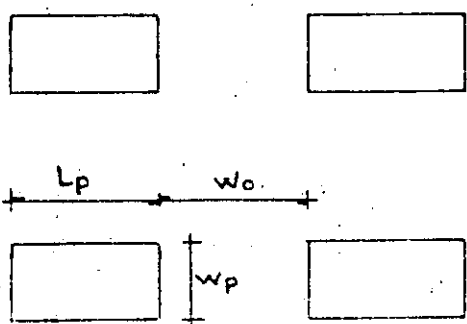
Verificando la expresión para un sistema de pilares con  $W_o = L_p$  se tiene:

$$R_a = 1 - \frac{W_p^2}{4W_p^2} = 0.75$$

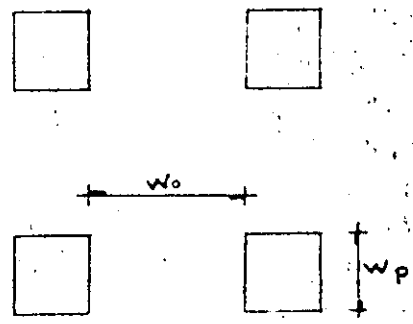
ARREGLO TRIDIMENSIONAL DE PILARES



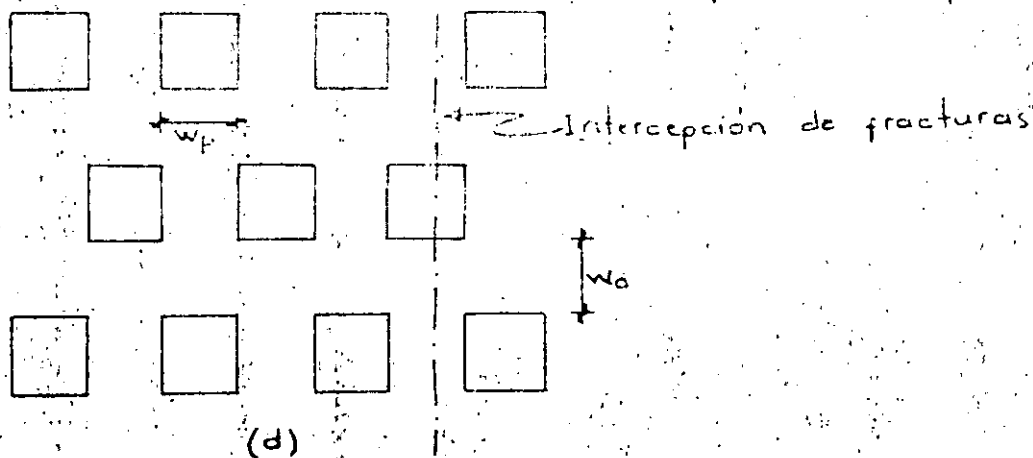
(a) Arreglo Irregular



(b) Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c) Pilares cuadrados regularmente espaciados



(d)

Pilares cuadrados, regularmente espaciados con  $Wo=Wp$ .

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones pertinentes sobre el diseño de pilares continuos son:

- 1.- La máxima concentración de esfuerzos que se desarrolla sobre las paredes de los pilares de una serie de aberturas horizontales paralelas son dependientes básicamente de la componente vertical de esfuerzos externos.
- 2.- La máxima concentración de esfuerzos de tensión que se desarrolla en el techo y piso de un sistema de múltiples aberturas en un campo de esfuerzo uniaxial, decrece con la aplicación de un esfuerzo horizontal que generalmente es de compresión con  $S_h = \frac{1}{3} S_v$ .
- 3.- Para 5 ó mas aberturas en roca elástica la máxima concentración de esfuerzos de compresión son iguales con excepción de las orillas de los agujeros extremos, en las cuales la concentración de esfuerzos es menor.
- 4.- En la mayor parte de las operaciones de mineo en las cuales  $m = 1/3$  el problema de diseño de múltiples aberturas se reduce al diseño de pilares de soporte estables.

## TUBERIAS DE PRESION

1.- Esfuerzos alrededor de túneles y galerías ocasionados por presión hidrostática dentro del conducto.

Los esfuerzos analizados serán aquellos inducidos en la masa de roca por la presión hidrostática o hidrodinámica,  $p_i$ , del agua, fluido o gas llenando el túnel, galería o cavidad.

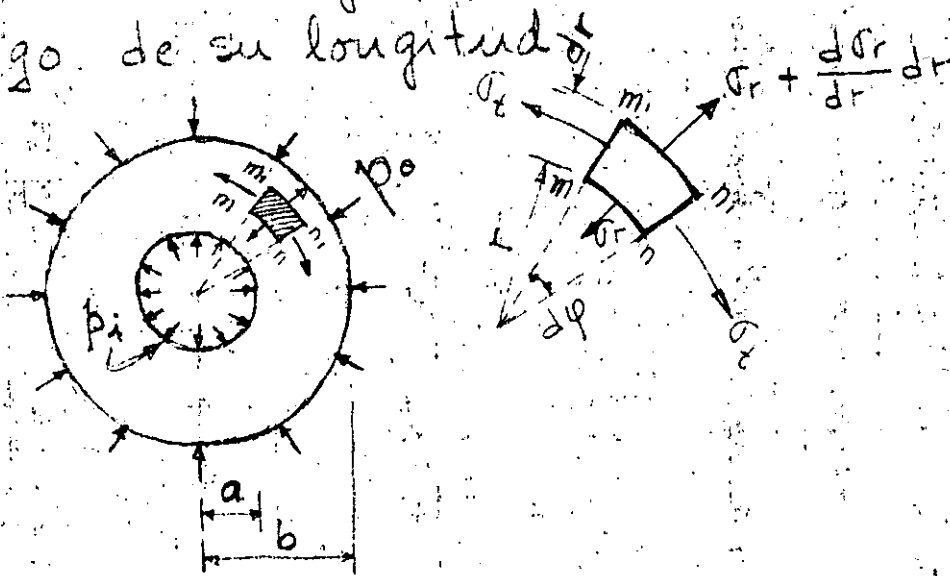
Los análisis de estos esfuerzos usualmente parten de la teoría de esfuerzos en tubos de pared gruesa, la cual es extendida al caso de túneles no revestidos. (Jaeger, 1933 y 1949).

La teoría de esfuerzo-deformación y mediciones en túneles circulares bajo una carga radial (Seeber 1961) aplicada a lo largo de la circunferencia total de un túnel (técnica Austriaca sobre pruebas en roca) puede fácilmente relacionarse a las ecuaciones obtenidas para túneles presurizados.

Similarmente estas ecuaciones pueden ser utilizadas para establecer el techo de roca seguro sobre un túnel bajo presión  $p_i$  (Jaeger 1961). Finalmente, las ecuaciones básicas pueden utilizarse en la teoría de las ondas de ariete hidráulico que se desarrollan en túneles y lumbreras.

## 2. Teoría de tubos elásticos de pared gruesa.

Si un cilindro circular cuya pared tiene un espesor constante está sujeto a la acción de presiones interna y externa, uniformemente distribuidas, la deformación que se produce es simétrica alrededor del eje del cilindro y no varía a lo largo de su longitud.



Consideraremos un anillo separado del cilindro mediante dos planos perpendiculares a su eje, y

separados por la unidad de distancia.

Por simetría en las caras de un elemento  $mm_1$ ,  $nn_1$ , separado por dos planos axiales y dos superficies cilíndricas concéntricas, no existen esfuerzos cortantes. Sea  $\sigma_t$  el esfuerzo tangencial normal a las caras  $mm_1$  y  $nn_1$  del elemento, y  $\sigma_r$  el esfuerzo normal radial en la cara  $mn$ . Este esfuerzo es función del radio  $r$  y varía en  $\frac{d\sigma_r}{dr} dr$  cuando  $r$  varía en  $dr$ . El esfuerzo radial en la cara  $m_1n_1$  es por tanto  $\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr$



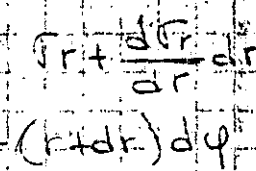
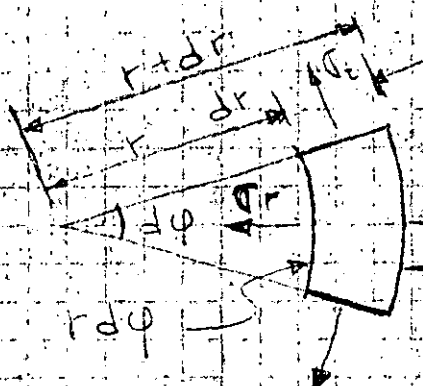
Sumando las proyecciones de las fuerzas que actúan sobre el elemento en dirección de la bisectriz del ángulo  $-d\varphi$ , se obtiene la ecuación de equilibrio siguiente:

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr d\varphi - \left( \sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} \right) (r+dr) d\varphi = 0 \quad \dots (a)$$

$$\sigma_t \cdot r + \sigma_t \cdot dr - \sigma_r \cdot r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \sigma_r dr - \frac{d\sigma_r}{dr} dr = 0$$

Despreciando cantidades de orden superior:

$$\sigma_t = \sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad \dots (b)$$



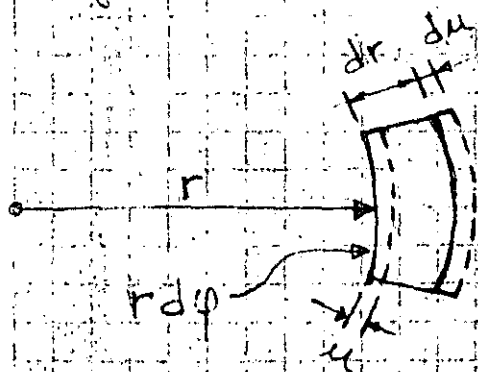
Nota: Ver inciso 1, Apéndice 1 (Pag. 77)

Proyección de  $\sigma_t$ : Esta ecuación tiene dos incógnitas,  $\sigma_t$  y  $\sigma_r$ .

$$2 \left( \sigma_t \cdot dr \cdot \frac{r d\varphi}{2} \right) = \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi$$

Es necesaria otra ecuación

y se obtiene considerando la deformación del cilindro.



La deformación es simétrica respecto al eje y consiste en un corrimiento radial de todos los puntos de la pared del cilindro. Este corrimiento es constante en dirección circunferencial, pero varía a lo largo del radio; es decir, es una función del radio. Representando con  $u$  al corrimiento de la superficie cilíndrica de radio  $r$ , el corrimiento para la superficie  $r+dr$  será  $u + \frac{du}{dr} dr$

Representando con  $u$  al corrimiento de la superficie cilíndrica de radio  $r$ , el corrimiento para la superficie  $r+dr$  será  $u + \frac{du}{dr} dr$

Por consiguiente, un elemento tal como  $mnm, n_1$ , experimenta en sentido radial un alargamiento total  $\frac{du}{dr} dr$  y un alargamiento unitario en di-

cha dirección es:  $\epsilon_r = \frac{du}{dr}$        $\frac{du}{dr} dr =$  diferencial total de una función.

El alargamiento unitario del mismo elemento en dirección tangencial es igual al alargamiento unitario del radio correspondiente; es decir  $\epsilon_t = \frac{u}{r}$

Nota: Ver inciso 2 de apéndice 1. (Pag 77)

Mediante las ecuaciones de esfuerzos para el caso de extensión o compresión en dos direcciones perpendiculares en función de los alargamientos unitarios (ecuaciones de compatibilidad elástica):

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad \text{y} \quad \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (c) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

Los esfuerzos normales  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$  dependen por consiguiente del corrimiento  $u$ . Sustituyendo las expresiones (c) y (d) en (b), se obtiene la ecuación siguiente en  $u$ : (Ver inciso 3, Apéndice 1)

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \dots (e)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$u = C_1 r + \frac{C_2}{r} \dots (f) \quad \text{Nota: Ver inciso 4, Apéndice 1 (Pag. 79)}$$

Lo cual puede comprobarse sustituyendo en la ecuación diferencial (e). Nota: Ver inciso 5, Apéndice 1, Pág 80

Las constantes  $C_1$  y  $C_2$  se determinan por las condiciones de frontera en las superficies interior y exterior del cilindro en las que los esfuerzos normales son conocidos y son iguales a las presiones actuantes.

Sustituyendo (f) en las ecuaciones (c) y (d).

Ver inciso 6, Apéndice 1, Pág. 81

se tiene: 
$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (g)$$

y 
$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right] \quad (h)$$

Si  $p_i$  y  $p_o$  representan las presiones interna y externa respectivamente, las condiciones en las superficies exterior e interior del cilindro son:

para  $r=b$ ,  $\sigma_r = -p_o$  y para  $r=a$ ,  $\sigma_r = -p_i$

El signo del segundo miembro de cada ecuación es negativo porque se toman como positivas los esfuerzos normales de tensión.

Sustituyendo la expresión (g) en las ecuaciones de frontera, se obtienen dos ecuaciones para obtener las constantes  $C_1$  y  $C_2$ . Ver incisos 7 y 8. Apéndice 1, Pág. 82 y 83.  
Se tiene:

$$C_1 = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} \quad \text{y} \quad C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$

Con estos valores de las constantes, las ecuaciones (g) y (h) que dan los esfuerzos normales  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$ .  
Ver inciso 9, Apéndice 1.

Serán:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (1)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{(p_i - p_o) a^2 b^2}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (2)$$

Esta solución fue dada por primera vez por Lamé y Clapeyron en su Mémoire sur l'équilibre intérieur des corps solides homogènes, 1833.

Observese que la suma de los dos esfuerzos permanece constante, de modo que la deformación de todos los elementos en la dirección del eje del cilindro es la misma y las secciones rectas del cilindro permanecen planas des pués de la deformación.

Repasar

Considerando el caso particular de  $p_o = 0$ , es decir, el cilindro sometido solo a presión interna las ecuaciones (i) (j) quedan:

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (k) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (l)$$

Estas ecuaciones muestran que  $\sigma_r$  es siempre una fatiga de compresión, mientras que  $\sigma_t$  es de tensión. - El esfuerzo tangencial es máximo en la superficie interior del cilindro, donde:

$$r = a \quad ; \quad \sigma_{t \max} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 + \frac{b^2}{a^2} \right) = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \frac{(a^2 + b^2)}{a^2}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 - \frac{b^2}{a^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{p_i}{b^2 - a^2} (a^2 - b^2)$$

$$\sigma_{t \max} = \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \quad (j)$$

$\sigma_{t \max}$  es siempre numéricamente mayor que la presión interna y se aproxima a ella según crece  $b$ . El valor mínimo de  $\sigma_t$  acontece en la superficie exterior del cilindro o sea para  $r = b$  ;  $\sigma_{t \min} = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left( 1 + \frac{b^2}{b^2} \right) = \frac{2a^2 p_i}{b^2 - a^2}$

$$\frac{\sigma_{t \max}}{\sigma_{t \min}} = \frac{a^2 + b^2}{2a^2}$$

Esta relación aumenta al aumentar el espesor

Si el espesor es pequeño, no hay gran diferencia entre los valores máximo y mínimo de  $\sigma_t$ . Si por ejemplo,  $b = 1.1a$ ,  $\sigma_{t \max}$  excede a  $\sigma_{t \min}$  en un 10.5%. Se ve, por consiguiente, que no se comete grave error suponiendo que el esfuerzo  $\sigma_t$  se distribuye uniformemente a lo largo del espesor de la pared. Y empleando la ecuación  $\sigma_t = \frac{p_i a}{b-a}$ , coincide con la ecuación para cilindros delgados.

El esfuerzo cortante máximo en la superficie interior del cilindro es

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{2} = \frac{1}{2} \left[ \frac{p_i (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} + \frac{p_i (b^2 - a^2)}{b^2 - a^2} \right]$$

$$\therefore \tau_{\max} = \frac{p_i b^2}{b^2 - a^2} \quad (k)$$

Cuando actúa solamente sobre el cilindro una presión exterior, o sea que  $p_i = 0$  las ecuaciones (i) y (j) dan

$\sigma_r = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (l)$	$\sigma_t = - \frac{p_o b^2}{b^2 - a^2} \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (m)$
---	---

En este caso  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$  son ambos esfuerzos de compresión y  $\sigma_t$  es siempre numéricamente mayor que  $\sigma_r$ . El esfuerzo de compresión máximo se presenta en la superficie interior del cilindro donde  $r = a$ ;  $\sigma_{t \max} = - \frac{2 p_o b^2}{b^2 - a^2} \quad (n)$

Consideremos ahora la deformación del cilindro. Sustituyendo las expresiones de las constantes arbitrarias  $C_1$  y  $C_2$  en (f) tenemos:

$$u = \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \cdot \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{(b^2 - a^2) r} \quad (o)$$

Esta ecuación da el desplazamiento radial de cualquier punto de la pared del cilindro.

Para el caso particular de un cilindro sometido solo a presión interna,  $p_o = 0$  y  $r = a$  para el desplazamiento radial en el interior del cilindro: (Ver inciso 10, Apéndice 1, Pág 85)

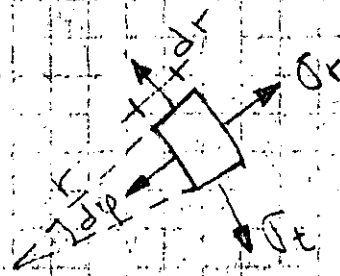
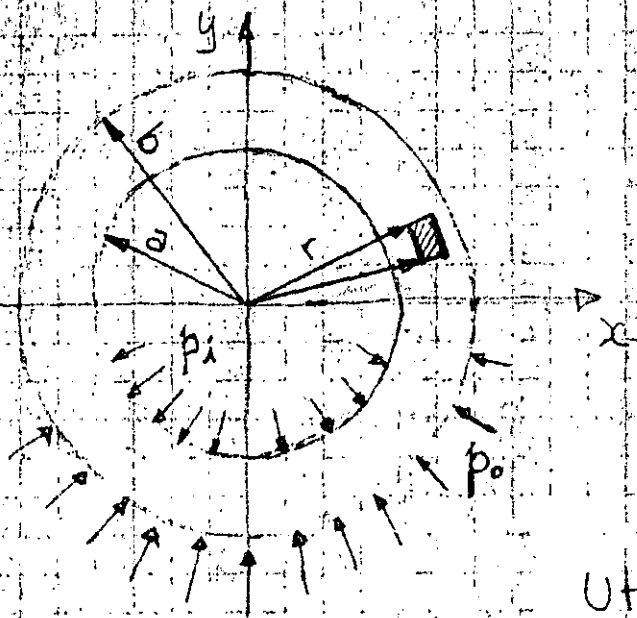
$$r = a \quad u = \frac{a p_i}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu \right) \dots (p)$$

Cuando el cilindro está sometido a presión externa solamente,  $p_i = 0$ , el desplazamiento radial en la superficie exterior es: (Ver inciso 11, Apéndice 1, Pág 86)

$$r = b \quad u = - \frac{b p_o}{E} \left( \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \dots (q)$$

El signo menos indica que el desplazamiento es hacia el interior del cilindro.

3. Variante en la evaluación de las constantes de integración para la determinación de los esfuerzos normales radiales y tangenciales en cilindros de pared gruesa, según Jaeger



Utilizando las ecuaciones (g) y (h) que resuelven los esfuerzos normales radiales y tangenciales:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (g)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (h)$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} - \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu) r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1-\mu} - \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (f)$$

Substituyendo  $\mu$  por  $\frac{1}{m}$

$$\sigma_r = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} - \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \dots (5)$$



$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1(1+\mu) + C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \dots (k)$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1 (1+\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} + \frac{E C_2 (1-\mu)}{(1-\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1-\mu} + \frac{E C_2}{1+\mu} \frac{1}{r^2} \dots (l)$$

Sustituyendo  $\mu$  por  $\frac{1}{m}$ :

$$\sigma_t = \frac{E C_1}{1 - \frac{1}{m}} + \frac{E C_2}{1 + \frac{1}{m}} \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 \dots (m)$$

Los esfuerzos  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$  son ahora:

$$\sigma_r = \frac{m E}{m-1} C_1 - \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \dots (n)$$

$$\sigma_t = \frac{m E}{m-1} C_1 + \frac{m E}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \dots (o)$$

Las constantes  $C_1$  y  $C_2$  dependen de las condiciones de frontera para  $r=a$  y  $r=b$ .

Para el tubo de pared gruesa solicitado por presiones estáticas interna  $p_i$  y externa  $p_o$ ; resulta

$$\text{Para } r=a \quad \sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_i$$

Para  $r=a$  ;  $\sigma_r = B' - \frac{C'}{a^2} = p_1$  ;  $B' = p_1 + \frac{C'}{a^2}$  ... (1)

Para  $r=b$  ;  $\sigma_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_0$  ;  $B' = p_0 + \frac{C'}{b^2}$  ... (2)

Restando (1) de (2)

$$p_0 - p_1 + \frac{C'}{b^2} - \frac{C'}{a^2} = 0$$

$$(p_0 - p_1) a^2 b^2 + C' a^2 - C' b^2 = 0$$

$$\therefore C' = \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{b^2 - a^2}$$

Sumando (1) y (2)

$$2B' = p_0 + p_1 + \frac{1}{a^2} \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{b^2 - a^2} + \frac{1}{b^2} \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{b^2 + a^2}$$

$$2B' = \frac{p_0 b^2 + p_1 b^2 - p_0 a^2 - p_1 a^2 + p_0 b^2 + p_1 b^2 + p_0 a^2 + p_1 a^2}{b^2 - a^2}$$

$$2B' = \frac{2p_0 b^2 - 2p_1 a^2}{b^2 - a^2} \quad \therefore B' = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2}$$

Por lo tanto, para  $r=a$  y sustituyendo en (1) y (u)

$$\sigma_r = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \frac{1}{a^2} = p_1$$

$$y \quad \sigma_t = \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_0 - p_1) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) a^2} = \dots (v)$$

$$= \frac{p_0 b^2 - p_1 a^2 + p_0 b^2 - p_1 b^2}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_t = \frac{-p_1 (a^2 + b^2) + 2p_0 b^2}{b^2 - a^2} = -p_1 \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \frac{2p_0 b^2}{b^2 - a^2}$$

NOTA: Los valores positivos de  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$  ... (w)  
 indican la dirección de la deformación.

Para  $r = b$  y sustituyendo en (s) y (u)

$$C_r = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) b^2} = p_o \quad \dots (x)$$

$$y \quad C_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{(b^2 - a^2) b^2}$$

$$C_t = \frac{p_o b^2 - p_i a^2 + p_o a^2 - p_i a^2}{b^2 - a^2} = \underline{\underline{p_i \frac{2a^2}{b^2 - a^2} + p_o \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2}}} \quad \dots (y)$$

#### 4. Caso de un túnel a presión en roca sana

Las condiciones de frontera sobre una pared de un túnel en roca sana son:

para  $r = a$  ;  $p_i = p$

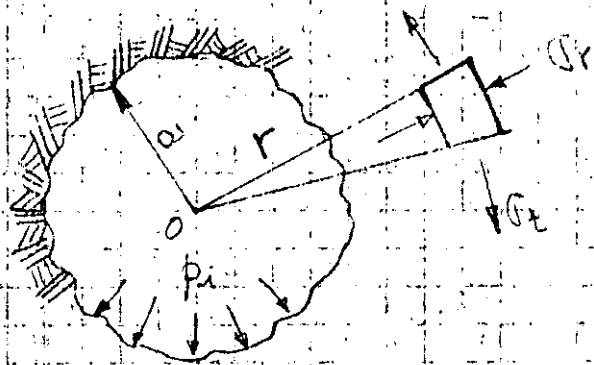
Otras condiciones de frontera son:

Para  $r = \infty$  ;  $\sigma_r = p_o = 0$

Recordando que:

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{r^2} \quad (s)$$

$$\text{y } \sigma_t = B' + \frac{C'}{r^2} \quad (u)$$



Túnel de presión en roca sana.

Esta segunda condición implica que:

$$\sigma_r = B' = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_t = 0$$

y para cualquier punto entre  $0 \leq r \leq \infty$  recordando que:

$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} C_1 - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' - \frac{C'}{r^2} \quad (s)$$

$$\text{y } \sigma_t = \frac{mE}{m-1} C_1 + \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = B' + \frac{C'}{r^2} \quad (u)$$

tenemos:

$$\sigma_r = - \frac{mE}{m+1} \frac{1}{r^2} C_2 = - \sigma_t$$

Para  $r = a$  ;  $\sigma_r = - \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = p$  y  $C_2 = - \frac{p a^2 (m+1)}{E m}$

$$\sigma_t = + \frac{mE C_2}{(m+1) a^2} = - p$$

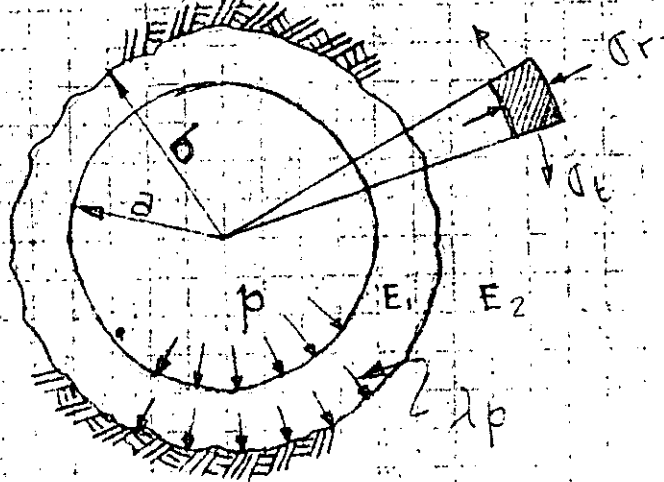
Para cualquier punto dentro de la roca:  $\sigma_r = - \sigma_t = - \frac{mE C_2}{(m+1) r^2} = p \frac{a^2}{r^2}$

## 5. Túnel a presión con revestimiento de concreto

### Caso 1. Roca sana sin fisuras

Consideremos un túnel con diámetro interior  $a$  y diámetro exterior  $b$ .

Si  $p$  es la presión hidrostática dentro del túnel, una cierta presión  $p_e = \lambda p$  se transmite desde el revestimiento a la roca, suponiendo que no hay espacios vacíos entre el concreto y la roca.



Para  $b \leq r \leq \infty$

Los esfuerzos  $\sigma_r$  de (u) son:  
(Pag. 61)

$$\sigma_r = \frac{m_2 E_2}{m_2 - 1} F_2 - \frac{m_2 E_2 G_2}{m_2 + 1} \frac{1}{r^2}$$

Los índices '2' para  $m_2$ ,  $E_2$ ,  $F_2$  y  $G_2$  se refieren a la roca.

La condición  $\sigma_r = 0$  para

Túnel a presión con revestimiento de concreto en roca sana

$r = \infty$  implica que  $F_2 = 0$  y  $\sigma_r = -\sigma_t$  para la masa total de roca.

Para  $r = b$  sobre el lado de roca:

$$\sigma_r = - \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{G_2}{b^2} = p_b = \lambda p$$

$$\text{y } G_2 = - \frac{p_b \cdot b^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}, \text{ con } F_2 = 0$$

El desplazamiento radial  $u$  para  $r = b$  en la roca

$$\text{es: } u_{r=b} = \underbrace{F_2 r}_{\text{cero}} + \frac{G_2}{R} = \frac{p_b \cdot b}{E_2} \frac{m_2 + 1}{m_2}$$

Para  $r = b$  :  $\sigma_{rb} = \lambda p$

Para obtener  $\sigma_{tb}$ , sustituimos las constantes F y G en la ecuación (u) :

con  $r = b$

$$\sigma_{tb} = \left( \frac{mE}{m+1} \right) \left( - \frac{m-1 (a^2 - \lambda b^2) p}{mE_1 b^2 - a^2} \right) + \left( \frac{mE}{m+1} \right) \left( - \frac{(m+1) a^2 b^2 (p - \lambda p)}{mE_1 b^2 - a^2} \right)$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{a^2 p - \lambda b^2 p}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 p - a^2 p \lambda}{b^2 - a^2}$$

$$\sigma_{tb} = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

Caso 2.- El revestimiento de concreto esta fisurado.

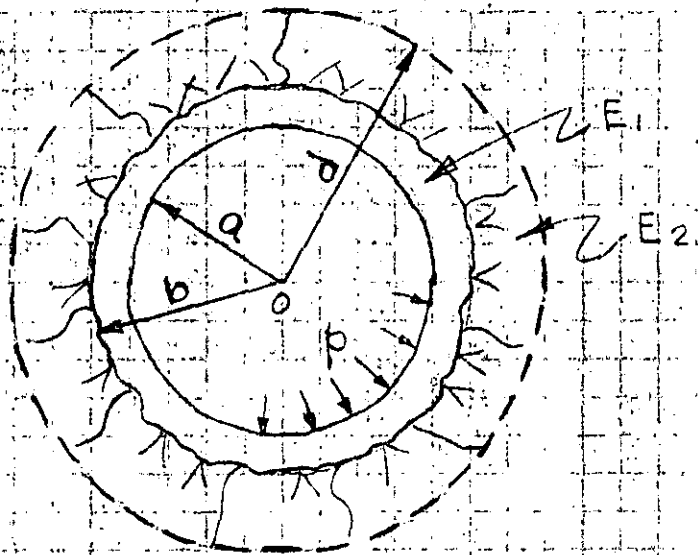
Si las paredes del revestimiento de concreto del túnel estuvieran uniformemente fisuradas en una dirección radial, una presión :

$$p_c = \frac{a}{b} p$$

podría ser transmitida directamente a la roca y los esfuerzos sobre la superficie de roca podrían ser :

$$\sigma_r = - \sigma_t = \frac{a}{b} p$$

Caso 3. - La roca tiene fisuras hasta una profundidad  $d$ .



A lo largo de la superficie de roca la presión radial es

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

$$\text{y } \sigma_t = 0$$

Túnel revestido en roca radialmente fisurada

$$\therefore \sigma_{rb} = p_b = \frac{a}{b} p$$

Para cualquier profundidad  $r < d$  dentro de la masa de roca fisurada:

$$\sigma_t = 0 \text{ y } \sigma_r = \frac{a}{r} p$$

Para el límite de la roca sana la presión es

$$p_d = \frac{a}{d} p$$

Dentro de la roca sana con  $d \leq r \leq \infty$ :

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \frac{a}{d} \cdot \frac{d^2}{r^2} = \frac{ad}{r^2} p$$

## 6. Túneles y lumbreras a presión con camisa metálica

a. - En roca sana.

La presión hidrostática dentro del túnel es  $p$ .

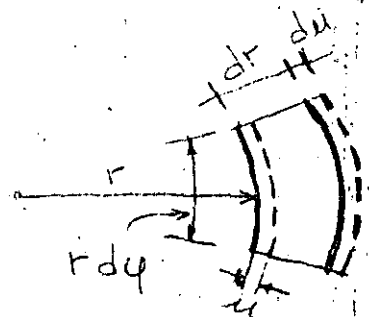
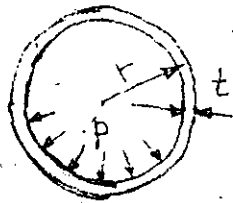
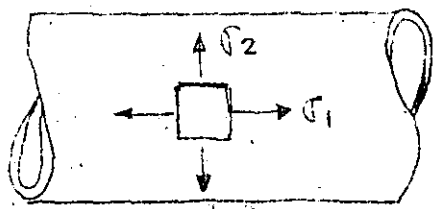
Una presión  $p_b < p$  es transmitida desde la placa metálica al concreto y una presión  $p_c < p_b$  desde el concreto a la roca.

La deformación elástica  $u_b$  del revestimiento de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \times \frac{a^2}{e} = p(1 - \lambda_1) \times \frac{a^2}{Ee}$$

Donde:  $E$  = módulo elástico de la placa de acero;  $e$  = espesor de la placa y  $p_b = \lambda_1 p$ .

Esta expresión viene del estudio de tubos de pared delgada.



Las deformaciones unitarias son:

Tangencial: 
$$\delta_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{u}{r}$$

$$\delta_t = \frac{u}{r} = \frac{1}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

Radial: 
$$\delta_r = \frac{du}{dr} = \frac{1}{E} (\sigma_1 - \mu \sigma_2)$$

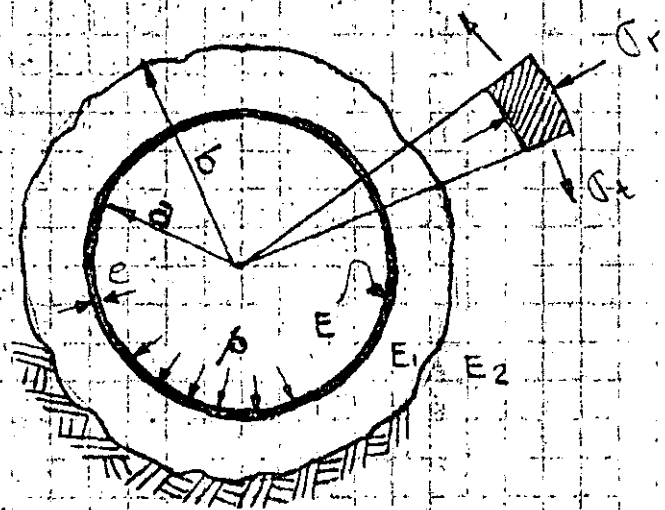
De donde: 
$$u = \frac{r}{E} (\sigma_2 - \mu \sigma_1)$$

Como  $\sigma_2 = \frac{pr}{t}$  y  $\sigma_1 = \frac{pr}{2t}$ ; 
$$u = \frac{r}{E} \left( \frac{pr}{t} - \mu \frac{pr}{2t} \right)$$

$$u = \frac{pr^2}{tE} \left( 1 - \frac{\mu}{2} \right) = \frac{p \cdot r^2}{tE}$$



La deformación  $u_b$  de la placa de acero debe ser igual a la deformación elástica de la superficie interna del concreto, y la deformación de la cara externa del concreto debe ser igual a la fluencia de la superficie de la roca.



Túnel con camisa metálica

Cálculos de tallados de Jaeger, 1933, demuestran que:

$$\lambda_1 = \frac{p_b}{p_c}$$

$$\lambda_1 = \frac{a^2}{Ee}$$

$$\left( \frac{a^2}{Ee} \right) + \left[ \frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} \right] \left[ (m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2^* b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2^*) b^2 \right]$$

y 
$$\lambda_2 = \frac{p_c}{p_b}$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1 (b^2 - a^2)}}{\left( \frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} \right) + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}$$

b. En roca fisurada radialmente

La deformación  $u_b$  de la placa de acero es:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \frac{a^2}{e} = p (1 - \lambda_3) \frac{a^2}{e} \quad \text{con } p_b = \lambda_3 p$$

y la deformación del revestimiento de concreto y la roca fisurada radialmente hasta una distancia  $d$ :

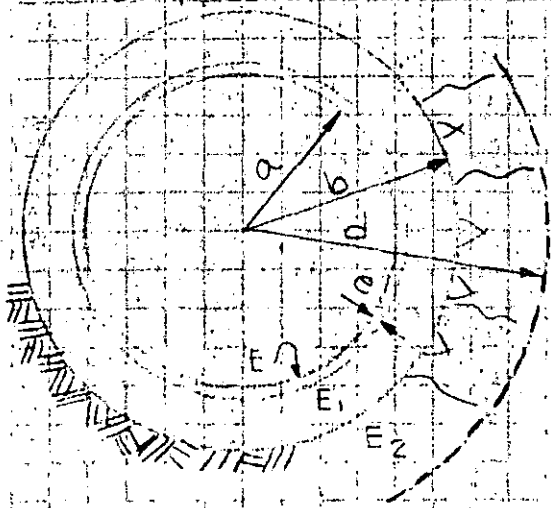
$$u_b = \frac{(p_b + p_d)}{2} \cdot \frac{(a-d)}{E_1} + p_d \frac{d(m_2+1)}{m_2 E_2}$$

Igualando los dos valores de  $u_b$  se tiene:

$$\lambda_3 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\frac{a^2}{Ee} + \frac{d^2 - a^2}{2dE_1} + \frac{(m_2+1)d}{m_2 E_2}}$$

Ejemplo:

Revisión de los esfuerzos que se producen en un túnel con camisa metálica:



$$a = 10' = 304.8 \text{ cm}$$

$$e = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$$

$$b = 10.5' = 320 \text{ cm}$$

$$d = 156'' = 396 \text{ cm}$$

$$p = 216 \text{ psi} = 15.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_1 = 4 \times 10^6 \text{ psi} = 281,690 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_2 = 6 \times 10^6 \text{ psi} = 422,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 3 \times 10^7 \text{ psi} = 2,112,676 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_1 = 0.2 ; \mu_2 = 0.26 ; \mu = 0.28$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 3.048 \text{ m} ; a^2 = 9.29$$

$$b = 3.20 \text{ m} ; b^2 = 10.24 ; b^2 - a^2 = 0.95$$

$$m_2 = \frac{1}{\mu_2} = \frac{1}{0.26} = 3.85 ; E_2 = 4.22 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$m_1 = \frac{1}{\mu_1} = \frac{1}{0.20} = 5 ; E_1 = 2.82 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$m = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{0.28} = 3.57 ; E = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

Obtención de  $\lambda_2$  ;  $\lambda_2 = \frac{p_c}{p_0} ; \lambda_c = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}$

$$\lambda_2 = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 9.29}{2.82 \times 10^6 \times 0.95} = \frac{6.94}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)10.24 = 40.96 ; m_1 E_1 (b^2 - a^2) = 5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95 = 13.4 \times 10^6$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.29 = 55.74$$

$$\frac{55.74}{6.94} = 8.03$$

$$\lambda_2 = \frac{6.94 \times 4.22 \times 13.4}{13.4 \times 1.26 + 96.7 \times 4.22} = 0.92$$

Obtención de  $\lambda_1$  :  $\lambda_1 = \frac{p_b}{p}$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{E_c}}{\left(\frac{a^2}{E_c}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] \left[ (m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 \right]}$$

$$\frac{a^2}{E_c} = \frac{9.29}{21 \times 10^6 \times 0.0127} = \frac{34.64}{10^6}$$

$$\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = \frac{3.05}{5 \times 2.82 \times 10^6 \times 0.95} = \frac{0.23}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5 - 1)(9.29 - 0.92 \times 10.24) = -0.52$$

$$(m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 = (5 + 1)(1 - 0.92) 10.24 = 4.92$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{34.64}{10^6}}{\frac{34.64}{10^6} + \left(\frac{0.23}{10^6}\right)(-0.52 + 4.92)} = \frac{\frac{34.64}{10^6}}{\frac{34.64}{10^6} + \frac{1.01}{10^6}} = \frac{34.64}{35.65} = 0.97$$

$$\lambda_1 = 0.97 \quad ; \quad p_b = \lambda_1 p \quad ; \quad p_b = 15.2 \times 0.97 = 14.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto la presión sobre el concreto es:  $p_b = 14.74 \text{ kg/cm}^2$

y la presión sobre la roca será:  $p_c = \lambda_2 p_b$

$$p_c = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el tubo puede obtenerse de dos maneras

a) Con la fórmula del esfuerzo tangencial de tubos delgados  $\tau = \frac{p r}{t}$  ;  $\tau = \frac{p - p_b}{t} r$

$$\tau = \frac{15.2 - 14.74}{1.27} \times 305.43 \quad ; \quad \tau_t = 110 \text{ kg/cm}^2$$

b) A través de la deformación tangencial unitaria

$$u_b = p(1 - \lambda_1) \frac{a^2}{E_c} = 15.2(1 - 0.97) \frac{9.29}{21 \times 10^6 \times 0.0127} = 0.000159 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = \frac{u_b}{a} = \frac{0.000159}{3.05} = 0.00005215 \quad ; \quad \tau_t = 110 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos en el concreto son:

Para  $r=a$   $\sigma_r = p_b = 14.74 \text{ Kg/cm}^2$  Compresión

y  $\sigma_t = - \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$

$$\lambda = \frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \lambda_2 = 0.92$$
$$\lambda = \frac{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}} = \lambda_2 = 0.92$$

de donde  $\sigma_t = - \frac{9.29 + 10.24 - 2 \times 0.92 \times 10.24}{0.95} \times 14.74 = -10.71$

$\sigma_t = 10.71 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  Tensión

Para  $r=b$   $\sigma_r = \lambda p_b$   $\sigma_r = 0.92 \times 14.74 = 13.56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  Compresión

y  $\sigma_t = - \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$

$$\sigma_t = - \frac{2 \times 9.29 - 0.92(9.29 + 10.24)}{0.95} \times 14.74 = 9.46$$

$\sigma_t = 9.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  Tensión

Los esfuerzos permisibles en el concreto en tensión son igual a aproximadamente a  $1/12$  de la resistencia en compresión, por tanto:

$$R_t = \frac{f_c}{12} \quad R_t = \frac{350}{12}; \quad R_t = 29 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_t$$

que es mayor que los esfuerzos tangenciales de tensión  $\sigma_t$  que se producen para  $r=a$  y  $r=b$ .

## TECHO MÍNIMO SOBRE UN TUNEL DE PRESIÓN

El problema para la determinación del techo mínimo sobre túneles de presión es muy importante en plantas hidroeléctricas.

Criterios adoptados:  $\gamma =$  peso volumétrico del agua =  $1 \text{ ton/m}^3$

1. Regla antigua  $p/\gamma = \frac{1}{2} H$  tiene un factor de seguridad muy alto.  $H = 2p$
2. Algunos túneles sin revestir en Estados Unidos (Túnel Hass y Nantahala)  $p/\gamma = H$  implica que las filtraciones no alcanzan la superficie de roca a través de las fisuras.  $H = p$
3. Túnel de abastecimiento de agua en Sydney,  $p/\gamma = 2.4 H$ ,  $H = 0.42 p$   
La cobertura de roca es igual a la presión hidrostática  
Glen Moriston Tunnel de la Livishie hydroelectric development diseñado por Sir William Halcrow, sin revestimiento
4. Terzaghi:  $p/\gamma = 2H$ . La cobertura igual a la mitad de la columna hidrostática.  $H = 0.5 p$
5. Hidroeléctrica Spray en Canadá,  $p/\gamma = 5 H$ ,  $H = 0.2 p$   
El techo es de 216 pies y la presión de agua  $p/\gamma = 1220$  pies

## APENDICE N° 1

### 1. Reducción de la expresión (a)

$$\sigma_r \cdot r d\varphi + \sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi - \left( \sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr \right) (r + dr) d\varphi = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r d\varphi} + \cancel{\sigma_t \cdot dr \cdot d\varphi} - \cancel{\sigma_r \cdot r d\varphi} - \cancel{\sigma_r \cdot dr \cdot d\varphi} = \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r d\varphi - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr \cdot d\varphi = 0$$

$$\cancel{\sigma_r \cdot r} + \cancel{\sigma_t \cdot dr} - \cancel{\sigma_r \cdot r} - \cancel{\sigma_r \cdot dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot r - \frac{d\sigma_r}{dr} dr \cdot dr = 0$$

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{d\sigma_r}{dr} dr = 0$$

↪ Se desprecia por ser de segundo orden

$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$
--

### 2. Cálculo de los alargamientos unitarios del cilindro:

- En dirección radial  $r$  se incrementa en  $u$  y pasa a ser  $r+u$ .  
 Similarmente,  $dr$  se incrementa en  $du$  y pasa a ser  $dr+du = dr \left( 1 + \frac{du}{dr} \right)$ . El alargamiento específico o unitario radial en longitud es:

$$\epsilon_r = \frac{(dr+du) - dr}{dr} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_r = \frac{du}{dr}}}$$

- En dirección tangencial la circunferencia se incrementa de  $2\pi r$  a  $2\pi(r+u)$  y el alargamiento tangencial unitario es:

$$\epsilon_t = \frac{2\pi(r+u) - 2\pi r}{2\pi r} = \frac{\cancel{2\pi r} + 2\pi u - \cancel{2\pi r}}{2\pi r} \Rightarrow \underline{\underline{\epsilon_t = \frac{u}{r}}}$$

3. Obtención de la ecuación diferencial en  $u$  por sustitución de las ecuaciones (c) y (d) en (b)

$$\sigma_t = \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad (b)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \quad (d); \quad \sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right)$$

Sustituyendo:

$$\frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) - \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

$$\left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) \frac{u}{r} + \left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) \mu \frac{du}{dr} - \left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) \frac{du}{dr} - \left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) \mu \frac{u}{r} - \left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) r \frac{d^2 u}{dr^2} - \left( \frac{E}{1-\mu^2} \right) \frac{r \frac{du}{dr} - u}{r^2} = 0$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu \frac{du}{dr} - \mu \cdot r \cdot u}{r^2} = 0$$

$$\frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} - \frac{du}{dr} - \mu \frac{u}{r} - r \frac{d^2 u}{dr^2} - \frac{\mu \frac{du}{dr}}{r} + \frac{\mu \cdot u \cdot r}{r^2} = 0$$

dividiendo entre  $r$ :

$$\frac{u}{r^2} + \cancel{\mu \frac{du}{dr} \frac{1}{r}} - \frac{du}{dr} \frac{1}{r} - \cancel{\mu \frac{u}{r^2}} - \frac{d^2 u}{dr^2} - \cancel{\mu \frac{du}{dr} \frac{1}{r}} + \frac{\mu u}{r^2} = 0$$

$$\frac{u}{r^2} - \frac{du}{dr} \frac{1}{r} - \frac{d^2 u}{dr^2} = 0$$

Cambiando signos

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{du}{dr} \frac{1}{r} - \frac{u}{r^2} = 0$$



4. Solución de la ecuación diferencial en  $u$

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Se trata de una ecuación lineal de 2º orden con coeficientes variables.

Una de las maneras de resolverla es proponiendo a  $u = r^x$

$$u = r^x$$

$$\frac{du}{dx} = x r^{x-1}$$

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = (x-1)(x) r^{x-2}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$x(x-1)r^{x-2} + \frac{1}{r} x r^{x-1} - \frac{r^x}{r^2} = 0$$

$$x(x-1)r^{x-2} + x r^{x-2} - r^{x-2} = 0$$

$$r^{x-2} [x(x-1) + x - 1] = 0$$

Alguno de los dos términos del 1º miembro es cero.

$$x(x-1) + x - 1 = 0; \quad x^2 - \cancel{x} + \cancel{x} - 1 = 0 \Rightarrow x^2 - 1 = 0 \quad \therefore x = \pm 1$$

$$\text{Para } x=1; \quad u_1 = C_1 r$$

$$\text{Para } x=-1; \quad u_2 = C_2 r^{-1} = \frac{C_2}{r}$$

Entonces la solución es la suma de las dos raíces.

$$u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$$

## 5.- Comprobación de la solución de la ecuación diferencial en $u$

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0$$

Solución:  $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$

Comprobación:

$$\frac{u}{r^2} = \frac{C_1}{r} + \frac{C_2}{r^3}$$

$$\frac{du}{dr} = C_1 + \frac{-C_2}{r^2} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}$$

$$\frac{d^2u}{dr^2} = -\frac{-2rC_2}{r^4} = +\frac{2C_2}{r^3}$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{1}{r} \left( C_1 - \frac{C_2}{r^2} \right) - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

$$\frac{2C_2}{r^3} + \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} - \frac{C_1}{r} - \frac{C_2}{r^3} = 0$$

$0 = 0$

6. - Sustitución de  $u = C_1 r + \frac{C_2}{r}$  (f) en los cuerpos normales radial y tangencial.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{du}{dr} + \mu \frac{u}{r} \right) \dots (c) \quad \text{y} \quad \sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( \frac{u}{r} + \mu \frac{du}{dr} \right) \dots (d)$$

radial tangencial

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1 - \frac{C_2}{r^2} + C_1 \mu + \frac{C_2 \cdot \mu}{r^2} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (g)$$

---

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1 + \frac{C_2}{r^2} + \mu C_1 - \mu \frac{C_2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{E}{1-\mu^2} \left[ C_1 (1+\mu) + C_2 \frac{(1-\mu)}{r^2} \right] \quad (h)$$

---

7. - Valuation de las constantes de integración, tomando en cuenta las condiciones de frontera.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{r^2} \right) \quad (9)$$

Cuando  $p_o$  y  $p_i$  son diferentes de cero; para la superficie interior ( $r=a$ ),  $\sigma_r = -p_i$  por ser  $\sigma_r$  de compresión y para la superficie exterior ( $r=b$ ),  $\sigma_r = -p_o$ , por la misma razón.

$$-p_i = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{a^2} \right) \quad (1)$$

$$-p_o = \frac{E}{1-\mu^2} \left( C_1 (1+\mu) - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} \right) \quad (2)$$

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} = C_1 (1+\mu) \quad (1)$$

$$-p_o \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = C_1 (1+\mu) \quad (2)$$

Restando (2) de (1):

$$-p_i \frac{1-\mu^2}{E} + p_o \frac{1-\mu^2}{E} + C_2 \frac{1-\mu}{a^2} - C_2 \frac{1-\mu}{b^2} = 0$$

$$C_2 (1-\mu) \frac{b^2 - a^2}{a^2 b^2} = \frac{1-\mu^2}{E} (p_i - p_o)$$

$$C_2 = \frac{(1-\mu^2)}{E} \frac{1}{(1-\mu)} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} (p_i - p_o)$$

$$C_2 = \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{b^2 - a^2}$$