

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

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO:**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE OBRAS SUBTERRANEAS**

**MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO**

**ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ**

Handwritten notes and stamps in the top right corner, including a circular stamp.

1960

DEPARTMENT OF AGRICULTURE

REPORT

THE

DEPARTMENT OF AGRICULTURE

DEPARTMENT OF AGRICULTURE

OFFICE OF THE SECRETARY



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SEGUNDO MODULO

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE OBRAS SUBTERRANEAS

PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS



CENTRO DE INFORMACION  
Y DOCUMENTACION  
ING. BRUNO MARCELO MARTIN

ING. JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL C.  
OCTUBRE DE 1993.

1970  
1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984





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

**C U R S O S   A B I E R T O S**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO:**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

**ESTABILIDAD DE TUNELES  
ESCAVADOS EN SUELOS**

**ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ**

**OCTUBRE DE 1993.**

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL  
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS  
MODULO II, LA MECANICA DE SUELOS APLICADA  
AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRÁNEAS  
DEL 13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992.

ING. LUIS VIEITEZ UTESA (COORDINADOR)  
DIRECTOR GENERAL DEL CENTRO DE INVESTIGACION SISMICA DE LA  
FUNDACION JAVIER BARRIOS SIERRA  
CARRETERA AL AJUSCO No. 203, TLALPAN  
COL. HERDES DE PADIERNA, C.P. 14200, MEXICO, D.F.  
TEL. 652 33 01, 652 32 08, 568 92 77, 645 49 59, 654 48 34, y  
FAX. 645 50 87

ING. ARMANDO WONG RAMOS (COORDINADOR)  
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y  
CONCESIONES  
S.T.C.  
AV. COYDACAN No. 1895, COL. ACACIAS, DELEG. BENITO JUAREZ,  
C.P. 03240, TEL. 524 95 41

ING. JUAN JACOB SCHMITTER MARTIN DEL CAMPO  
ASESOR TECNICO  
SOLUM, S.A.  
MINERIA 145, ENTRADA DOS, PRIMER PISO, COL. ESCANDON  
TEL. 272 99 91 EXT. 2678, FAX. 271 88 24

ING. LEONARDO REYES SANTOS  
JEFE DEL DEPTO. DE GEOTECNIA, DISEÑO DE OBRAS SUBTERRANEAS E  
INSTRUMENTACION  
CONSULTORIA INTEGRAL DE INGENIERIA S.A.  
FUENTES DE LA LUNA No. 73, COL. FUENTES DEL PEDREGAL  
TEL. 652 12 73 y 652 10 47

ING. ALFREDO SANCHEZ GOMEZ  
JEFE DEL DEPTO. DE MECANICA DE SUELOS  
GRUPO ICA INGENIERIA  
LEGARIA 252, COL. PENSIL, DELEG. MIGUEL HIDALGO, C.P. 11430,  
MEXICO, D.F., TEL. 399 69 22 EXT. 6070, 6075, FAX 527 27 37

ING. RICARDO PEREZ RUIZ  
JEFE DEL DEPTO. DE ESTRUCTURAS  
ISTME, S.A. GRUPO ICA  
CALZ. LEGARIA 252, COL. PENSIL, C.P. 11430, D.F., DELEG.  
MIGUEL HIDALGO, C.P. 527 15 33

ING. FABIAN LOPEZ BAUTISTA  
GERENTE TECNICO  
GRUPO MOFAL, S.A. DE C.V.

ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ

1945  
RECEIVED  
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION  
U. S. DEPARTMENT OF JUSTICE

RE COPY

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

1945

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL  
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS  
MODULO II, LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO  
Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS  
DEL 13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992.

- 1.- CORNEJO CORIA JORGE  
JEFE DE OFICINA  
D.G.A.C. (STC)  
AV. FUERZA AEREA MEXICANA No. 235, COL. FEDERAL, DELEG.  
G. A. MADERO, C.P. 16520, TEL. 762 95 58 DFNA.
- 2.- MARTINEZ ZENTENO JORGE ALBERTO  
JEFE DE OFICINA DE OBRAS  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA  
AV. VIADUCTO RIO PIEDAD No. 507, 4o. PISO, COL. GRANJAS  
MEXICO, DELEG. IZTACALCO, C.P. 08400,  
TEL. 657 46 15 DFNA.
- 3.- MDLINAR JAVIER GONZALO  
JEFE DE OFICINA DE OBRAS  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA  
AV. VIADUCTO RIO PIEDAD No. 507, 4o. PISO, COL. GRANJAS  
MEXICO, DELEG. IZTACALCO, C.P. 08400,  
TEL. 657 46 15 DFNA.
- 4.- OLVERA VELEZ JUAN  
SUPERVISOR DE OBRAS  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA  
AV. VIADUCTO RIO PIEDAD No. 507, 4o. PISO, COL. GRANJAS  
MEXICO, DELEG. IZTACALCO, C.P. 08400,  
TEL. 657 45 17 DFNA.
- 5.- PARRA PALMAR SALVADOR  
INGENIERO DE PROYECTOS  
MARAVEN LAGUNILLAS  
MARAVEN, LAGUNILLAS VENEZUELA, TEL. (061) 205 311 DFNA.
- 6.- PEREZ MENDOZA MARTIN
- 7.- REYES SANABRIA MARISA ERIKA  
BECARIA  
INSTITUTO DE INGENIERIA, LABORATORIO DE INTELIGENCIA  
ARTIFICIAL  
CIRCUITO EXTERIOR, CIUDAD UNIVERSITARIA, MEXICO, D.F.  
TEL. 622 30 04
- 8.- RIVERA SANCHEZ ENRIQUE
- 9.- RODRIGUEZ MAZA BELKIS  
ING. DE PROYECTOS  
MARAVEN. LAGUNILLAS  
MARAVEN, LAGUNILLAS, VENEZUELA, TEL. (061) 204 055 DFNA.

- 10.- SANCHEZ SALAS MINERVA  
ESPECIALISTA TEC.  
SCT. D.G. SERVICIOS TEC.  
AV. COYDACAN No. 1835, 1er. PISO, COL. ACACIAS, DELEG.  
COYDACAN, C.P. 14000, TEL. 529 61 10 DFNA.
- 11.- ZAMUDIO SANTIAGO JERONIMO  
ING. HIDRAULICO DELEGACIONAL  
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA  
AV. VIADUCTO RIO PIEDAD No. 507, 4o. PISO, COL. GRANJAS  
MEXICO, DELEG. IZTACALCO, C.P. 08400,  
TEL. 657 37 86 DFNA.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO II: LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL  
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS

Del 13 al 17 de Octubre de 1992

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	E X P O S I T O R
Martes 13 de octubre	17:00 a 19:00 19:15 a 21:15	Investigación del sitio Propiedades significativas de los suelos Diseño Preliminar	Ing. Juan Jacobo Schmitter Ing. Martín del Campo
Miércoles 14 de octubre	17:00 a 21:00	Estabilidad del Frente de - -	Ing. Enrique Taméz Glz.
Jueves 15 de octubre	17:00 a 21:00	Movimientos Inducidos por el tuneleo	Ing. Leonardo Reyes Santos
Viernes 16 de octubre	17:00 a 19:00 19:15 a 21:15	Sistemas de Soporte Estructura de Ademe	Ing. Alfredo Sánchez Gómez Ing. Ricardo Pérez Ruiz
Sábado 17 de octubre	09:00 a 12:00 12:15 a 15:15	Construcción en Suelos Blan- dos Construcción en Suelos Firmes	Ing. Fabián López Bautista
		El sábado 17 se impartirán los temas durante visitas a tune- les en construcción.	

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

FECHA: DEL 13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
10	ING. JUAN JACOBO SCHMITTER					
11	ING. MARTIN DEL CAMPO					
12	ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ					
13	ING. LEONARDO REYES SANTOS					
14	ING. ALFREDO SANCHEZ GOMEZ					
15	ING. RICARDO PEREZ RUIZ					
16	ING. FABIAN LOPEZ BAUTISTA					
17						
18						
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

# EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

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

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

DEL 13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
INVESTIGACION DEL SITIO					
PROPIEDADES SIGNIFICATIVAS DE LOS SUELOS DISEÑO PRELIMINAR					
ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACION					
MOVIMIENTOS INDUCIDOS POR EL TUNELCO					
SISTEMAS DE SOPORTE					
ESTRUCTURA DE ADEME					
CONSTRUCCION EN SUELOS BLANDOS					
CONSTRUCCION EN SUELOS FIRMES					
ESCALA DE EVALUACION: 1 o 10					

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.-	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.-	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.-	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN 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 EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN 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 EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 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 DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES  
ANUNCIO TITULADO DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,  
TELEFONO, VERBAL,  
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERIA 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 en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---

---

---

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?  SI  NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

---

---

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

---



---



---

7.- La coordinación académica fué:

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 COMIDAD)

LUNES A  
VIERNES DE  
17 a 21 H.

LUNES A 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 H.  
DE 14 A 18 H.

OTRO

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

---



---



---

10.- Otras sugerencias:

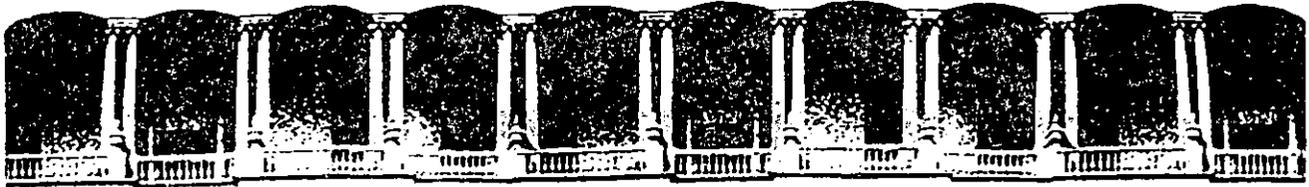
---



---



---



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

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

**13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992**

**PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS**

**ING: JUAN JACOBO SCHMITTER MARTIN DEL C.**

## I N D I C E

	Pág.
2. PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS	
2.1 AFECTACIONES DEL MEDIO DONDE SE EXCAVAN OQUEDADES	2.5
2.2 CLASIFICACION DEL TUNELERO	2.6
2.3 SUELOS, PROPIEDADES RELEVANTES	2.9
2.4 ROCAS, PROPIEDADES RELEVANTES	2.11.
2.5 PRESION DE ROCA	2.13

### 2.1 AFECTACIONES DEL MEDIO DONDE SE EXCAVAN OQUEDADES

La acción de la gravedad en combinación con las fuerzas tectónicas presentes en la corteza terrestre, dan lugar a las distribuciones originales de esfuerzos existentes en todo punto del planeta.

Generalmente los esfuerzos verticales en un punto dado son función del peso propio del material superpuesto, expresandose comunmente como:

$$\sigma_{v_z} = \bar{\gamma}_m z \quad \text{-----} \quad 1$$

donde:

$\sigma_{v_z}$  = esfuerzo vertical en la profundidad Z, ton/m<sup>2</sup>.

$\bar{\gamma}_m$  = peso volumétrico promedio del material comprendido entre la superficie y la profundidad Z, ton/m<sup>3</sup>.

z = profundidad, m.

Los esfuerzos horizontales, dependen de otros factores entre los que se incluyen la tectónica del lugar las propiedades del medio y por supuesto - también el peso propio del material.

Comunmente se expresan como:

$$\sigma_{h_z} = K_o \sigma_{v_z} \quad \text{-----} \quad 2$$

donde:

$\sigma_{h_z}$  = esfuerzo horizontal en la profundidad Z, ton/m<sup>2</sup>.

Ko = relación adimensional entre los esfuerzos vertical y horizontal.

El coeficiente Ko, es generalmente menor de 1, cuando la superficie del terreno es francamente horizontal y las fuerzas tectónicas no son importantes.

En macizos montañosos de importancia, donde la superficie del terreno no es horizontal y en donde los fenómenos tectónicos de la corteza son importantes, es factible encontrar valores del coeficiente Ko superiores a 1, pudiendo además encontrarse giradas la posición de los esfuerzos principales y así el vertical h, no será necesariamente el mayor.

En cualquier caso siempre habrá una particular disposición de los esfuerzos originales, que en el caso mas sencillo crecen monotonamente con la profundidad.

Si en un medio cualquiera, cuya distribución de esfuerzos es igual entre puntos de igual profundidad y monotonamente creciente con la profundidad, ha cemos una oquedad, retirando parte del material original, se provocará de inmediato una redistribución de esfuerzos en el medio.

Las trayectorias de esfuerzos que originalmente se considerasen verticales y paralelas entre sí sufrirán un reajuste alrededor de la oquedad (como un nudo en la madera) reduciendo sus separaciones originales y deformando sus trayectorias al pasar cerca del hueco.

Tal estrechamiento de las trayectorias de esfuerzo se traduce en una intensa alteración de los esfuerzos originales del medio, máxima en la periferia de la oquedad y disipándose asintóticamente al alejarse de ésta.

Al desaparecer, por la excavación del hueco, parte del material que contribuía a soportar al terreno sobreyacente, la responsabilidad de carga se desvía hacia la periferia y vecindad del agujero.

Un efecto adicional, de pérdida de capacidad de carga por desconfinamiento, se presenta en los materiales vecinos al hueco.

Cuando la oquedad que se excava es larga en comparación con su sección transversal, la alteración del estado original de esfuerzos puede adoptar un efecto tridimensional en el frente de ataque, denominado efecto de Domo, para distinguirlo del efecto de Arco que se considera francamente bidimensional, y el cual se presenta alejado del frente de ataque.

La abertura puede a su vez desequilibrar la posición original del agua en el subsuelo, creando un flujo hacia la propia oquedad, cuyo gasto será función de la presión inicial del agua y de la permeabilidad del medio.

El daño que tal flujo de agua pueda causar al material vecino a la oquedad depende de la erosionabilidad de aquél, además de la fuerza destructiva del flujo (gasto y velocidad).

En resumen la excavación de una oquedad en el subsuelo provoca alteraciones importantes de la distribución original de esfuerzos en el medio, concentrándolos en la vecindad del agujero al tiempo que desconfina al terreno natural. Si la resistencia del material a pesar del desconfinamiento, es mayor que los nuevos esfuerzos provocados por la redistribución, entonces la oquedad será estable, de lo contrario es necesario reforzarla para permanecer abierta. Por otro lado, la despresurización del agua en el subsuelo atrae flujo hacia la excavación lo cual en sí ya es una molestia, que puede agravarse por deterioro en sí del material o bien arrastre del mismo.

## 2.2. CLASIFICACION EMPIRICA DEL TUNELERO

La clasificación Tunnelman's, presenta básicamente diez categorías para clasificación del material excavado, ordenadas de la menor a la mayor posi-

bilidad de dificultades que pueden surgir al excavar un túnel.

### No. 1 DURO

En este tipo de material, la frente del túnel puede avanzar sin requerir soporte alguno en la clave o en las paredes.

Rocas sanas, practicamente sin fracturas suelos calcareos arcillosos duros, gravas y arenas cementadas pueden caer dentro de esta primer categoría.

### No. 2 FIRME

La frente del tunel puede avanzar sin soporte temporal en la clave, el soporte final puede colocarse antes de que el material empiece a moverse.

Rocas sanas poco fracturadas, loess arriba del nivel freático, arcillas calcareas de baja plasticidad.

### No. 3 GRANEO LENTO

Empiezan a caer del techo y paredes, terrones y hojuelas de material, al gún tiempo después que el material ha sido excavado.

Rocas poco alteradas fracturadas, suelos residuales arenas con cementante arcilloso, arriba del nivel freático.

### No. 4 GRANEO RAPIDO

El proceso de desprendimiento de terrones y hojuelas se inicia en pocos minutos después que el material ha sido excavado.

Suelos residuales o en arena con cementante de arcilla bajo el nivel - - freático.

### No. 5 EXTRUSION LENTA

El terreno avanza lentamente hacia el tunel, sin fracturarse y sin aumento perceptible de agua. Puede provocar hundimientos en la superficie.

Rocas alteradas, arcillas blandas o medianamente blandas.

### No. 6 EXPANSIVO

Aquí también el terreno avanza lentamente hacia el tunel, pero existe un notable incremento de volumen en el material vecino a la frontera excavada asociado a la presencia de agua.

Rocas sedimentarias conteniendo capas de anhídrita, arcillas fuertemente preconsolidadas con índice plástico mayor de 30%.

## No. 7 CORRIDA COHESIVA

Después de un breve período de graneado, el material "corre" colina abajo como si fuese azúcar granulada hasta que el talud se estabiliza en la relación 2: 1 aproximadamente (dos horizontal por uno vertical).

Suelos arenosos francos con cierta humedad intergranular.

## No. 8 CORRIDA

La remoción del soporte lateral o confinamiento en cualquier superficie con inclinación más escarpada que 2:1 provoca un "corrimiento" del material similar al ocurrido en un reloj de arena, hasta que se estabiliza en un talud 2:1 o similar.

Esto ocurre en arenas limpias secas, medias a gruesas, arriba del nivel freático.

## No. 9 EXTRUSION RAPIDA

El terreno avanza rápidamente hacia el hueco excavado en forma de flujo plástico o pseudo plástico donde fragmentos del material conservan su consistencia original.

Arcillas y limos con alto índice de plasticidad.

## No. 10 FLUYENTE

El terreno se mueve como un líquido viscoso pudiendo invadir todo el hueco excavado incluyendo paredes y techo del túnel llegando a salir hasta los portales en algunos casos.

Esto ocurre en suelos granulares bajo el nivel freático, con diámetro - - efectivo mayor de 0.005 mm.

Es interesante observar que los materiales encasillados como "DURO" o - "FIRME", soportan claramente las concentraciones de esfuerzo provocadas por la excavación sin menoscabo de su resistencia interna a pesar del "desconfinamiento". Es de esperarse que su componente cohesiva (cementación) sea altamente importante.

En los materiales descritos con el calificativo de "GRANEADO LENTO" ó "RAPIDO" las concentraciones de esfuerzo pueden mermar de alguna manera la capacidad resistente del material el cual poco a poco se rompe y translada su - responsabilidad al medio vecino a la vez que extiende el proceso de desconfinamiento.

En algunos materiales, el intemperismo que acompaña a la excavación del túnel puede ser la causa del graneado, que poco a poco degrada al suelo vecino

a la oquedad, desactivándolo de su función de soporte, en un proceso progresivo.

Los materiales calificados como "EXTRUSION LENTA" ó "RAPIDA", son incapaces de soportar los nuevos esfuerzos impuestos por la oquedad pero en vez de romperse bruscamente y salirse del sistema soportante, se plastifican progresivamente alrededor del hueco, conservando una parte de su responsabilidad, aunque con un notable incremento en las deformaciones.

La rapidez con la que se provoca la plastificación depende del nivel de esfuerzos en relación a la resistencia del material y condiciona el que la extrusión sea lenta o rápida.

En los materiales "EXPANSIVOS", existe una acción directa del agua sobre la estructura interna del material, que al haber perdido su confinamiento aumenta de volumen y pierde algo de su resistencia.

Los suelos de "CORRIDA", pierden por completo su resistencia al desconfinarse, cediendo libremente a las fuerzas gravitatorias hasta alcanzar su estabilización.

Finalmente en los suelos "FLUYENTES" la acción desconfinante, sumada al flujo del agua despertado por la excavación, provocan una completa movilización del suelo afectado que busca su nuevo estado de equilibrio.

## 2.3 SUELOS, PROPIEDADES RELEVANTES

La diferencia entre Suelo y Roca encuentra más indefiniciones en los tratados sobre la especialidad que lo que la lógica de la práctica ingenieril permite establecer.

En forma simplista definiremos como suelo todo material que sea eficientemente excavable con pico y pala.

Los suelos pueden dividirse en dos grupos:

- a) Residuales, procedentes de la intemperización de rocas, en el mismo sitio.
- b) Transportados, formados por la sedimentación progresiva de partículas procedentes de otros suelos o del desgaste de rocas.

En los suelos residuales, se presenta una secuencia ordenada desde la superficie hacia la profundidad, donde los materiales varían desde suelos francos, a roca sana pasando por condiciones intermedias de suelos con fragmentos de roca y rocas parcialmente intemperizadas.

La profundidad y el tipo de los suelos residuales, depende de las condiciones climatológicas prevaletientes durante su formación, pudiendo provocar se suelos residuales predominantemente arcillosos en ambientes cálidos, húmedos o granulares en ambientes fríos secos.

Los suelos transportados pueden ser:

Coluviales  
Aluviales  
Eólicos  
Glaciares

según se hayan transportado y depositado al pie de laderas, acarreados por agua, acarreados por viento o por glaciares respectivamente.

Una clasificación común de campo podría ser:

1 Arena y Grava. Agregados sin cohesión, formados por fragmentos redondeados, subredondeados, subangulares o angulares, procedentes de rocas poco alteradas.

2 Tepetate. Tierra endurecida, con extraordinaria resistencia a la penetración de las herramientas de perforación.

También posee gran cohesión entre sus partículas.

3 Limo inorgánico. También llamado "harina de roca" es esencialmente un suelo de grano fino formado por partículas equidimensionales, que se comportan como poco plásticas cuando actúan en conjunto. Cuando las partículas son similares a hojuelas, con dos dimensiones mayores que la tercera, aumenta la plasticidad del conjunto de partículas.

4 Arcilla. Derivada de la descomposición de los minerales de las rocas, provoca los comportamientos más indeseables del subsuelo, haciéndolo potencialmente expansivo si está seco y preconsolidado, o bien compresible si se ha sedimentado en un medio acuático. La permeabilidad de la arcilla es en general baja.

5 Turba. De origen francamente orgánico, tiene componentes fibrosos de origen vegetal y es sumamente inestable y compresible.

6 Toba. Es un agregado de fragmentos minerales o rocas, arrojadas por erupciones volcánicas y depositado por acción del agua o del viento.

7 Loess. Sedimento uniforme y colusivo de origen eólico, su tamaño medio de partículas oscila entre 0.01 y 0.05mm y su cohesión es debida a la presencia de carbonato de calcio.

8 Margas. Arcillas calcáreas duras a muy duras.

9 Caliche. Capas de suelo cementado por algún carbonato.

10 Arcillas bentónicas. Formadas por la alteración química de las cenizas volcánicas.

De acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos existen:

Gravas  
Arenas  
Limos  
Arcillas  
y Suelos orgánicos.

Un análisis de las partículas que forman a las gravas y las arenas permite definir si son bien graduadas o uniformes.

Por su parte la determinación de los límites de consistencia en los limos, arcillas y suelos orgánicos permite conocer si son de alta o baja plasticidad.

Generalmente los ensayos de laboratorio que se practican en las muestras - inalteradas extraídas del subsuelo buscan conocer:

Resistencia  
Compresibilidad  
Permeabilidad

Por lo mencionado al principio de este tema, la Resistencia de los suelos resulta de fundamental importancia para anticipar su comportamiento al ser excavados y de ahí seleccionar su proceso constructivo.

También es necesario determinar el efecto del confinamiento en la resistencia del suelo así como la resistencia no confinada del mismo. El comportamiento elasto-plástico del material a diferentes niveles de esfuerzos es también fundamental para el análisis del proceso de tuneo.

Los efectos del tiempo, del agua libre y del intemperismo, son aspectos que también deben investigarse en el material por excavar.

La Compresibilidad de los materiales puede afectar el comportamiento del medio vecino, si el túnel actúa como dren produciendo consolidación y asentamientos en superficie.

La Permeabilidad del medio permitirá anticipar la cantidad de agua que es necesario manejar desde el interior del túnel (si es que no provoca inestabilidad de lo excavado) o bien extraer previamente mediante un adecuado sistema de abatimiento o expulsarla del área de trabajo mediante aire comprimido.

Por supuesto que el conocimiento individual de las propiedades del suelo - debe integrarse al plano estratigráfico del conjunto de materiales que serán afectados por el proceso de tuneo para su mejor interpretación y evaluación de comportamiento.

#### 2.4 ROCAS, PROPIEDADES RELEVANTES

Se acostumbra clasificar a las rocas, según su origen en:

Igneas  
Sedimentarias  
y Metamórficas

Las igneas se forman del magma existente en el interior de la tierra y son intrusivas cuando se forman a gran profundidad o extrusivas cuando se forman en el exterior de la corteza por derrames volcánicos.

Las rocas igneas intrusivas, al enfriarse lentamente dan lugar al crecimiento de cristales grandes. Son clásicas de este grupo, el Granito, el Granito Porfídico la Diorita y el Gabro.

Las igneas extrusivas (volcánicas) se enfrían rápidamente provocando que los cristales sean pequeños. Pertenecen a este grupo, la Riolita, la Andesita y el Basalto.

Las rocas sedimentarias se han formado a través del tiempo por la deposición aglutinamiento y cementación de partículas de otras rocas ó de microorganismos, principalmente en ambiente marino.

Formandose estratos practicamente horizontales que posteriormente por la acción de fuerzas tectónicas son plegados y deformados dando lugar también a fallas. Este tipo de rocas forman casi el 75% de la superficie de la tierra. Pertenecen a este grupo la Caliza, la Arenisca, la Lutita, etc.

Las metamórficas, son originadas por la acción combinada de presión y calor sobre rocas preexistentes, dando lugar a rocas con diferentes propiedades y características. Son típicas de esta clasificación: el Gneiss, el Esquisto el Mármol, etc.

En general las propiedades intrínsecas de la roca tales como su resistencia al corte o permeabilidad tienen menor importancia que las propiedades del conjunto. A este respecto, el grado e intensidad del fracturamiento así como la orientación de los sistemas de fracturas son notablemente mas importantes en el comportamiento del futuro túnel.

De igual manera, la permeabilidad del macizo rocoso, a través de fracturas, fallas, huecos de disolución, etc. influyen de una manera decisiva sobre la obra subterránea, más que la permeabilidad individual de la roca.

Las fallas existentes, su actividad relativa y el material que contienen son fundamentales para el estudio del proceso de tuneleo.

Una forma empírica de tomar en cuenta el grado de fracturamiento de la roca es a través del registro pesado del porcentaje de recuperación del muestreo, RQD.

No obstante lo anterior cuando la roca esta fuertemente metamorfozada por presión, la resistencia al corte del material dependerá de la orientación de los esfuerzos, debiendo en estos casos conocerse con detalle la relación entre la resistencia y orientación del plano de corte.

Los planos de estratificación de las rocas sedimentarias constituyen en si zonas de debilidad que deben conocerse con mucho detalle para seleccionar la forma de la sección transversal del túnel y si conviene reforzar con sistemas de anclaje los estratos de roca para evitar su caída al tunelear.

Los contactos entre las diferentes formaciones rocosas constituyen también puntos singulares de inestabilidad que deben detectarse con suficiente precisión para definir su particular solución estabilizadora.

Al obtener el conjunto de datos relativos al macizo rocoso, procedentes de pruebas realizadas en su mayor parte en el campo, se debe integrar el plano geológico base, que incluya existencia de fallas, contactos entre formaciones y permeabilidades del sistema de fracturas. Así mismo debe mostrarse la ubicación de diques, lacolitos, mantos, etc. procedentes de las rocas intrusivas y las orientaciones de los sistemas de fracturas derivados de su enfriamiento.

Si las rocas son sedimentarias y han sufrido plegamientos intensos, éstos deben conocerse con la mayor fidelidad.

En resumen, cuando los tuneles se construyen en rocas, es mas importante conocer el mayor detalle posible del macizo rocoso y no solo las propiedades individuales de los fragmentos de roca.

## 2.5 PRESION DE ROCA

El concepto "presión de roca", fundamentalmente para el diseño del soporte temporal implica conocer con amplitud, el fenómeno de arqueo además de la interacción que existe entre el material excavado y el soporte temporal (ademe) que se le añade para mantener abierto el hueco.

La selección del calibre ad-cuado para el soporte temporal, y el momento, preciso de su instalación constituyen en si el arte del tuneleo.

Un soporte demasiado rígido, colocado prematuramente recibirá presiones del terreno demasiado elevadas, comparables a las existentes en el estado original de esfuerzos del medio.

Por lo contrario, si el soporte temporal se coloca tardíamente, puede ocurrir un aflojamiento excesivo del terreno que al separarse de la masa, deja de interactuar con ésta, gravitando entonces directamente sobre el soporte temporal.

La solución consiste en dejar que el terreno excavado relajase un poco sus nuevos esfuerzos, redistribuyendolos hacia la masa, pero sin exceder su resistencia al corte, en seguida entra en acción la presión confinante estabiliza-

dora del soporte temporal (ademe); creandose una verdadera interacción entre ambos sistemas.

El patrón "carga-deformación" en un determinado tipo de material por excavar y para una geometría predeterminada será entonces el objetivo fundamental que deberán alcanzar los estudios y análisis del medio. Para esto la instrumentación y observación de obras similares ofrece una excelente base de partida, complementada con los datos que se obtengan directamente del túnel en proceso de construcción.

N O T A S

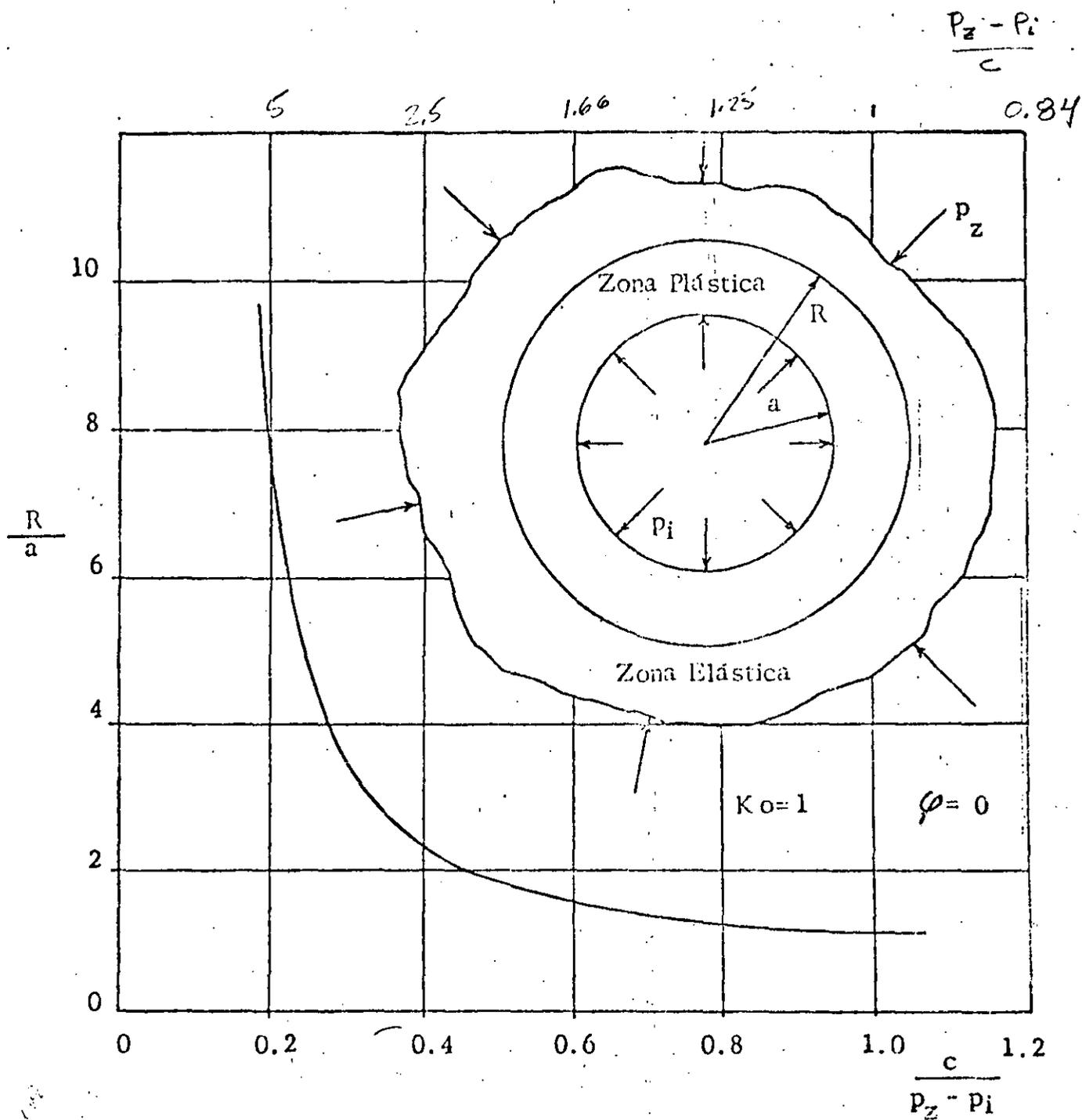
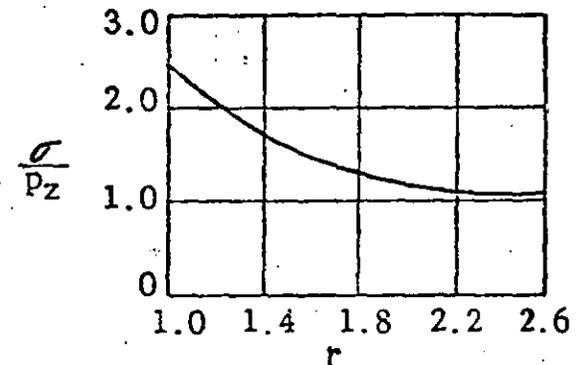
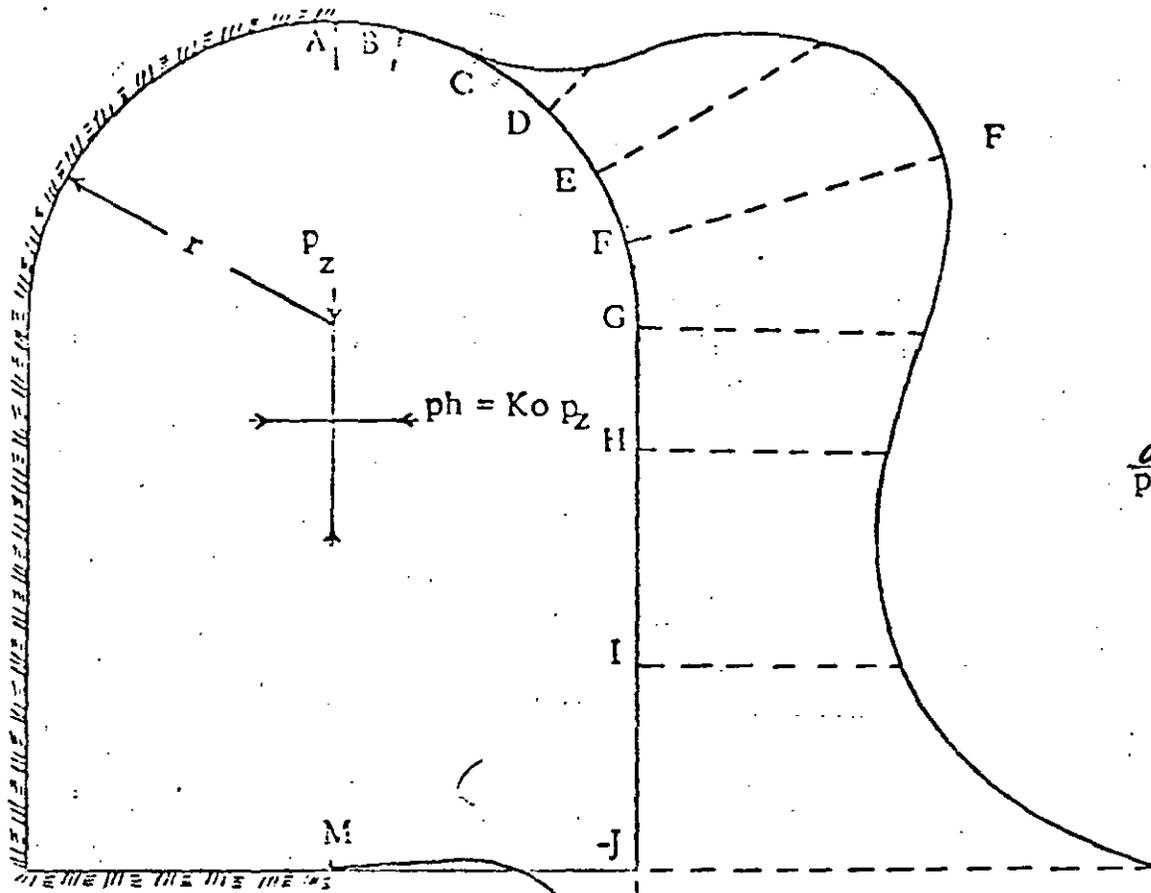


FIG.7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION -  
 DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c", EL ESFUERZO  
 VERTICAL " $P_z$ " Y LA PRESION INTERIOR " $P_i$ ".



Distribución de esfuerzos circunferenciales a lo largo de la línea F F.

Distribución de esfuerzos principales en la superficie.

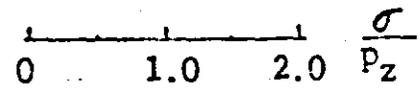
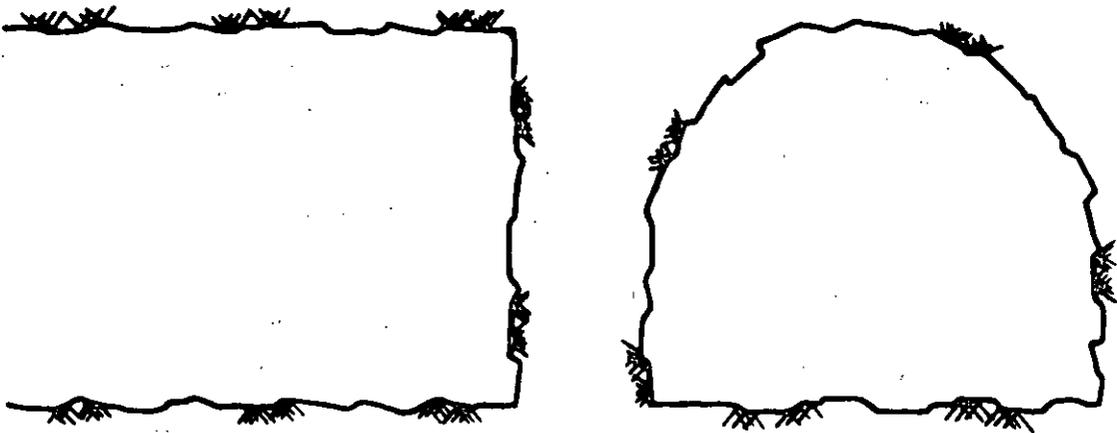


FIG. 6. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES. EN UNA GALERIA DE EXPLORACION - (Ko = 0.25) (ZANGAR Y PHILLIPS 1951).

5  
7.5

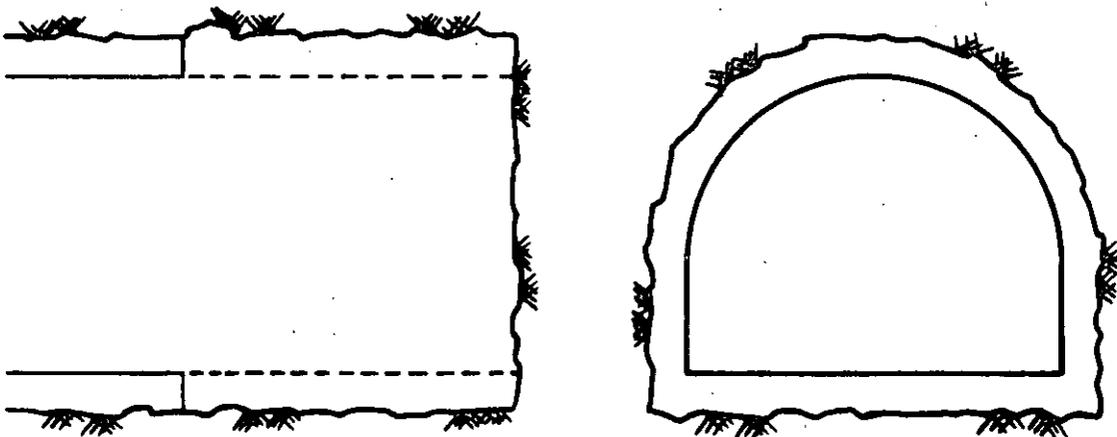
## CLASIFICACION DEL TUNELERO

(BASADA EN LAS PRINCIPALES CATEGORIAS DEL TERRENO  
SEGUN TERZAGHI, MAS 3 \* ADICIONES (BRANDT, C.T.  
ETAL. 1970)



### 1 \* DURO (HARD)

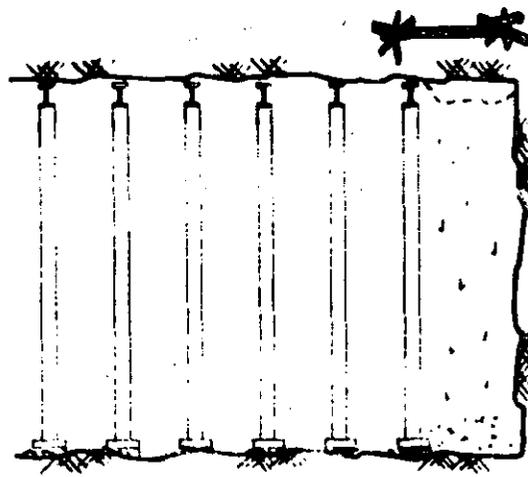
LA FRENTE DEL TUNEL PUEDE AVANZAR SIN REQUERIR SOPORTE



### 2 FIRME (FIRM)

LA FRENTE DEL TUNEL PUEDE AVANZAR SIN REQUERIR SOPORTE, Y  
EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO PUEDE INSTALARSE ANTES DE QUE EL  
TERRENO EMPIECE A MOVERSE

Fig. 1 CLASIFICACION EMPIRICA DEL TUNELERO



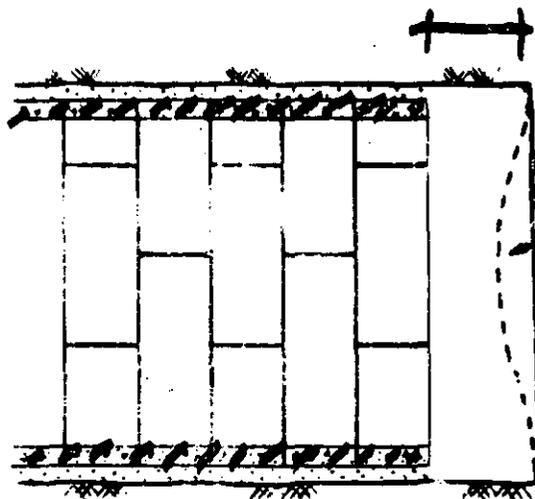
Tiempo Libre



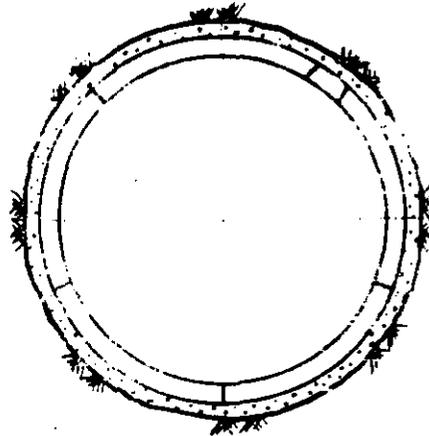
**3 GRANEO LENTO  
(SLOW RAVELING)**

**4 GRANEO RAPIDO  
(FAST RAVELING)**

EMPIEZAN A DESPRENDERSE DEL TECTO O PAREDES, TERRONES Y HOJUELAS DE MATERIAL, TIEMPO DESPUES DE QUE EL TERRENO HA QUEDADO EXPUESTO. CUANDO EL PROCESO SE INICIA EN POCOS MINUTOS, SE LE DENOMINA "GRANEO RAPIDO"

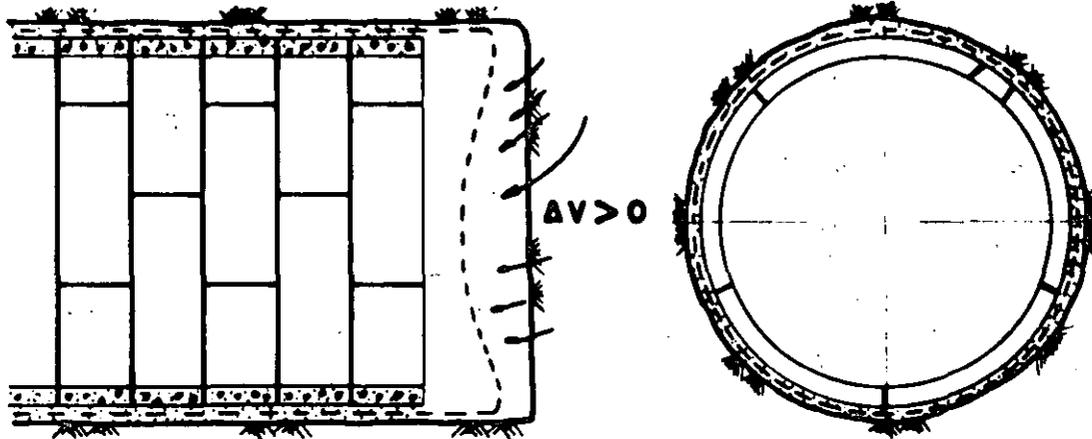


$\Delta V = 0$



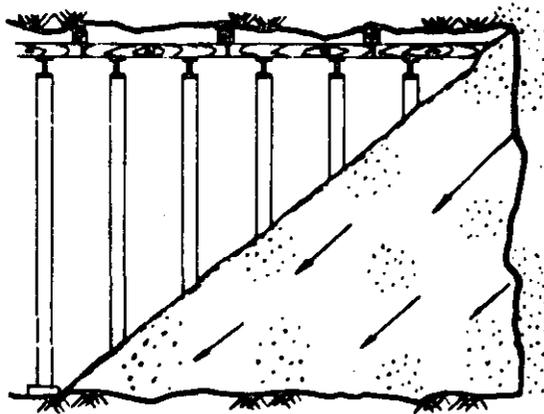
**5 EXTRUSION LENTA (CREEPING)**

EL TERRENO AVANZA LENTAMENTE HACIA EL TUNEL SIN FRACTURARSE Y SIN INCREMENTO PERCEPTIBLE DE AGUA, PUEDE PROVOCAR HUNDIMIENTOS EN LA SUPERFICIE AUNQUE LOS MOVIMIENTOS NO SEAN MUY NOTABLES EN EL TUNEL.

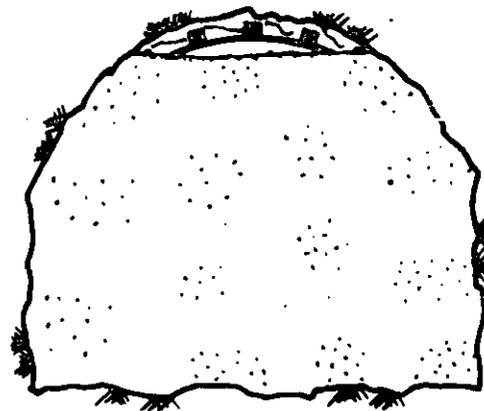


### 6 EXPANSIVO ( SWELLING )

EL TERRENO AVANZA LENTAMENTE HACIA EL TUNEL, PERO CON UN FUERTE INCREMENTO DE VOLUMEN EN EL MATERIAL QUE RODEA AL TUNEL

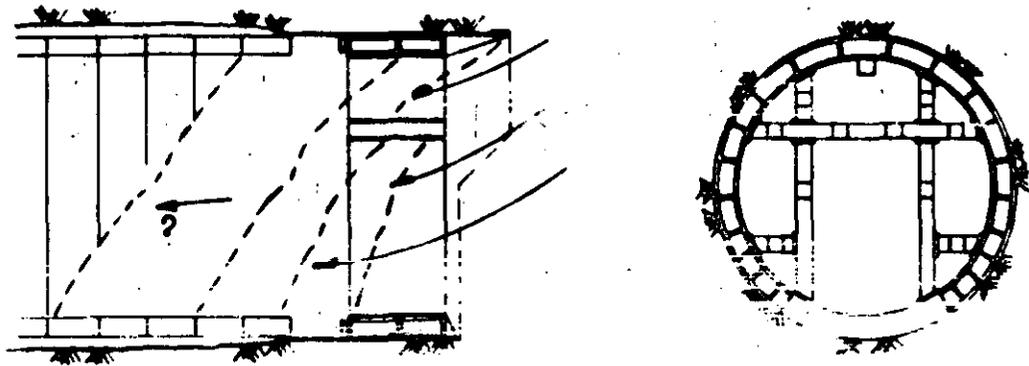


### 7 CORRIDA COHESIVA ( COHESIVE RUNNING )



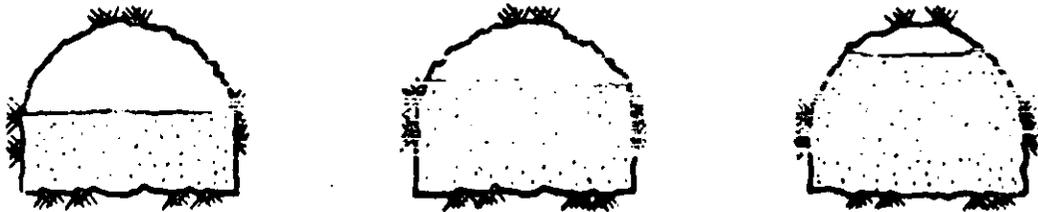
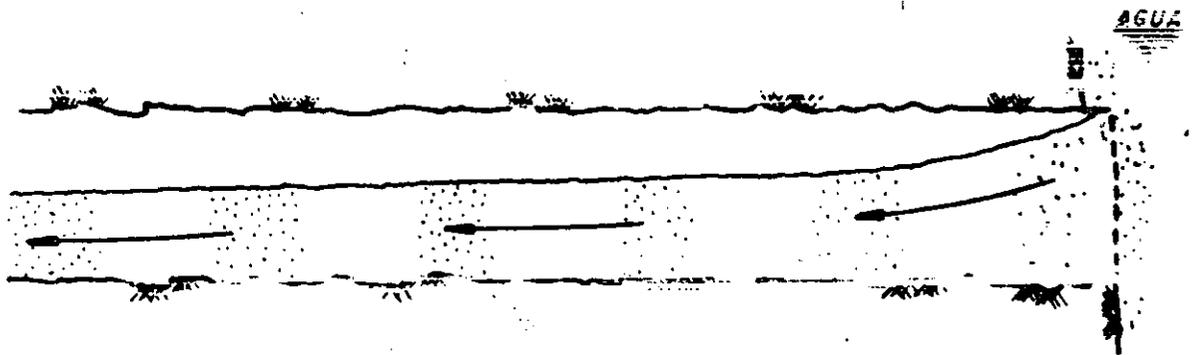
### 8 CORRIDA ( RUNNING )

AL RETIRARSE EL SOPORTE LATERAL EN CUALQUIER SUPERFICIE CON TALUD MAYOR DE 34°, SE PROVOCA UNA CORRIDA DONDE EL MATERIAL SE COMPORTA COMO AZUCAR GRANULADA. SI LA CORRIDA VA PRECEDIDA DE UN BREVE PERIODO DE GRANEO SE LE DENOMINA CORRIDA COHESIVA



**9 \* EXTRUSION RAPIDA  
(VERY SOFT SQUEEZING)**

**EL TERRENO AVANZA RAPIDAMENTE HACIA EL TUNEL COMO FLUJO PLASTICO**



**10 FLUJENTE LENTO**

**EL TERRENO SE MUEVE COMO UN FLUIDO VISCOSO, QUE PUEDE INVADIR LA SECCION COMPLETA DEL TUNEL, SI EL FLUJO NO ES DETENIDO PUEDE LLENAR EL TUNEL COMPLETAMENTE**

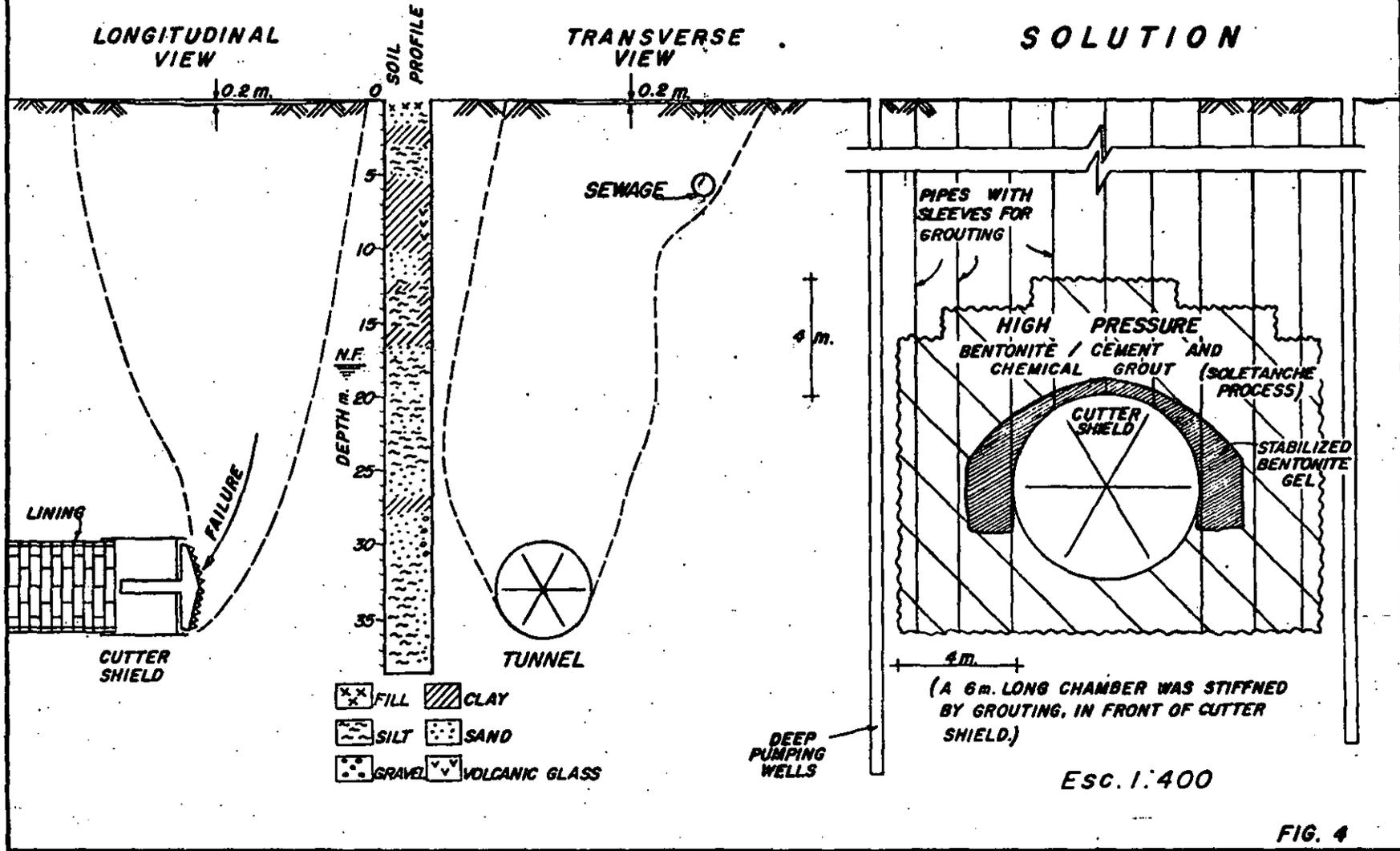
**CASE 3 TUNNEL L-II-L-10, I.C.**

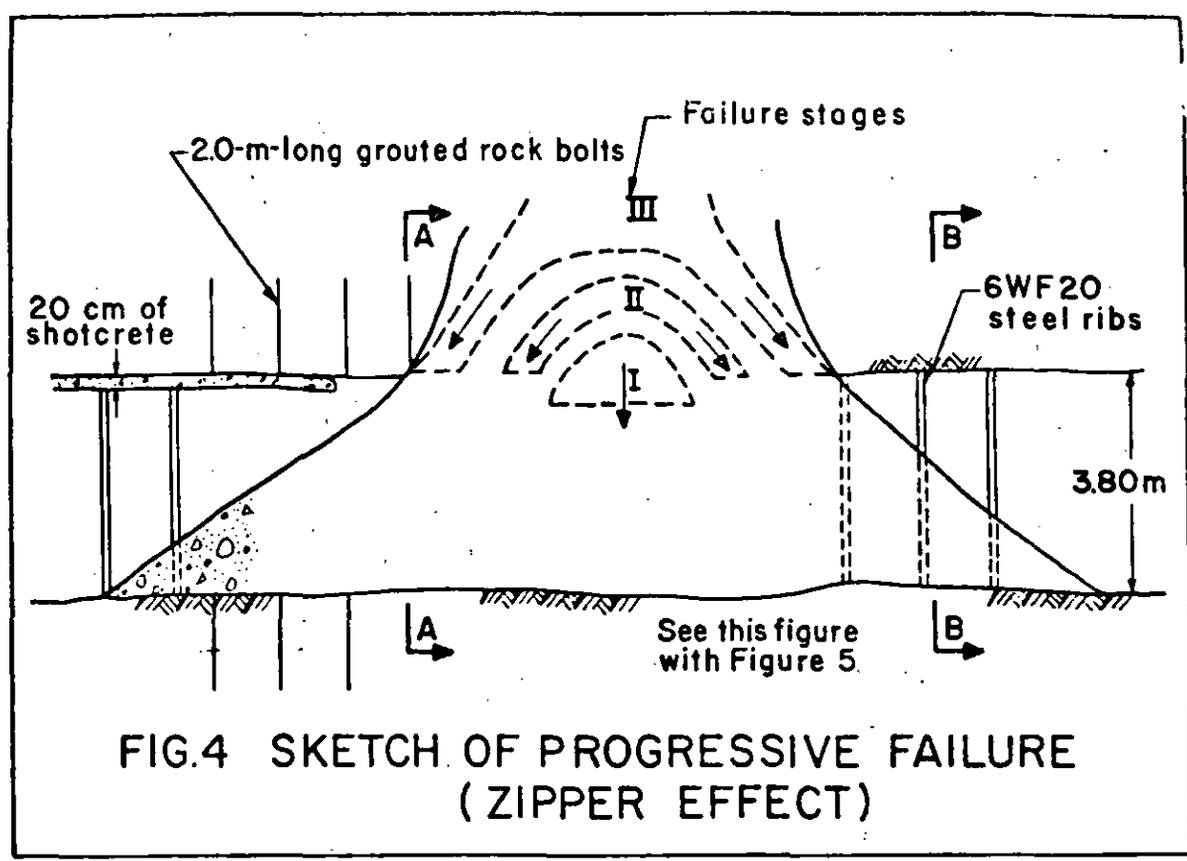
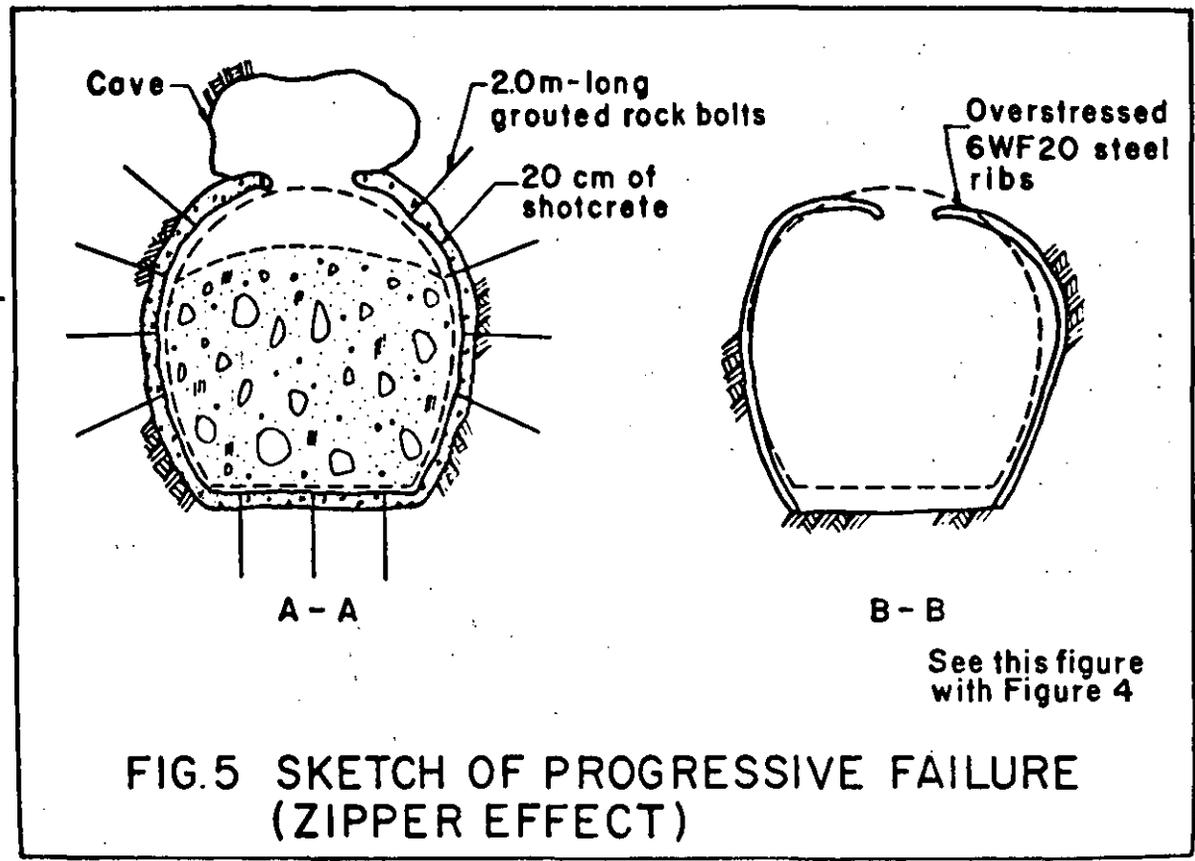
**GEOMETRY AT FAILURE**

**LONGITUDINAL VIEW**

**TRANSVERSE VIEW**

**SOLUTION**

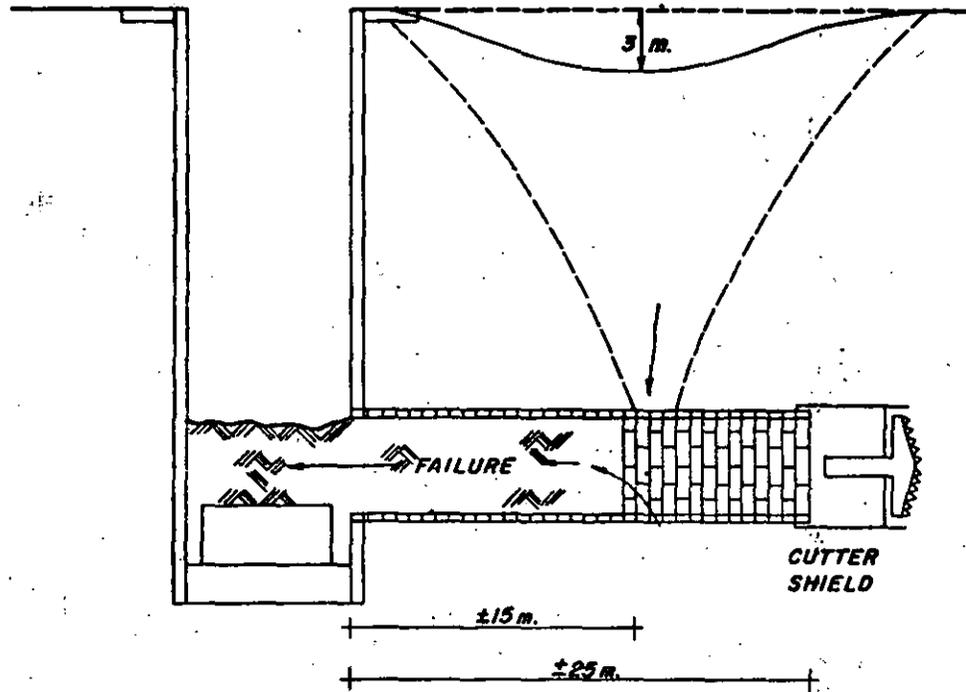




**CASE 4 TUNNEL L-5-L-6, I.O.**

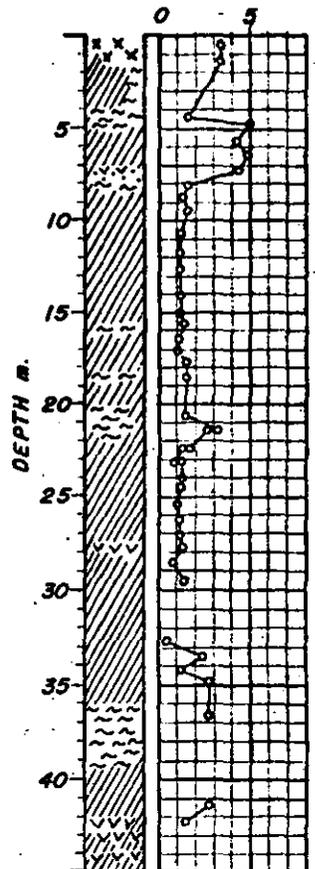
**GEOMETRY AT FAILURE**

SHAFT 5, I.O.



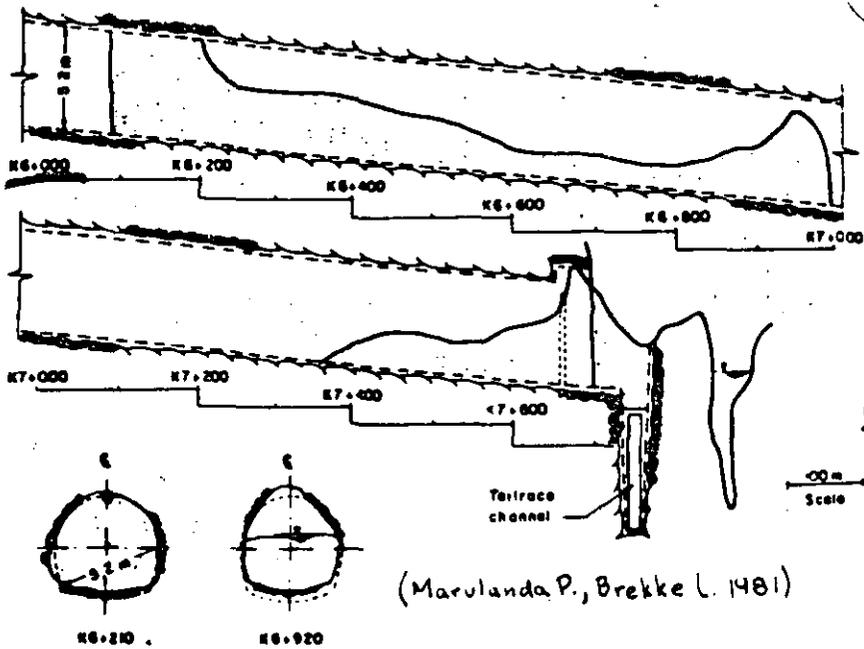
- FILL
- CLAY
- SILT
- SAND
- VOLCANIC GLASS

**SOIL PROFILE COHESION**  
 $qu/2, \text{Ton./m}^2$

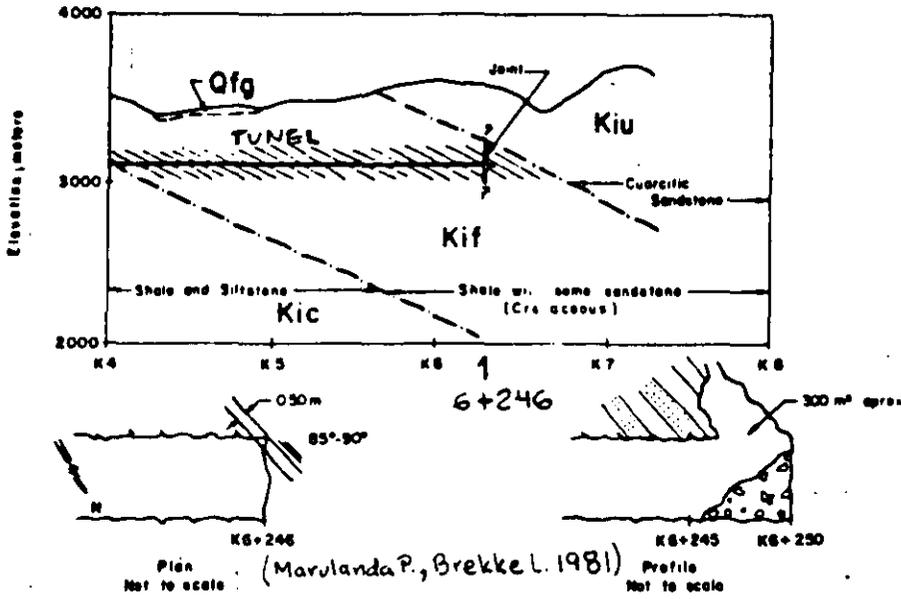


Esc. 1: 400

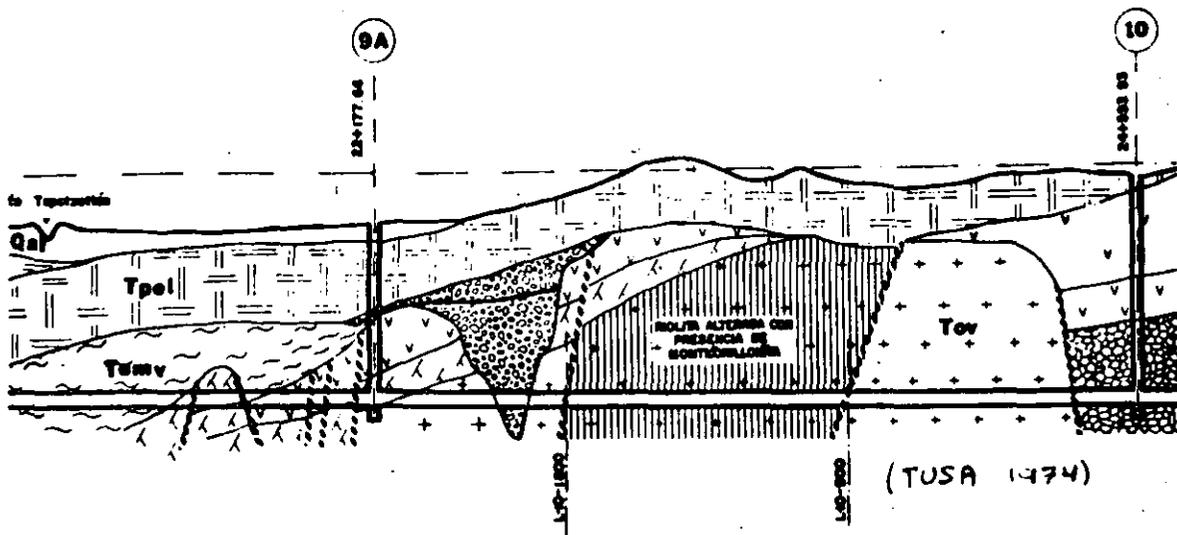
FIG. 5



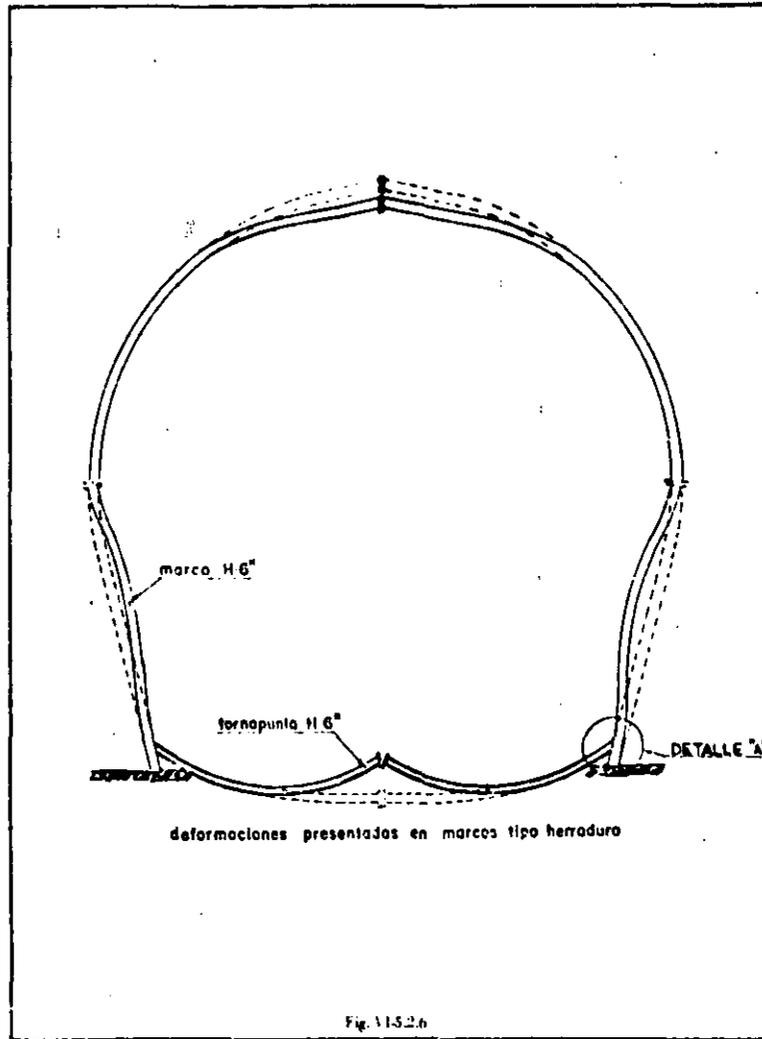
(Marulanda P., Brekke L. 1981)

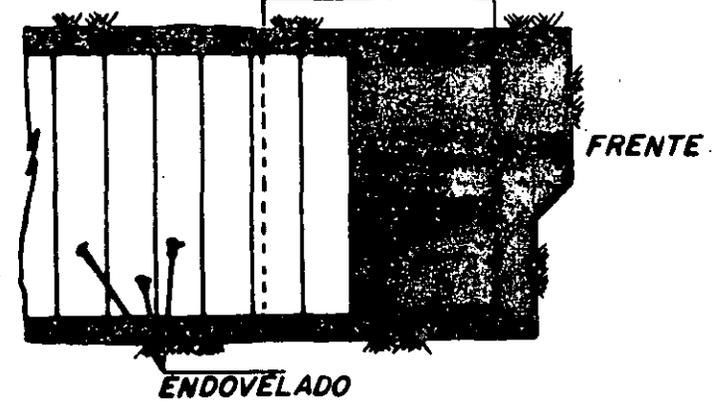
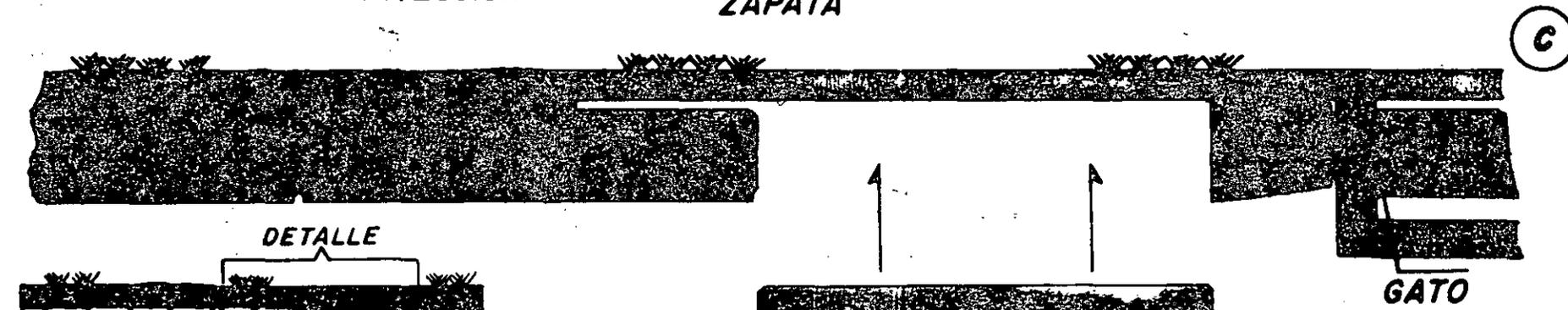
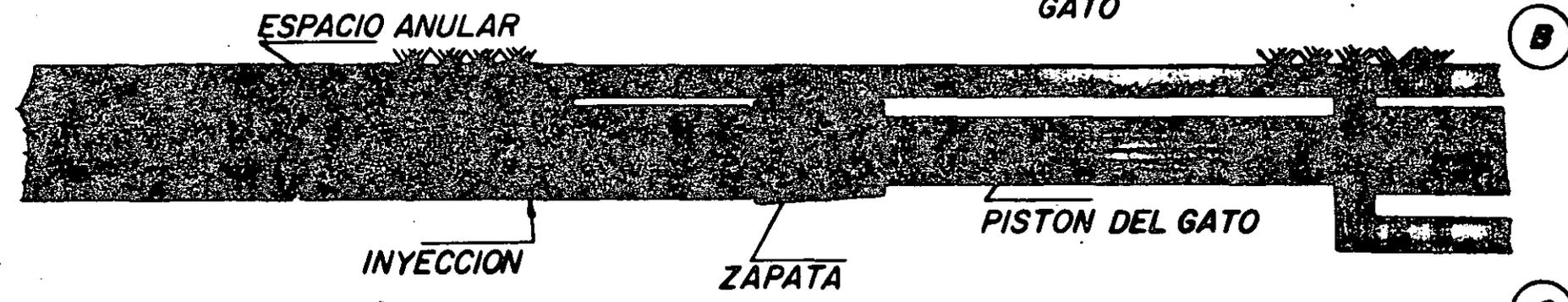
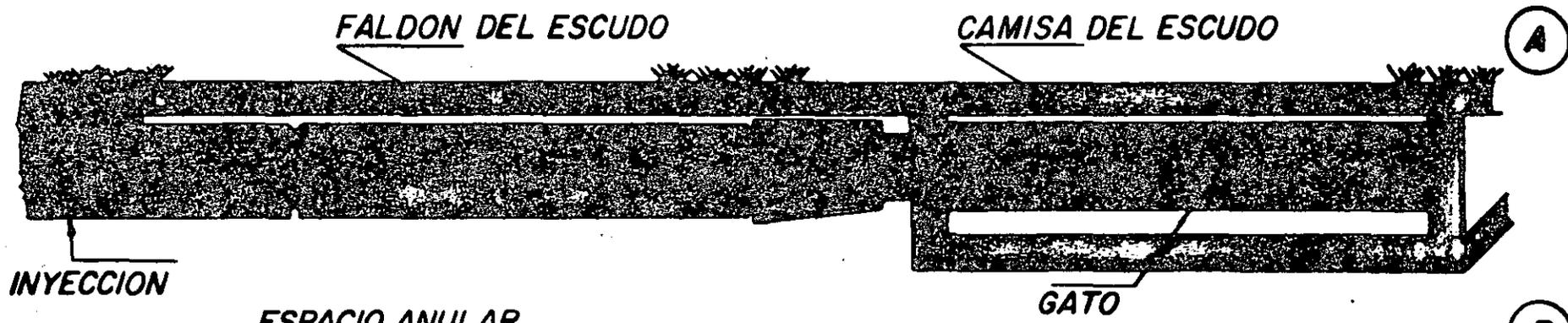


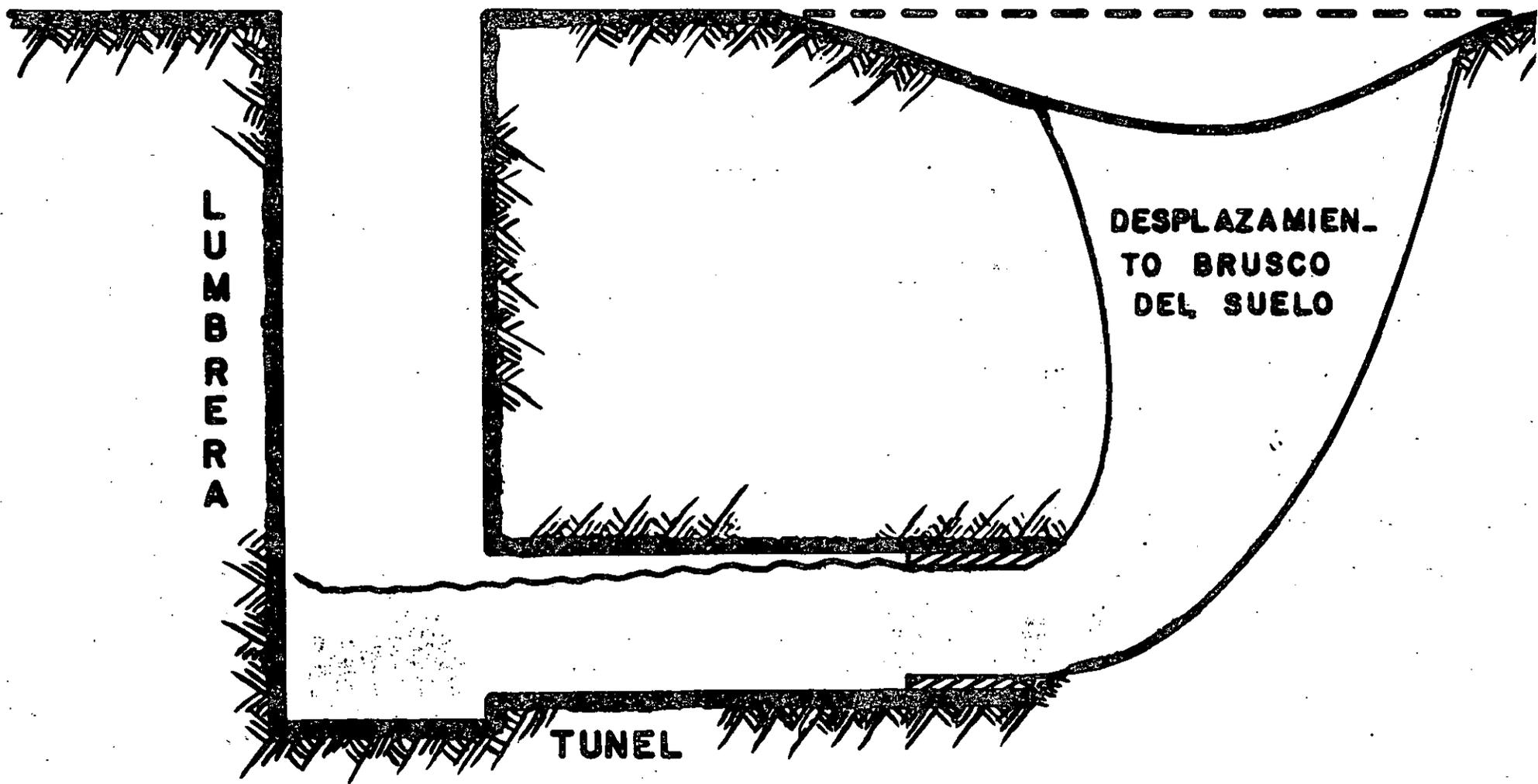
(Marulanda P., Brekke L. 1981)



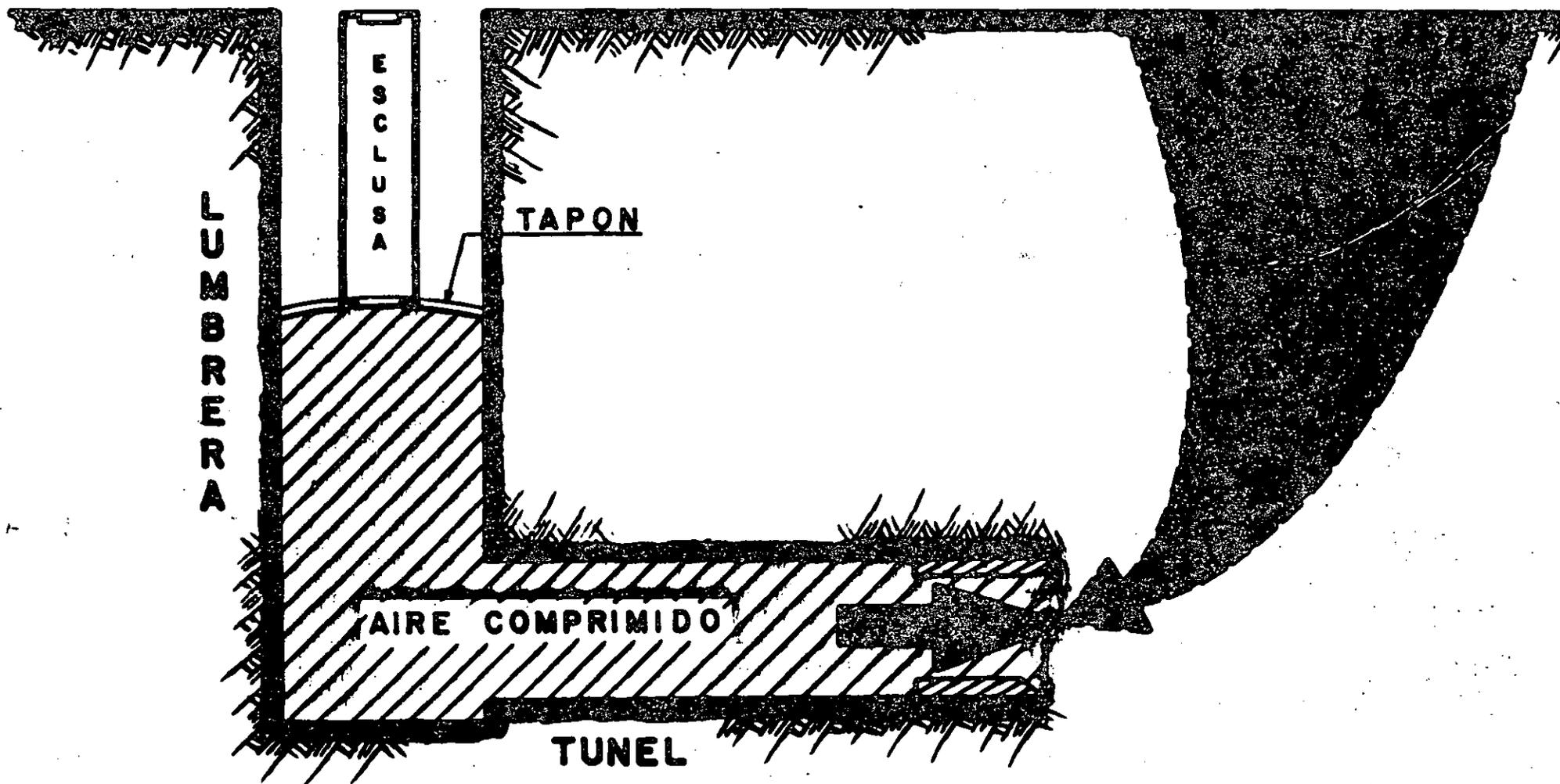
(TUSA 1974)



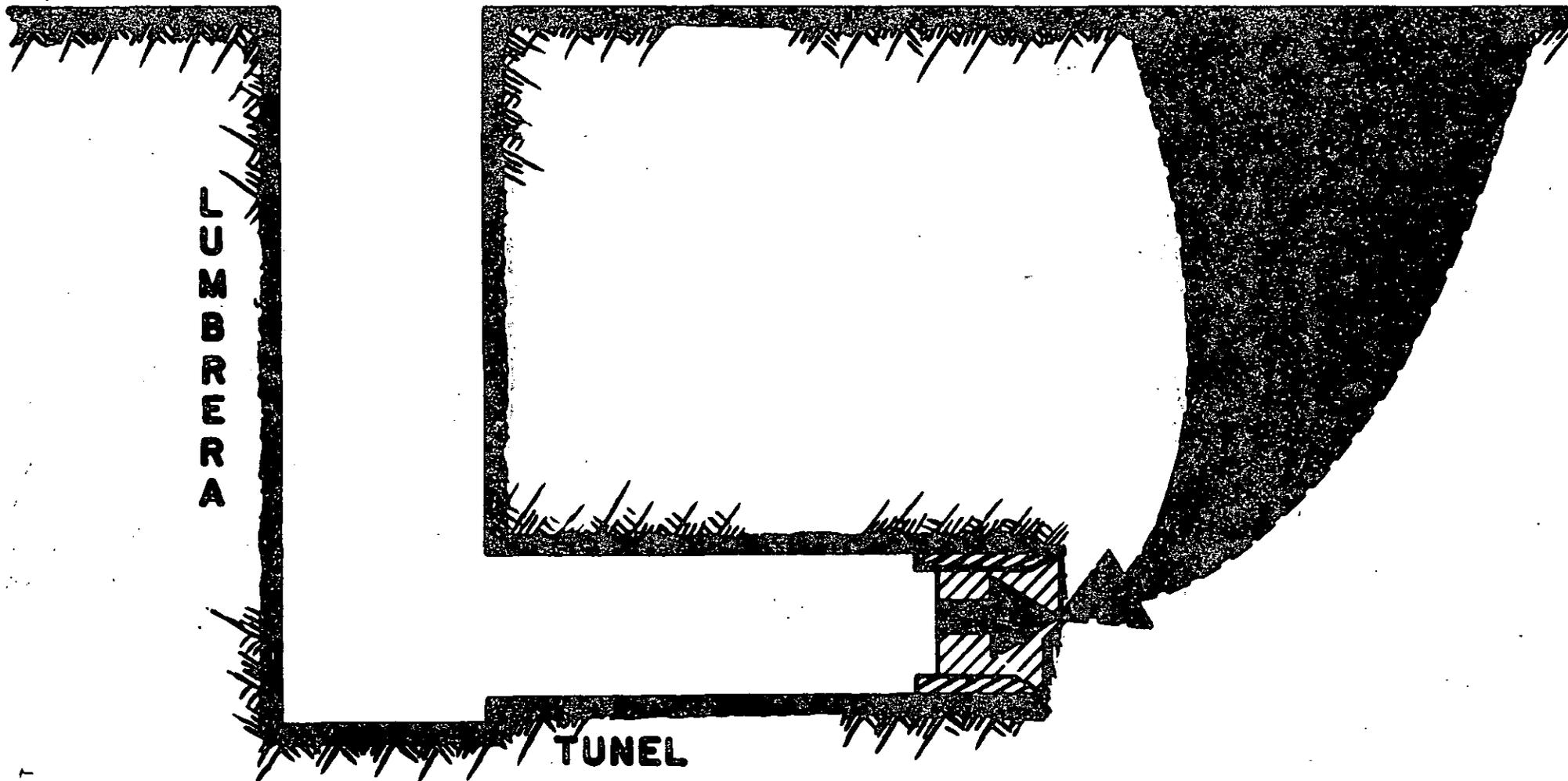




FALLA POR EXTRUSION

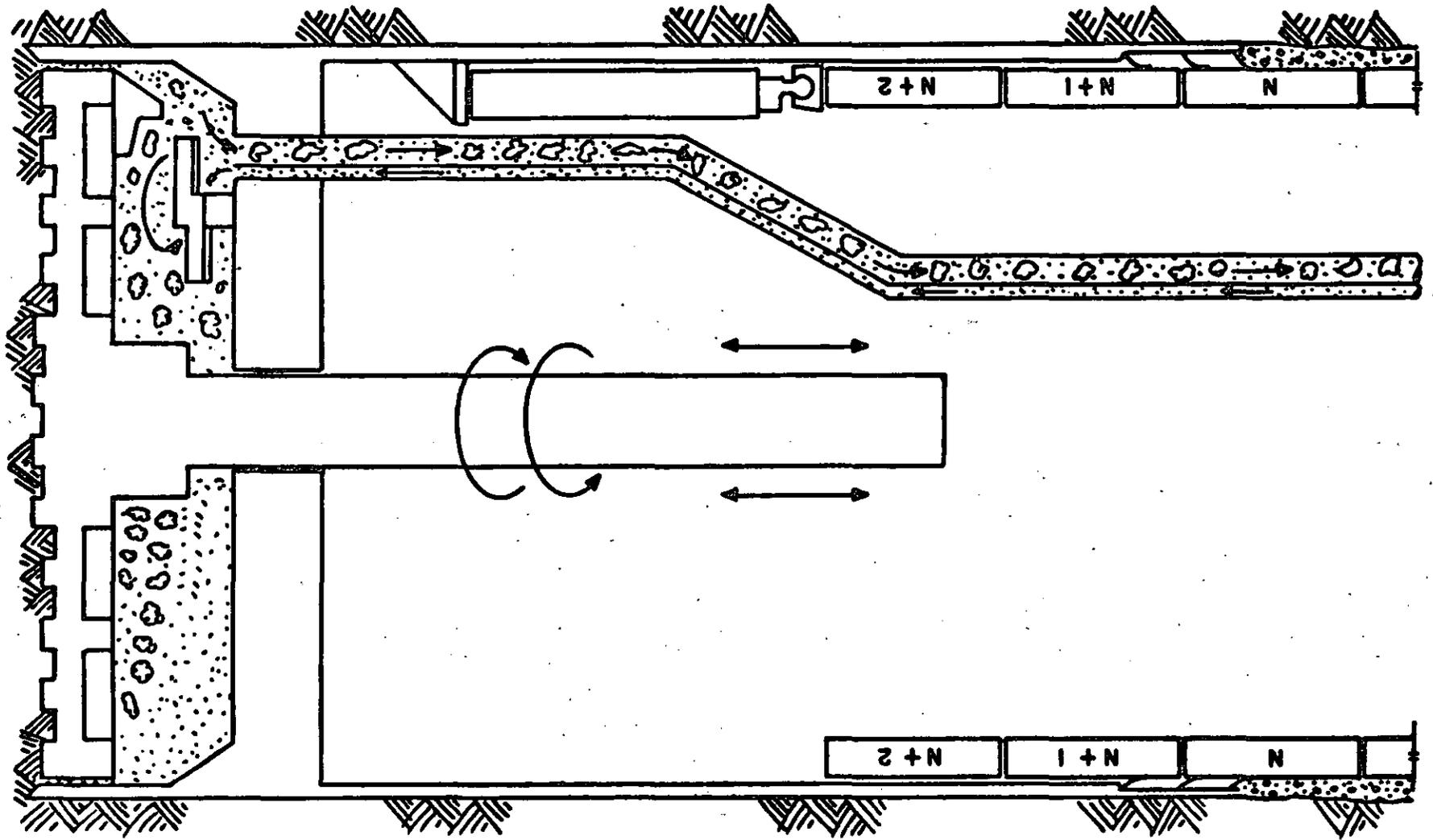


**PRESION ESTABILIZADORA  
EN TODO EL TUNEL**



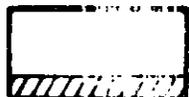
PRESION ESTABILIZADORA  
SOLO EN EL FRENTE

23

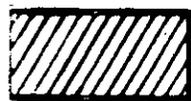


EXCAVACION	CLASIFICACION SEGUN LAUFFER												
	A	B	C	D	E	D	E	F	E	F	G	F	G
	CLASIFICACION DEL TUNELERO												
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPANSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10			
EXPLOSIVOS	Diagonal	Diagonal	Diagonal										
HERRAMIENTA MANUAL NEUMATICA			Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal						
CHIFLONES DE AGUA				Diagonal			Diagonal	Diagonal					
REJILLAS FRONTALES					Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal					
GILLOTINAS									Diagonal	Diagonal			
TOPO	Diagonal	Diagonal	Diagonal										
FRESADORA	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal									
BRAZO EXCAVADOR			Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal					
ESTRELLA CORTADORA			Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal			
DISCO CORTADOR					Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal	Diagonal			

*Lodo + Presurizado*

 RECOMENDABLE
  MODERADAMENTE RECOMENDABLE
  POCO RECOMENDABLE

ESTABILIZACION FRONTAL	CLASIFICACION SEGUN LAUFFER												
	4	B	C	D	E	D	E	F	E	F	6	F	7
	CLASIFICACION DEL TUNELERO												
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPANSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10			
POR RESISTENCIA INTRINSECA DEL MATERIAL	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE									
CON AYUDA DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO										POCO RECOMENDABLE			
CON AYUDA DE INYECCION EN EL TERRENO TIEMPO 3				MODERADAMENTE RECOMENDABLE	POCO RECOMENDABLE								
CON AYUDA DE CONGELACION									POCO RECOMENDABLE	POCO RECOMENDABLE			
CON NAVAJAS PERIMETRALES, EN CLAVE			MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE									
CON GATOS FRONTALES			MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE							
CON AIRE COMPRIMIDO					MODERADAMENTE RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE			POCO RECOMENDABLE	POCO RECOMENDABLE			
CON LODO A PRESION					MODERADAMENTE RECOMENDABLE								
PRESIONANDO AL MATERIAL EXCAVADO					MODERADAMENTE RECOMENDABLE								



RECOMENDABLE



MODERADAMENTE RECOMENDABLE



POCO RECOMENDABLE

ESTABILIZACION DE LAS PAREDES	CLASIFICACION SEGUN LAUFFER												
	A	B	C	D	E	D	E	F	E	F	6	5	6
	CLASIFICACION DEL TUNELERO												
	DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPANSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10			
POR RESISTENCIA INTRINSECA DEL MATERIAL	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE											
ANCLAS	MODERADAMENTE RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE										
CONCRETO LANZADO		MODERADAMENTE RECOMENDABLE	RECOMENDABLE										
CONCRETO LANZADO Y ANCLAS		MODERADAMENTE RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE									
MARCOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA		MODERADAMENTE RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE									
ANILLOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA *				RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE					
DOVELAS DE CONCRETO *			RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE		
DOVELAS DE PLACAS DE ACERO *			RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	MODERADAMENTE RECOMENDABLE		
DOVELAS DE FIERRO FUNDIDO *											RECOMENDABLE	RECOMENDABLE	

\* REQUIEREN EL USO DE ESCUDO



RECOMENDABLE



MODERADAMENTE RECOMENDABLE



POCO RECOMENDABLE

# REVESTIMIENTO DEFINITIVO

## CLASIFICACION SEGUN LAUFFER

A	B	C	D	E	D	E	F	E	F	G	F	G
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

## CLASIFICACION DEL TUNELERO

DURO 1	FIRME 2	GRANEO LENTO 3	GRANEO RAPIDO 4	EXTRUSION LENTA 5	EXPANSIVO 6	CORRIDA COHESIVA 7	CORRIDA 8	EXTRUSION RAPIDA 9	FLUYENTE 10
-----------	------------	-------------------	--------------------	----------------------	----------------	-----------------------	--------------	-----------------------	----------------

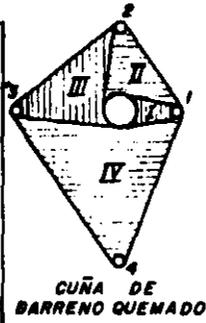
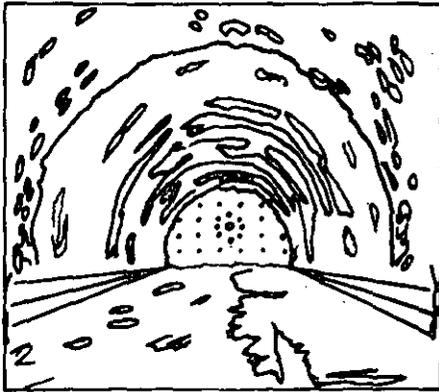
DEJANDO EL MATERIAL NATURAL									
CON ANCLAS									
CON CONCRETO LANZADO									
CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO									
CON DOVELAS DE CONCRETO									
CON CONCRETO COLADO CON CIMBRA									

RECOMENDABLE

MODERAMENTE RECOMENDABLE

POCO RECOMENDABLE

PLANTILLA DE BARRENACION



CUÑA DE BARRENO QUEMADO

Fig.123 EXPLOSIVOS



Fig.124 HERRAMIENTA MANUAL

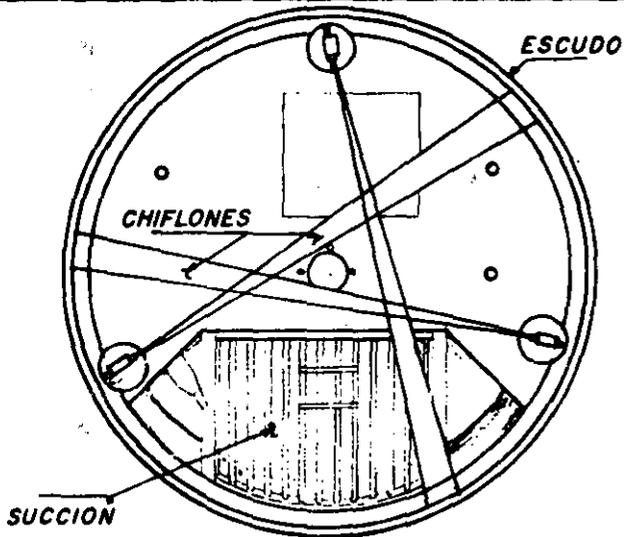


Fig.125 CHIFLONES

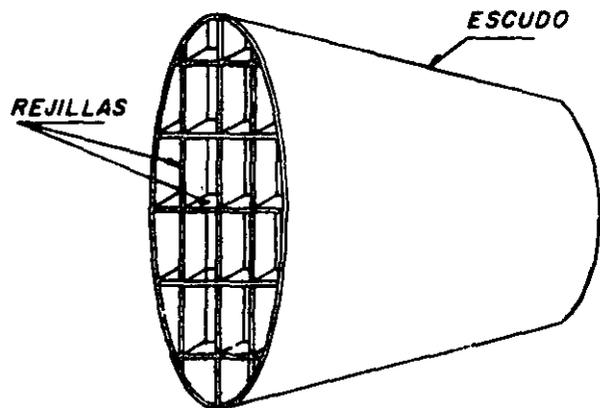


Fig.126 REJILLAS FRONTALES

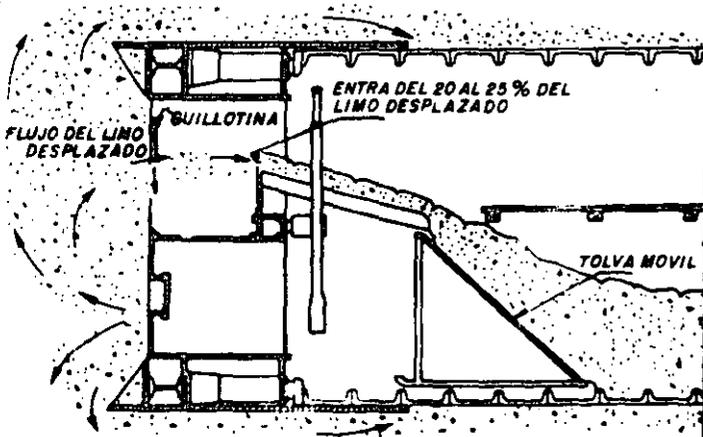


Fig.127 GUILLOTINAS

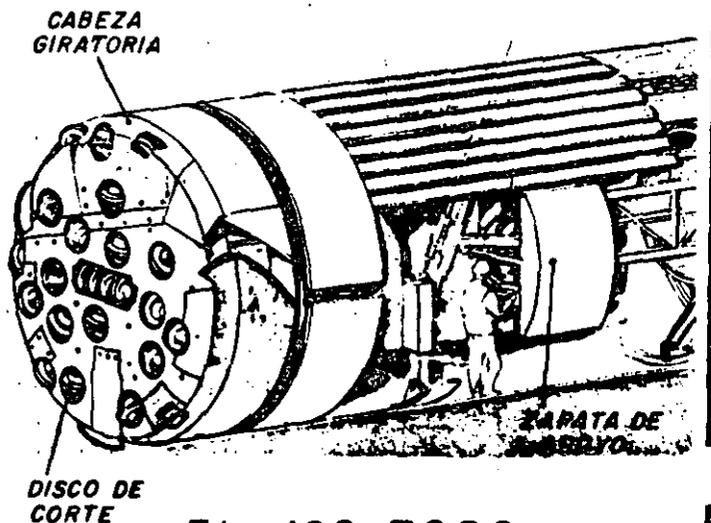
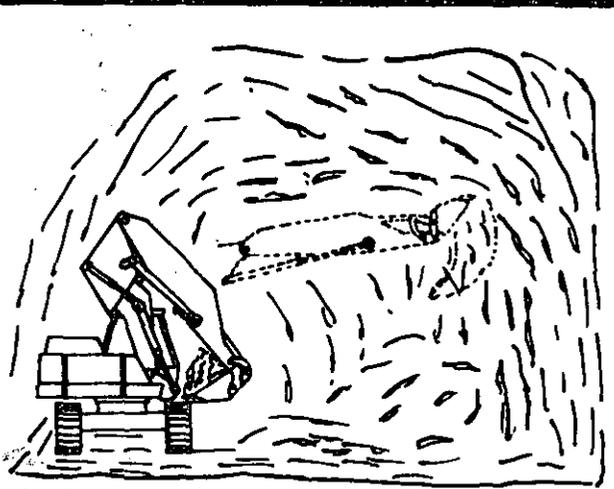


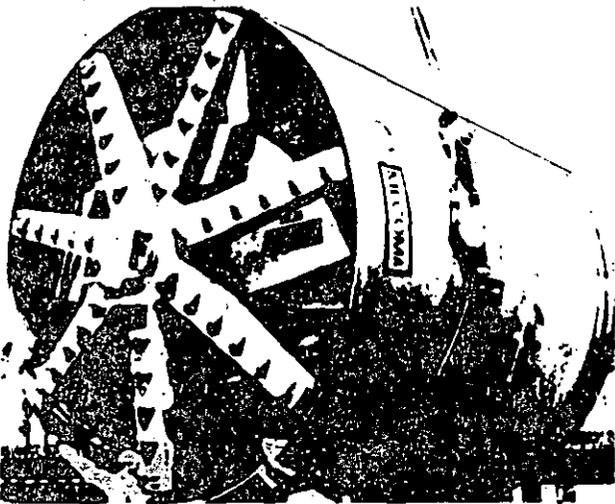
Fig.128 TOPO



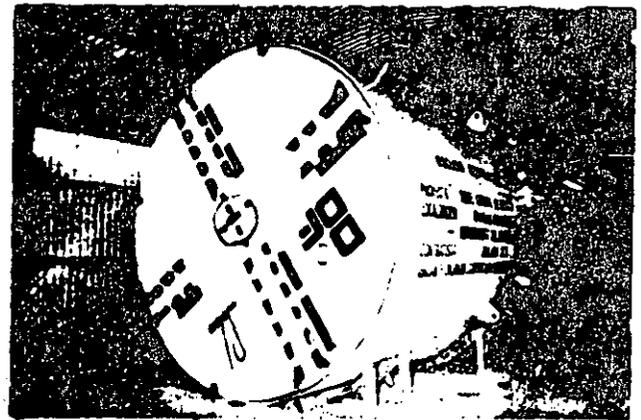
**Fig.129 FRESADORA**



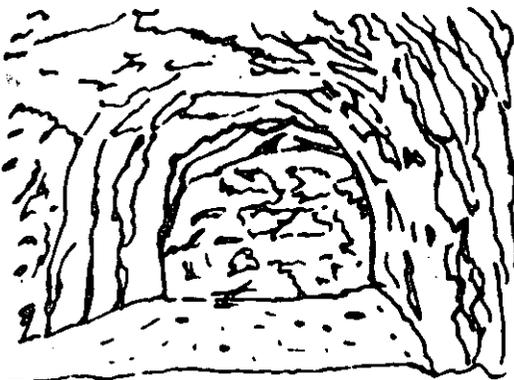
**Fig.130 BRAZO EXCAVADOR**



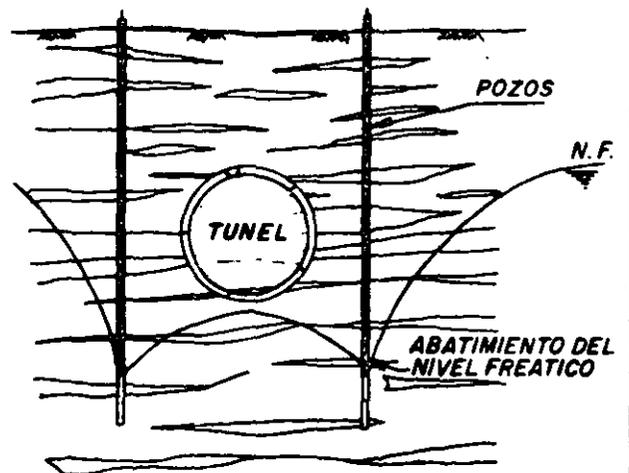
**Fig.131 ESTRELLA CORTADORA**



**Fig.132 DISCO CORTADOR**



**Fig.133 FRENTE ESTABLE**



**Fig.134 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO**

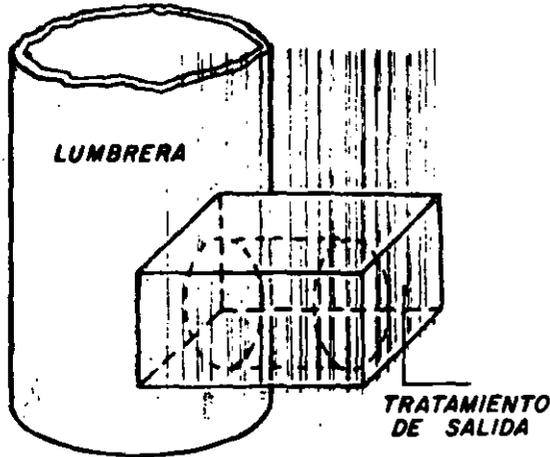


Fig. 135 INYECCION

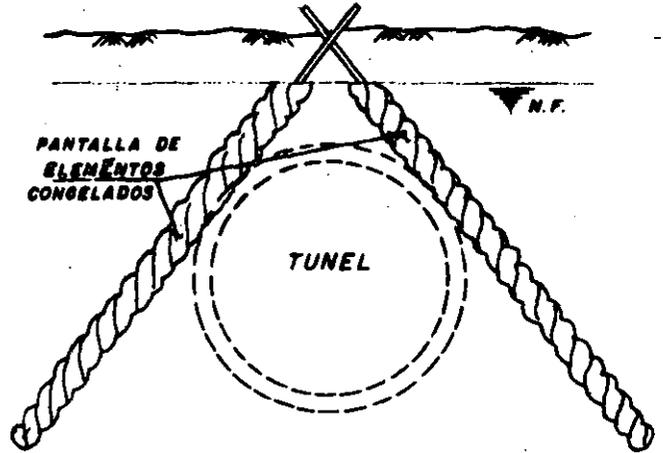


Fig. 136 CONGELACION

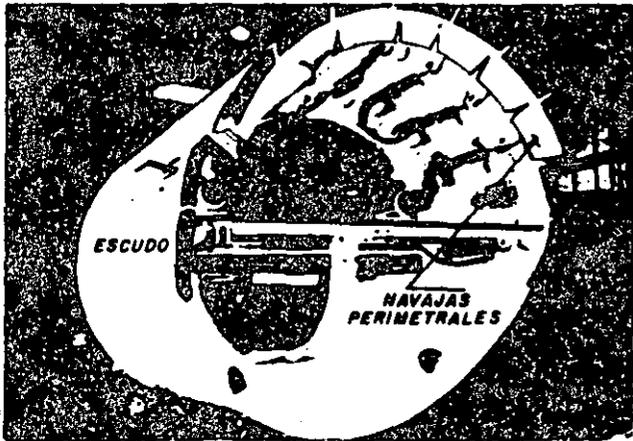


Fig. 137 NAVAJAS PERIMETRALES EN CLAVE

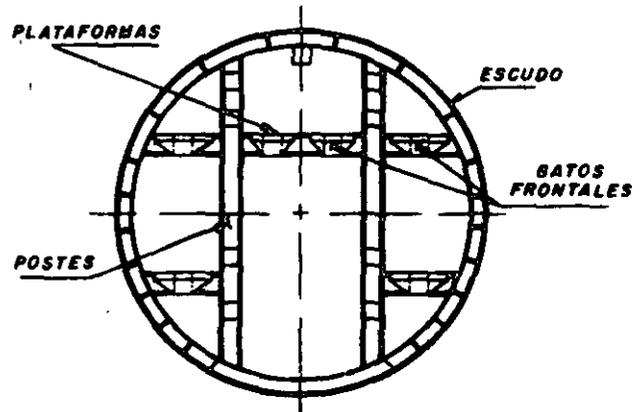


Fig. 138 GATOS FRONTALES

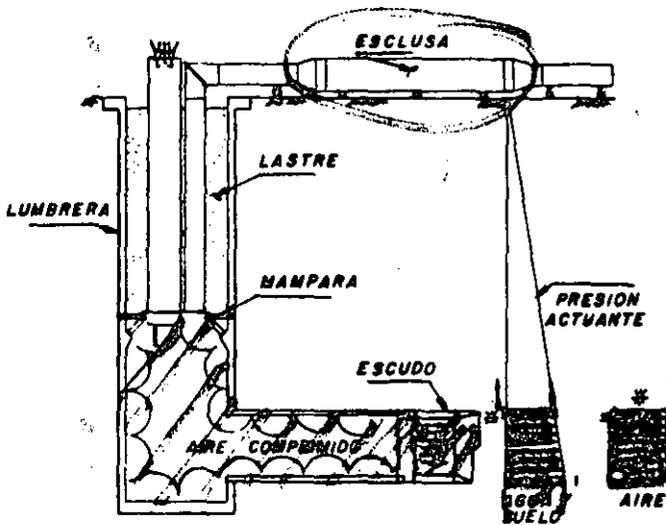


Fig. 139 AIRE COMPRIMIDO

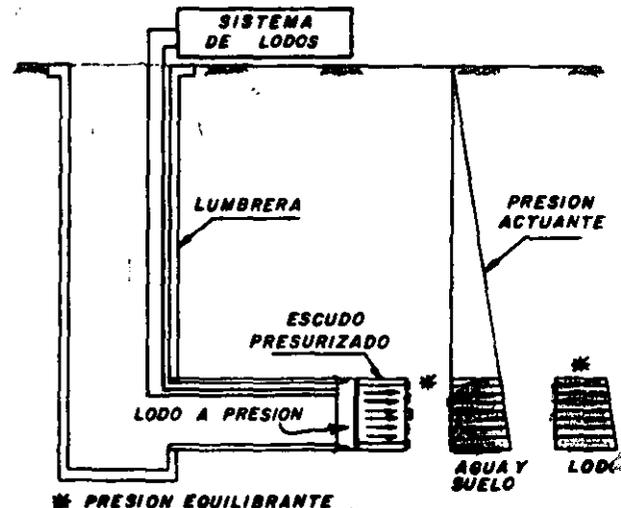
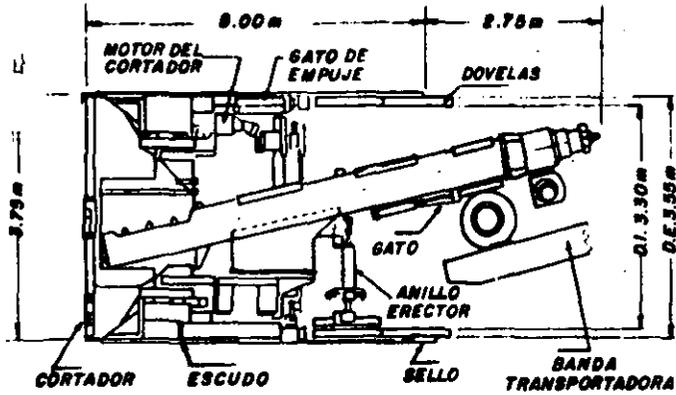


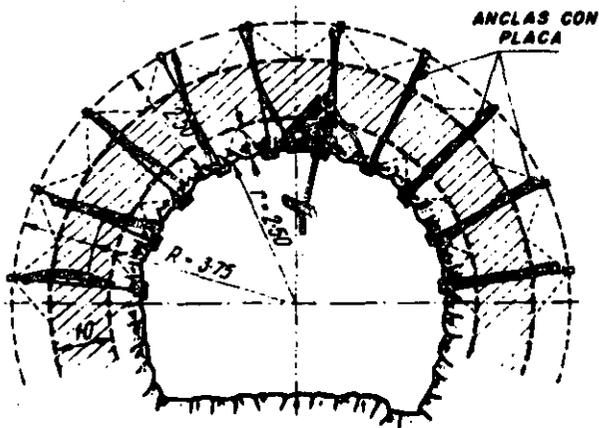
Fig. 140 LODO A PRESION



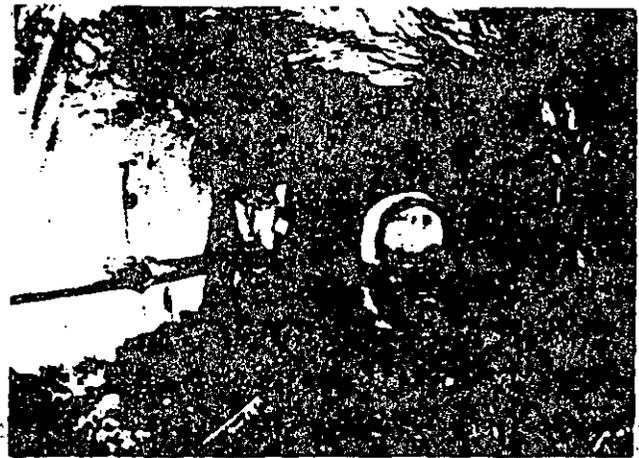
**Fig.141 PRESION BALANCEADA DE TIERRA**



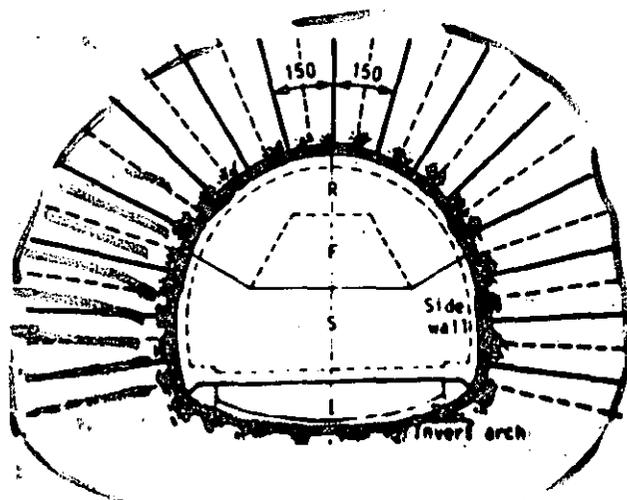
**Fig.142 PAREDES ESTABLES**



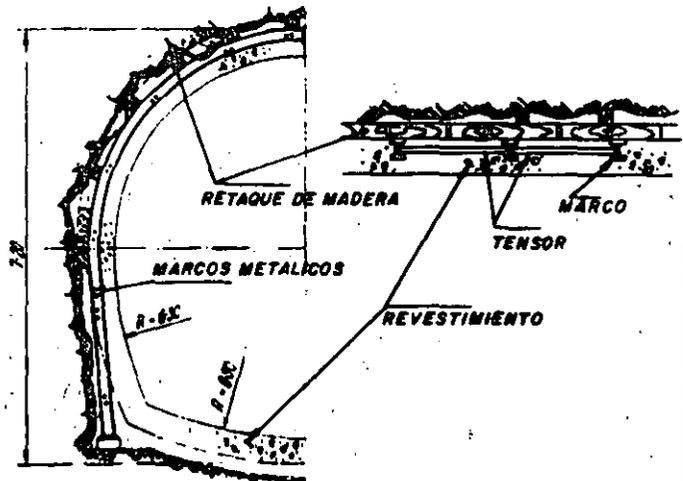
**Fig.143 ANCLAS**



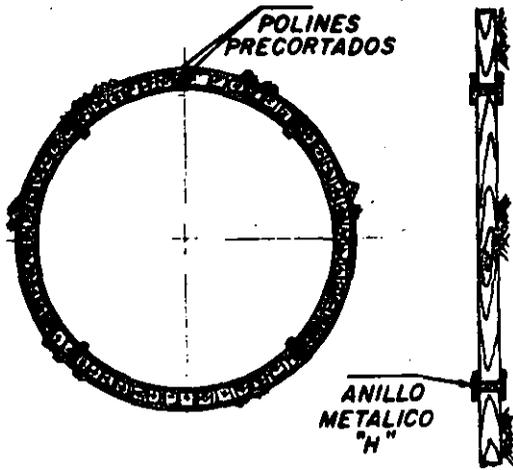
**Fig.144 CONCRETO LANZADO**



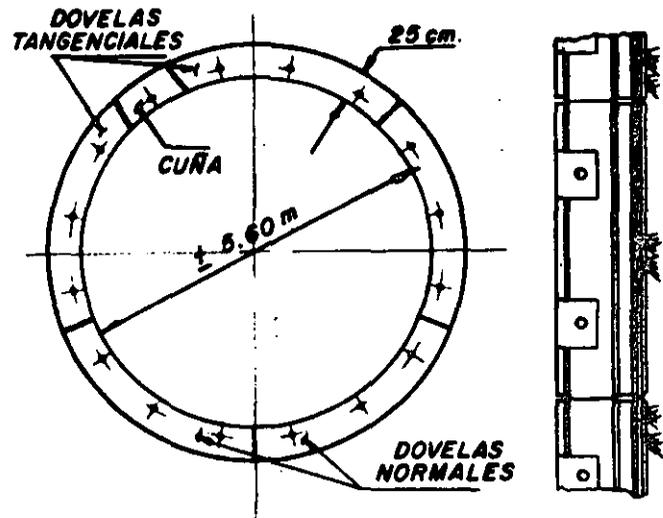
**Fig.145 CONCRETO LANZADO Y ANCLAS**



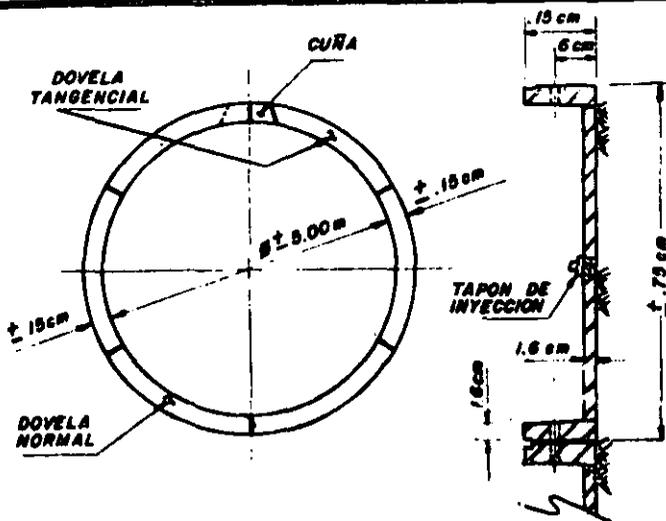
**Fig.146 MARCOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA**



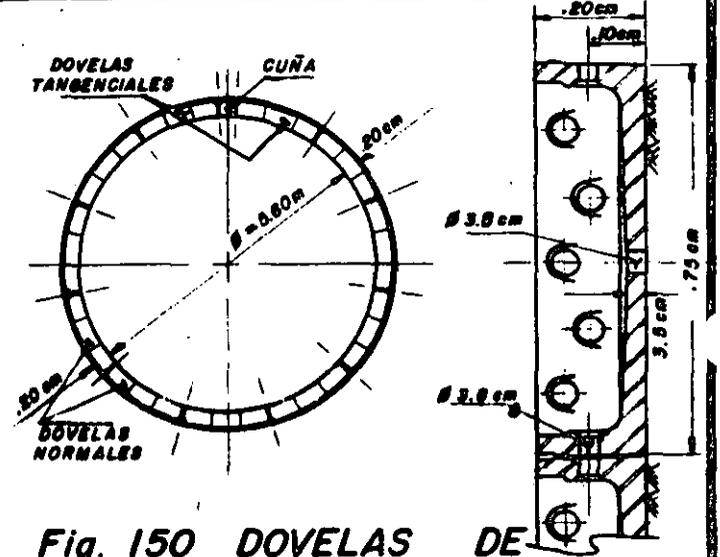
**Fig.147 ANILLOS METALICOS Y MADERA RECORTADA**



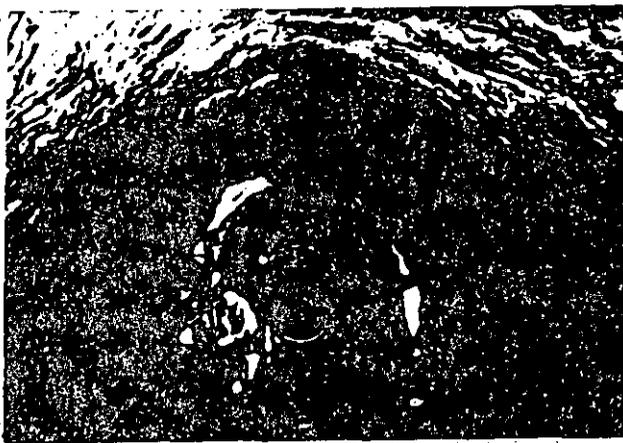
**Fig.148 DOVELAS DE CONCRETO**



**Fig.149 DOVELAS DE PLACAS DE ACERO**



**Fig. 150 DOVELAS DE FIERRO FUNDIDO**



**Fig.151 SIN REVESTIMIENTO**



**Fig.152 ANCLAS**



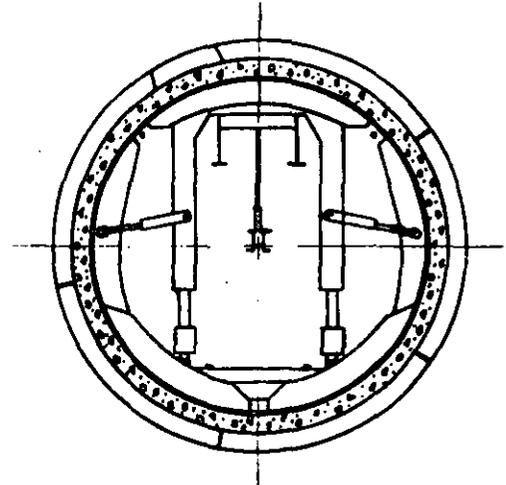
*Fig.153 CONCRETO LANZADO*



*Fig.154 ANCLAS Y  
CONCRETO LANZADO*



*Fig.155 DOVELAS DE CONCRETO*



*Fig.156 CONCRETO CON CIMBRA*



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

**CURSOS ABIERTOS**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO:**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

**13 AL 17 DE OCTUBRE DE 1992**

**ESTABILIDAD DE TUNELES  
ESCAVADOS EN SUELOS**

**ING: ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ**

## CONTENIDO

Pág.

1.	RESUMEN.	4.89
	CAPITULO 1.	
2.	ESTABILIDAD EN EL FRENTE.	4.90
	2.1 <i>Deformaciones que ocurren durante la falla.</i>	
	2.2 <i>Mecanismo simplificado.</i>	
	2.3 <i>Factor de seguridad contra falla del frente.</i>	
3.	APLICACION A CASOS PARTICULARES.	4.98
	3.1 <i>Túnel en arcilla, caso general.</i>	
	3.2 <i>Túnel circular en arcilla.</i>	
	3.3 <i>Factor de seguridad admisible.</i>	
	3.4 <i>Procedimiento de construcción.</i>	
	3.4.1 <i>Concreto lanzado.</i>	
	3.4.2 <i>Túneles en escudo.</i>	
	3.5 <i>Túneles en suelos cohesivo-friccionalantes.</i>	
	3.5.1 <i>Caso elástico.</i>	
	3.5.2 <i>Caso elasto-plástico.</i>	
	3.5.3 <i>Ademe de concreto lanzado.</i>	
	3.6 <i>Suelos frágiles.</i>	
	3.7 <i>Túneles bajo el nivel freático.</i>	
	3.7.1 <i>Arcillas.</i>	
	3.7.2 <i>Suelos granulares sin cohesión.</i>	
	3.8 <i>Suelos estratificados.</i>	
	3.8.1 <i>Caso I.</i>	
	3.8.2 <i>Caso II.</i>	
4.	BASES TEORICAS.	4.130
	4.1 <i>Distribución de esfuerzos sobre la clave del túnel.</i>	
	4.2 <i>Equilibrio del prisma.</i>	

- 4.3 *Caso elástico.*
- 4.4 *Caso elasto-plástico.*
  - 4.4.1 *Suelo cohesivo puro.*
  - 4.4.2 *Suelo cohesivo-friccionante.*
- 4.5 *Construcción del diagrama de resistencia al corte.*
- 4.6 *Prisma de base rectangular.*

## 5. CONCLUSION.

## 1. RESUMEN

Durante la construcción de túneles en suelos las mayores dificultades y las más frecuentes se presentan al hacer la excavación. La falla o "caído" del frente acarrea siempre grandes molestias; en el mejor de los casos implica retraso en el avance de la construcción y costos adicionales para recuperar el frente caído; pero en ocasiones, no poco frecuentes, involucra la pérdida de equipo y de vidas humanas. De aquí la importancia que tiene para el ingeniero conocer los factores que influyen en la estabilidad de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, en el momento en que se hace avanzar la excavación.

Para llegar a un método simple de análisis de la estabilidad del frente de un túnel se parte, en el presente trabajo, del estudio de la forma como se produce la falla, basándose en la observación de fallas ocurridas tanto en la práctica de la construcción como en modelos de laboratorio; de aquí se deduce un mecanismo de falla simplificado que permite comprender y evaluar los distintos elementos que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo bajo los esfuerzos inducidos en ella al retirar el material que antes ocupaba la cavidad que deja la excavación. El análisis del equilibrio de este mecanismo permite establecer una fórmula para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente. En seguida se aplica esta fórmula al caso más simple que es el de un túnel excavado en arcilla saturada, en el que la resistencia al corte puede considerarse razonablemente constante. Al comparar los resultados de la fórmula con los obtenidos por varios investigadores mediante modelos experimentales se observa una feliz coincidencia.

Al aplicar la fórmula de la estabilidad al caso más general de suelos cohesivos-friccionantes, en los que la resistencia al corte es una función del esfuerzo normal a la superficie de falla, se hace indispensable conocer la distribución de este esfuerzo, lo que se resuelve aquí mediante una combinación de la teoría de la elasticidad y una solución modificada de la teoría del arco; el desarrollo teórico correspondiente se encuentra en el segundo capítulo de este escrito, con el fin de no distraer la atención del lector de la discusión relativa a la aplicación de la fórmula, contenida en el primer capítulo.

Además de permitir el cálculo del factor de seguridad, la fórmula propuesta pone de manifiesto la importancia relativa de los diversos factores de la estabilidad.

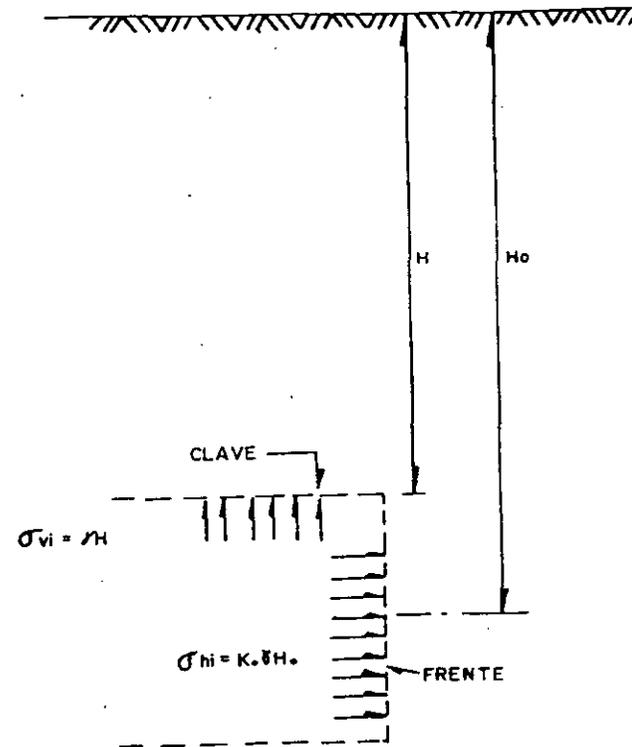
como son: la profundidad de la clave del túnel, el ancho y la altura de la sección excavada, la longitud del avance sin apoyo temporal, el peso volumétrico y la resistencia al corte del suelo. Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que les permite tomar decisiones mejor fundadas relativas al diseño del túnel y al procedimiento de construcción más conveniente, dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

## CAPITULO I

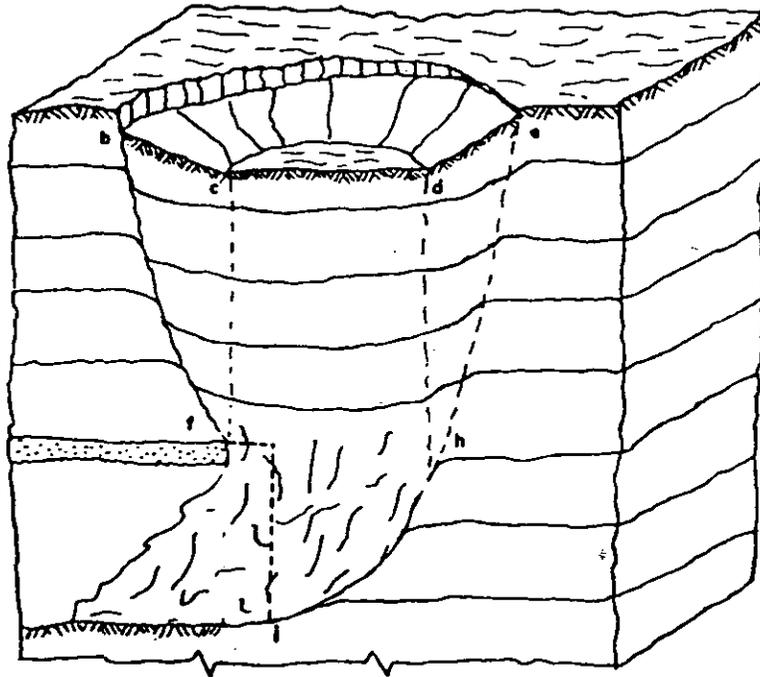
### 2. ESTABILIDAD DEL FRENTE.

#### 2.1 Deformaciones que ocurren durante la falla.

Para sencillez de la explicación considérese que se pretende excavar un túnel en una masa de suelo homogéneo que se encuentra arriba del nivel freático. Antes de la excavación existe en el suelo un cierto estado de equilibrio. Sobre el plano horizontal que pasa por lo que más tarde será la clave del túnel, el esfuerzo vertical promedio inicial es  $\sigma_{vi} = \gamma H$ , como se muestra en la figura 1; en el plano vertical que será el frente, el esfuerzo horizontal promedio inicial vale  $\sigma_{hi} = K_0 \gamma H_0$ . Al llegar la excavación a este frente desaparecerán los esfuerzos iniciales, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se producirá la falla del frente, la cual puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que indica la figura 2. Este fenómeno se observa lo mismo en fallas ocurridas en túneles reales (1) que en modelos de laboratorio (2). En la masa de suelo afectada por el desplazamiento se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación: al centro un prisma cilíndrico, cdhf, en el que el suelo se desplaza verticalmente, sin deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona en la que el suelo muestra fuertes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma cilíndrico se forma otra zona, identificada con las letras fhi, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre grandes deformaciones por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.



PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES EN LA MASA DE SUELO, ANTES DE LA EXCAVACION DE UN TUNEL



FALLA DEL FRENTE DE UN TUNEL EN  
SUELO INESTABLE.

FIG 2

### 2.2 Mecanismo simplificado.

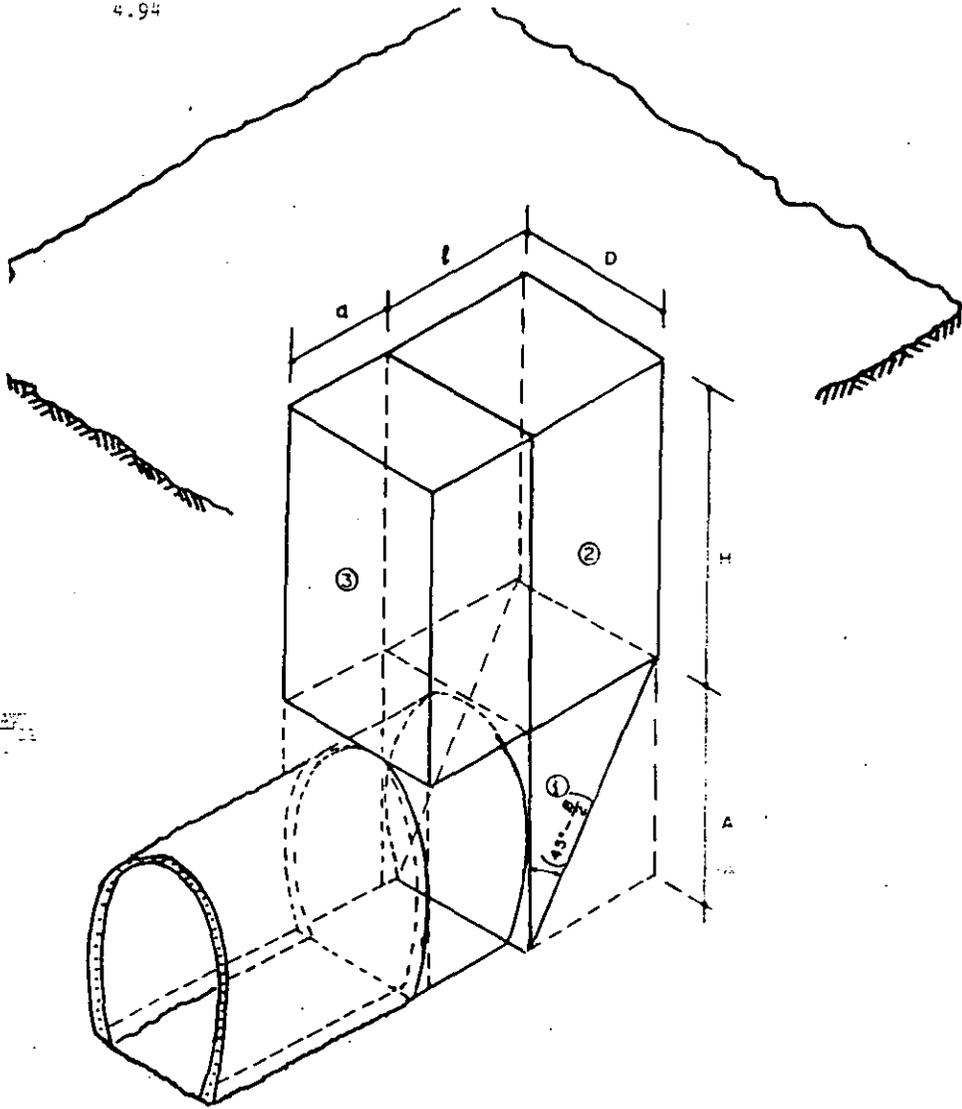
Observando estos patrones de deformación es posible analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante un mecanismo simplificado que se muestra en la figura 3, el cual está formado por tres prismas: el prisma del frente, indicado por ①, tiene la forma de una cuña de Coulomb; el prisma rectangular ② se encuentra apoyado sobre la cuña del ①; las dimensiones de su base están dadas por el ancho,  $D$ , de la sección del túnel y  $l = A \tan(45^\circ - \phi/2)$ ; en el prisma ③,  $a$ , es la longitud del avance de la excavación en la que no se tiene apoyo temporal. En el equilibrio de este mecanismo intervienen, por una parte, las fuerzas actuantes dadas por los pesos respectivos de los prismas,  $P_1$ ,  $P_2$ , y  $P_3$ , que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, y por la otra, las fuerzas resistentes derivadas de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los tres prismas. La figura 4 muestra el sistema de fuerzas, que debe estar en equilibrio, para evitar la falla del frente.

### 2.3 Factor de seguridad contra falla del frente.

Siendo éste un sistema de fuerzas paralelas no colineales, el factor de seguridad contra desplazamiento del mecanismo se expresa por la relación entre los momentos de las fuerzas resistentes,  $\sum M_r$ , y los de las fuerzas actuantes,  $\sum M_a$ , ambos referidos al eje  $o$ , en la figura 4. Las fuerzas actuantes,  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$ , son evidentes y su valor depende del volumen de los prismas respectivos y del peso volumétrico del suelo. Las fuerzas resistentes están representadas en la figura por  $Q$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y se obtienen de la siguiente manera:

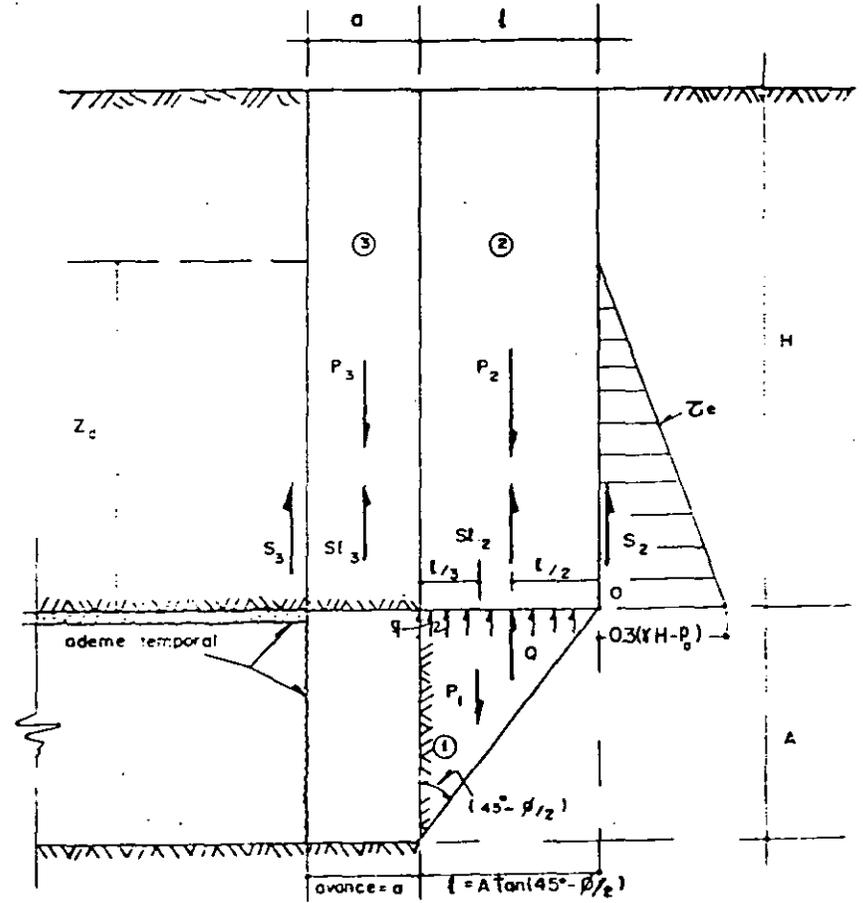
$Q$  es la máxima fuerza resistente que ofrece la cuña del frente al desplazamiento bajo la acción de su propio peso y el de los prismas  $P_2$  y  $P_3$ ; su valor se obtiene de la solución de Meyerhoff para la capacidad de carga de una zapata rectangular, dada por la expresión  $q = 3.4c \sqrt{K_q}$ ; de donde,  $Q = 3.4c l D \sqrt{K_q}$ .

- 1) A. Moreno - Soft Ground Tunneling - Editado por D. Reséndiz y M. Romo - Balkema 1981.
- 2) T. Kimura y R.J. Mair - Centrifugal Testino of Model Tunnels in Soft Clay. X Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Estocolmo, 1981



MECANISMO SIMPLIFICADO DEL EQUILIBRIO DEL FRENTE

FIG 3



SISTEMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DEL MECANISMO SIMPLIFICADO DEL FRENTE

FIG 4

Las fuerzas cortantes resistentes,  $S_2$ ,  $S_{12}$ ,  $S_{13}$  y  $S_3$  actúan en las caras perimetrales de los prismas rectangulares (2) y (3); sus valores respectivos se expresan como sigue:

$S_2 = s_{m2} Z_d D$ ; expresión en la que,  $s_{m2}$  es el valor medio de la resistencia al corte del suelo actuando en la cara del prisma (2), hasta la altura  $Z_d$ . La magnitud de  $Z_d$  está dada por la altura hasta la cual se desarrollan esfuerzos cortantes inducidos en las caras de los prismas, al eliminar las presiones iniciales,  $\sqrt{H}$  y  $\sqrt{H_1}$ , como consecuencia de la excavación (figura 1). En el capítulo II se explica que  $Z_d$  alcanza un valor máximo de  $Z_{dmax} = 1.7D$ ; lo que indica que, arriba de esta altura, los esfuerzos cortantes inducidos son de magnitud prácticamente nula. En la figura 3 se ve que  $D$  es el ancho de la sección transversal del túnel.

$S_{12} = 2s_{m2} Z_d l$ ; puesto que hay dos fuerzas resistentes iguales que actúan en las caras anterior y posterior del prisma (2).

$S_{13} = 2s_{m3} Z_d a$ ; semejantes a la anterior, actuando en las caras del prisma (3), donde la resistencia media al corte del suelo es  $s_{m3}$ .

$S_3 = s_{m3} Z_d D$ ; es la fuerza cortante resistente que actúa en la cara del prisma (3), normal al plano de la figura 4.

Las expresiones de cada una de las fuerzas del sistema y sus correspondientes momentos, respecto al eje o, se resumen a continuación:

## FUERZAS

## MOMENTOS

## Actuantes:

$$P_1 = 1/2 \gamma A l D$$

$$P_2 = \gamma l DH$$

$$P_3 = \gamma a DH$$

$$M = 1/3 \gamma AD l^2$$

$$M = 1/2 \gamma HD l^2$$

$$M = HDa (l^2/2)$$

## FUERZAS

## MOMENTOS

## Resistentes:

$$S_2 = s_{m2} Z_d D$$

$$S_{12} = 2s_{m2} Z_d l$$

$$S_{13} = 2s_{m3} Z_d a$$

$$S_3 = s_{m3} Z_d D$$

$$Q = 3.4c l D \sqrt{K_0}$$

$$M_{12} = 0$$

$$M_{13} = s_{m2} Z_d l^2$$

$$M_{21} = 2s_{m2} a (l + a/2) Z_d$$

$$M_{31} = s_{m3} D (l + a) Z_d$$

$$M_o = 1.7c l^2 D \sqrt{K_0}$$

El factor de seguridad será entonces:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} \quad (1)$$

Substituyendo expresiones:

$$FS = \frac{s_{m2} Z_d l^2 + 2s_{m2} a (l + a/2) Z_d + s_{m3} (l + a) D Z_d + 1.7 D l^2 \sqrt{K_0}}{1/2 \gamma H D l^2 + \gamma H D a (l + a/2) + 1/3 \gamma A D l^2}$$

Haciendo  $H/A = n$  y simplificando se tiene:

$$FS = \frac{\left[ \frac{2(s_{m2} - s_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2s_{m3} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{2s_{m3}}{(1 + a/l) \sqrt{K_0}} \frac{Z_d}{A} + \frac{3.4c}{(1 + a/l) \sqrt{K_0}}}{\gamma H \left[ 1 + \frac{2}{3n(1 + a/l)^2} \right]} \quad (2)$$

En esta fórmula general de la estabilidad del frente se puede ver que el factor de seguridad contra falla del frente es una función de los siguientes factores: por una parte, las dimensiones del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y altura de la sección excavada y la longitud de avance de la excavación sin abayo temporal; por otra, de las propiedades mecánicas del suelo que se encuentra atrás del frente y sobre la clave del túnel, dadas por el peso volumétrico y la resistencia al esfuerzo cortante.

### 3. APLICACION A CASOS PARTICULARES.

Es de interés práctico examinar la aplicación de la fórmula (2) a casos particulares. Uno de los más estudiados es el de túneles en arcillas blandas, por lo que es ilustrativo comparar los resultados de la aplicación de la fórmula con los obtenidos experimentalmente en modelos a escala sometidos a la acción de fuerza centrífuga, descritos en la referencia(2).

#### 3.1 Túnel en arcilla, caso general.

La resistencia al corte de una arcilla blanda, saturada, sometida a esfuerzos de corta duración, se determina en el laboratorio por la prueba triaxial no drenada (UU), de la que se obtiene una envolvente de falla horizontal, indicando una resistencia al corte de la forma  $s = c$ ; es decir que,  $s$ , es constante e independiente de la presión normal,  $\sqrt{p_n}$ , al plano de corte. Aunque en una masa natural de arcilla blanda, normalmente consolidada, su resistencia al corte varía con la profundidad, es generalmente aceptable considerarla constante e igual al valor promedio, desde la base del túnel hasta la altura  $Z_d$  sobre la clave. Haciendo intervenir esta consideración en la fórmula (2) se tiene:  $s = c$  y  $\phi = 0$ ; de aquí se deduce que:  $s_{m2} = s_{m3} = c$ ;  $K_3 = 1$ , y  $l = A$ ; substituyendo estas expresiones en (2) se tiene:

$$FS = \frac{\left[ \frac{2(c-c)}{(1+a/A)^2} + 2c \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{2c}{(1+a/A)} \frac{Z_d}{A} + \frac{3.4c}{(1+a/A)^2}}{\gamma H \left[ 1 + \frac{2}{3n(1+a/A)^2} \right]}$$

Simplificando se llega a:

$$FS = \frac{2c \left[ 1 + \frac{1}{(1+a/A)} \frac{D}{A} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4c}{(1+a/A)^2}}{\gamma H \left[ 1 + \frac{2}{3n(1+a/A)^2} \right]} \quad (3)$$

Reordenando términos se tiene:

$$FS = \frac{2 \left[ 1 + \frac{1}{(1+a/A)} \frac{D}{A} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4}{(1+a/A)^2}}{1 + \frac{2}{3n(1+a/A)^2}} \frac{c}{\gamma H} \quad (4)$$

Representando por  $N_c$  el primer cociente de la expresión anterior se puede escribir:

$$N_c = \frac{2 \left[ 1 + \frac{1}{(1+a/A)} \frac{D}{A} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4}{(1+a/A)^2}}{1 + \frac{2}{3n(1+a/A)^2}} \quad (5)$$

De donde la fórmula (4) adquiere la forma:

$$FS = N_c \frac{c}{\gamma H} \quad (6)$$

Esta ecuación tiene la misma forma que la fórmula de origen empírico-experimental que actualmente se emplea para expresar la estabilidad del frente de los túneles excavados en arcilla blanda. En la expresión (6) se puede ver que el factor  $N_c$ , conocido en la literatura geotécnica como el "factor de estabilidad", resulta ser solamente una función de la geometría del túnel.

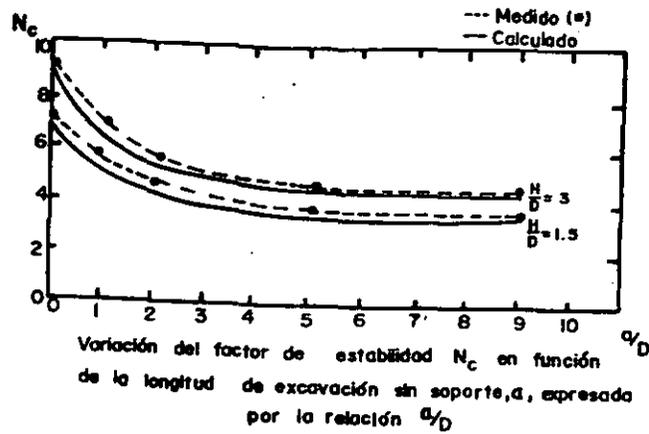
#### 3.2 Túnel circular, en arcilla.

Considerando ahora el caso de un túnel de sección circular excavado en arcilla, en el que la altura  $A$  es igual al diámetro,  $A = D$ , la ecuación (5) queda:

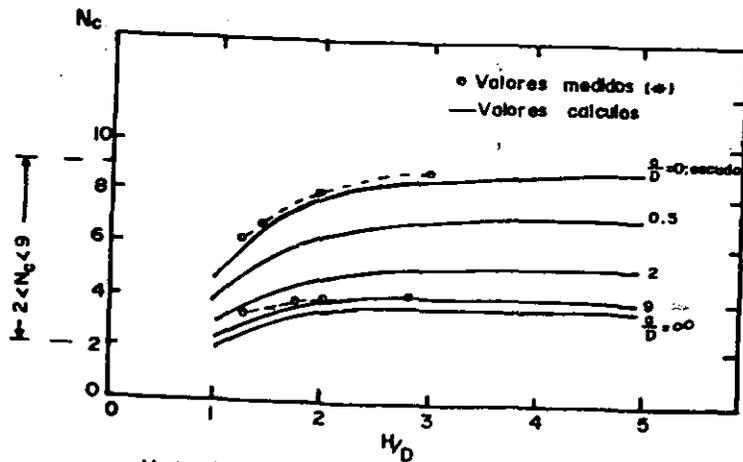
$$N_c = \frac{2 \left[ 1 + \frac{1}{1+a/D} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4}{(1+a/D)^2}}{1 + \frac{2}{3H/D(1+a/D)^2}} \quad (7)$$

Asignando valores arbitrarios a las relaciones  $H/D$  y  $a/D$ , en la fórmula anterior y representando gráficamente los valores calculados de  $N_c$ , se obtienen las curvas de la figura 5. En el cálculo de  $N_c$  debe tenerse en cuenta que, para valores de  $H/D$  iguales o mayores de 1.7, la relación  $Z_d/D$  es constante e igual a 1.7; mientras que, para  $H/D$  menor de 1.7,  $Z_d = H$ .

En la figura 5 se presentan los valores calculados para  $N_c$ , mediante curvas dibujadas en línea continua; mientras que, en línea punteada, aparecen los valores experimentales obtenidos por Kimura y Mai(2) mediante modelos a escala.



(\*) Kimura y Matz



VARIACION DEL FACTOR DE ESTABILIDAD  $N_c$

Puede observarse que, en general, ambos valores son muy semejantes, aunque los calculados resultan ligeramente menores que los experimentales, con diferencias no mayores de 10%.

Observando detenidamente las gráficas de la figura 5 pueden establecerse varias conclusiones de carácter práctico.

- Para cualquier valor de la relación  $H/D$  el valor máximo del factor de estabilidad del frente,  $N_c$ , se obtiene cuando la relación  $a/D=0$ . Esto último implica que,  $a=0$ ; condición que corresponde a un túnel excavado con el auxilio de un escudo.
- Para cualquier valor dado de la relación  $H/D$ , el factor de estabilidad disminuye al aumentar la relación  $a/D$ , haciéndose prácticamente constante a partir de  $a/D=3$ ; en esta condición se observa que  $N_c$  disminuye hasta, aproximadamente, la mitad de su valor máximo que alcanza cuando  $a=0$ .
- Para cualquier valor de la relación  $a/D$ ,  $N_c$  aumenta con la profundidad a la clave del túnel, hasta alcanzar un valor prácticamente constante a partir de la relación  $H/D=3$ . Por este motivo se llama "túnel profundo" cuando  $H/D \geq 3$ .
- Finalmente, se observa que  $N_c$  varía desde un valor de 2, para un túnel somero, en el que  $H/D=1$  y no tiene ademe para apoyo temporal; es decir,  $a/D=\infty$ ; hasta 9, para un túnel profundo excavado con escudo, en el que  $H/D \geq 3$  y  $a/D=0$ .

### 3.3 Factor de seguridad admisible.

En el capítulo II se explica en detalle que, cuando se excava un túnel en un suelo cuyo comportamiento es elasto-plástico, un factor de seguridad igual o mayor que 2, calculado según la fórmula general (2) o cualquiera de sus simplificaciones para casos particulares, implica que, en cualquier punto de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, el material se encuentra dentro del rango elástico. En esta condición, las deformaciones elásticas son relativamente pequeñas y los asentamientos inducidos en la superficie del terreno por la ex-

cavación del frente son también de pequeña magnitud. A medida que el factor de seguridad disminuye de este valor se van generando deformaciones plásticas alrededor del frente y la clave del túnel, por lo que los asentamientos de la superficie van siendo mayores. Valores de 1.5 para FS son admisibles en la práctica de la construcción, siempre que en la superficie no se tengan estructuras o instalaciones de servicio público importantes que puedan sufrir daños graves por asentamiento diferencial. En zonas donde la superficie esta libre puede aceptarse un FS hasta de 1.3; lo que significa una mayor plastificación del suelo circundante al túnel y, consecuentemente, mayores asentamientos de la superficie del terreno. Finalmente, un factor de seguridad de 1,0 menor, implica el colapso del frente.

### 3.4 Procedimiento de construcción.

Apoyándose en la fórmula (4), el Diseñador y el Constructor pueden tomar decisiones bien fundadas sobre el procedimiento más conveniente a seguir en la excavación y protección del frente de un túnel en arcilla. Determinando mediante métodos confiables las propiedades mecánicas de los suelos involucrados y escogiendo, con buen criterio, el factor de seguridad admisible, es posible planear un proceso de construcción eficiente, seguro y económico.

Los procedimientos más desarrollados y confiables en la actualidad para excavar túneles en suelos son, sin duda, el ademe temporal de concreto lanzado, o el uso de un escudo en sus diversas variantes. Cada uno de estos procedimientos tiene su rango de aplicabilidad; preferiéndose el concreto lanzado en arcillas de resistencia media a alta; mientras que, el escudo es indispensable en arcillas de baja resistencia al corte. Es evidente que puede existir una banda de traslape de ambos métodos.

#### 3.4.1 Concreto lanzado.

Conocido también como "Método Austriaco", el procedimiento consiste en hacer avanzar el frente del túnel una cierta distancia, excavando el suelo con equipo manual, o con máquina excavadora, si el espacio lo permite; la excavación se interrumpe para colocar un ademe temporal formado por concreto lanzado, con un refuerzo mínimo de malla de acero para reducir el fisuramiento por contracción de fraguado. Una vez terminada la colocación del ademe se repite el ciclo de

excavación-lanzado. En este procedimiento el ingeniero debe tomar varias decisiones básicas para planear su ejecución:

- Determinar la longitud del avance de excavación, sin apoyo temporal.
- Decidir si el frente se excava a sección completa o en partes.
- Determinar el espesor del recubrimiento de concreto lanzado.
- Decidir si el ademe puede quedar abierto en el invert o es necesario cerrarlo.

Los puntos a) y b) se relacionan directamente a través de la fórmula (4) y las curvas de la figura 5.

El avance de la excavación se determina por tanteos, a partir de la geometría de la sección del túnel dada por H, D y A; la resistencia al corte de la arcilla,  $c$ , su peso volumétrico,  $\gamma$ , y la elección de un factor de seguridad admisible, según los criterios del párrafo 3.3. Estos factores llevarán a un valor " $a_m$ " que satisface los requisitos mínimos de seguridad. El avance de la excavación no debe ser mayor de  $1/2 a_m$ , para tomar en cuenta el tiempo de fraguado y endurecimiento del concreto lanzado.

En condiciones normales, este avance debe ser posible excavando el frente a sección completa. Sin embargo, pueden existir tramos del túnel que, por tener suelos de menor resistencia, o secciones con mayores dimensiones, requieran que la excavación se haga por partes. Una solución frecuente es el "ataque a media sección", excavando y ademando, primero, la mitad superior de la sección y, posteriormente, la mitad inferior. De esta manera, la altura de la sección excavada se reduce a  $A/2$ , valor que substituído en la fórmula (4) incrementa el factor de seguridad.

Cuando se emplea ademe temporal de concreto lanzado, la sección del túnel debe escogerse con una forma tan cercana al círculo como sea posible, con el fin de obtener las mejores condiciones de trabajo del concreto en compresión. De esta manera, el ademe temporal puede diseñarse como un cilindro, si el invert es ce-

rrado, o como bóveda cilíndrica si es abierto. La presión de diseño para el ademe,  $p_a$ , puede estimarse con el auxilio de la fórmula (4), introduciendo algunas simplificaciones. Teniendo en cuenta que el ademe es un cilindro o bóveda de gran longitud, la relación  $a/D$  se considera infinita; la relación  $D/A$  es aproximadamente igual a la unidad. Substituyendo en (4) se tiene:

$$FS = \frac{2 \left[ 1 + \frac{1}{\infty} \right] \frac{Z_d + 3.4}{D}}{1 + \frac{2}{3\infty}} \frac{c}{\gamma H} = \frac{2c \frac{Z_d}{D}}{H}$$

$$FS = \frac{2c \frac{Z_d}{D}}{\gamma H} \quad (8)$$

Este sería el caso de un túnel de longitud infinita, sin apoyo temporal.

Haciendo intervenir la presión,  $p_a$ , ejercida por el ademe contra el suelo, la ecuación anterior queda:

$$FS = \frac{2c \frac{Z_d}{D}}{\gamma H - p_a}; \text{ de donde: } p_a = \gamma H - \frac{2c}{FS} \frac{Z_d}{D} \quad (9)$$

Para minimizar los asentamientos superficiales es necesario mantener en la masa de suelo un estado de deformación elástica, lo cual requiere que  $FS$  sea, por lo menos, de 2. Entonces de la ecuación (9),

$$p_a = \gamma H - \frac{c Z_d}{D} \quad (10)$$

El espesor del ademe será  $e$ : de un cilindro de concreto simple, necesario para soportar una presión uniforme exterior igual a  $p_a$ . La resistencia en compresión del concreto,  $f'_c$ , para fines del cálculo, debe tomarse igual a la que alcanzará en el tiempo que transcurra entre el momento de su colocación y el momento en que el frente haya avanzado una distancia de 3 veces el ancho  $D$ , de la sección del túnel; que es la distancia a partir de la cual puede considerarse que el equilibrio de la masa de suelo circundante al túnel se vuelve bidimensional. El factor de carga para el diseño del ademe debe ser el correspondiente a una estructura de tipo permanente.

La decisión de si el invert debe ser cerrado o abierto es una cuestión que depende de la capacidad de carga que el suelo pueda ofrecer a las zapatas en que descansa la bóveda cilíndrica que ilustra la figura 6(a). Si la capacidad de carga,  $Q_d$ , es insuficiente para soportar la reacción requerida para equilibrio de la bóveda, con un factor de seguridad mínimo de 1.5, será necesario cerrar el invert. Para este fin se puede completar el cilindro como muestra la figura 6(b) o, emplear un invert de curvatura variable, como se muestra en la figura 6(c). La sección abierta puede usarse, generalmente, en arcillas de consistencia dura, mientras que la cerrada es aconsejable en arcillas de consistencia media.

#### 3.4.2 Túneles con escudo.

Cuando no es posible alcanzar el factor de seguridad mínimo requerido, al hacer avanzar la excavación en un tramo sin apoyo en la clave, como sucede cuando se usa concreto lanzado, se recurre al empleo de un escudo, con el cual la longitud sin apoyo es nula y la relación  $a/D = 0$ ; obteniéndose así el máximo valor posible de  $N_c$ , de acuerdo con la ecuación (7), en la que, al substituir  $a/D = 0$ , se tiene:

$$N_c = \frac{2 \left[ 1 + \frac{1}{1+0} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4}{1+0}}{1 + \frac{2}{3H/D(1+0)}} \quad (11)$$

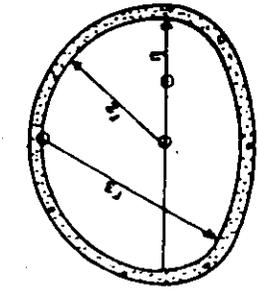
$$N_c = \frac{4 \frac{Z_d}{D} + 3.4}{1 + \frac{2D}{3H}}$$

Esta ecuación aparece graficada en la figura 5. El factor de seguridad para un escudo de frente abierto se expresa entonces por:

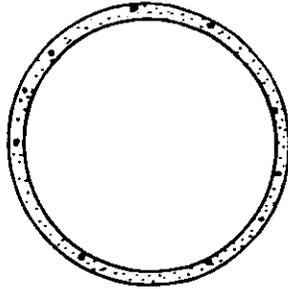
$$FS = \frac{c N_c}{\gamma H} \quad (12)$$

Si el factor de seguridad resulta menor que el valor admisible elegido, se hace necesario aumentarlo aplicando al frente una presión interior  $p_i$ ; en cuyo caso la fórmula (12) tiene la siguiente forma:

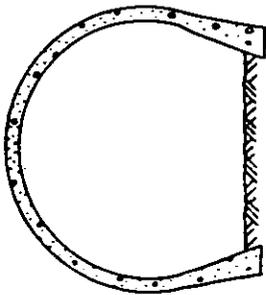
$$FS = \frac{c N_c}{\gamma H - p_i} \quad (13)$$



(c) radio variable



(b) cilíndrico



(a) abierta

**FORMAS MAS COMUNES DE LA SECCION DEL TUNEL CON  
ADEME DE CONCRETO LANZADO.**

Fórmula que permite determinar la magnitud de la presión interior necesaria para alcanzar el valor deseado de FS.

La presión interior puede ser aplicada por varios métodos:

- a) Un ademe, formado por tableros de acero o madera, accionados por gatos hidráulicos que se apoyan contra el propio escudo y pueden ser retirados, uno a uno, para hacer excavaciones parciales del frente, volviendo a colocar el tablero después de excavar su área correspondiente y aplicando la presión nuevamente; de esta manera, se reducen las dimensiones del área excavada y se aumenta el factor de seguridad del frente. El escudo se hace avanzar con sus gatos de empuje, mientras el frente se mantiene totalmente soportado por los tableros del ademe, cuyos gatos se van retrayendo a medida que el escudo avanza, manteniendo así la presión sobre el frente.
- b) El uso de aire comprimido, a presión  $p_i$ . Con esta solución el frente del escudo permanece abierto y la excavación se hace a mano, o con un brazo cortador instalado en el frente del escudo. La presión  $p_i$  actúa también, radialmente, sobre el suelo detrás del escudo; lo que facilita la operación de apoyar las dovelas contra el terreno, ya sea expandiéndolas o rellenando el espacio anular con mortero o gravilla inyectados. Esta operación reduce la magnitud del asentamiento debido a flujo radial del suelo contra el ademe.
- c) Una alternativa al aire comprimido es la aplicación de la presión mediante una cámara frontal del escudo, la cual se mantiene llena de lodo bentonítico, a la presión especificada; el lodo se mantiene en contacto con el suelo del frente, mientras que un juego de brazos cortadores excavan el material y el escudo avanza; el producto del corte del frente se extrae por una esclusa ubicada en el fondo del escudo; dispositivos automáticos controlan la presión y el flujo del lodo. Esta es una máquina más compleja que el escudo de frente abierto y ofrece la ventaja de que el personal trabaja en un ambiente a presión atmosférica, pero no permite

aplicar la presión interior sobre el suelo detrás del escudo.

3.5 Túneles en suelos cohesivo-friccionantes.

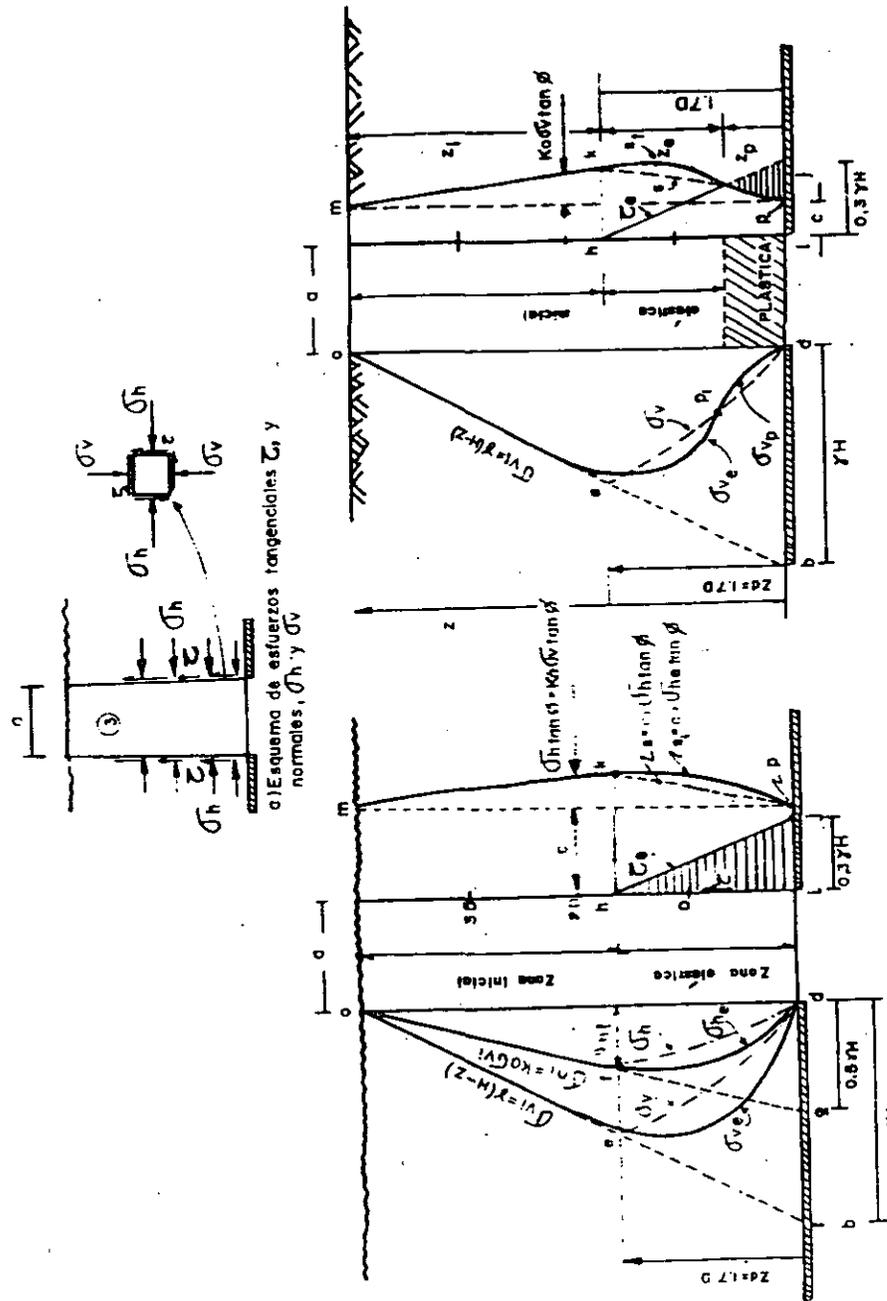
En el caso más general, la resistencia al corte de los suelos se expresa por la ley de Coulomb,  $s = c + \sigma_n \tan \phi$ , en la que  $c$  es la componente de la resistencia debida a la cohesión entre las partículas del suelo,  $\phi$  el ángulo de fricción interna y  $\sigma_n$  el esfuerzo normal al plano de corte. Los suelos cuya resistencia al corte sigue esta ley se conocen como "cohesivo-friccionantes". En la naturaleza tales suelos están formados por partículas de limos, arenas, gravas o mezclas de éstas, entre las cuales existe una cohesión que puede ser producida por cementación natural o por la tensión capilar que se genera en los meniscos de agua que se desarrollan en los contactos de las partículas granulares del suelo cuando está parcialmente saturado. En el primer caso se denomina "cohesión real" y en el segundo "cohesión aparente"; esta última varía con el grado de saturación y el tamaño de las partículas del suelo. Es obvio que ambos tipos de cohesión pueden presentarse simultáneamente, como es el caso de una toba limo-arenosa húmeda.

El análisis de la estabilidad del frente de un túnel excavado en un suelo de este tipo puede realizarse mediante la fórmula general (2), para cuya aplicación se hace necesario determinar los valores de la resistencia al corte,  $s_{m2}$  y  $s_{m3}$ , que actúan en las caras de los prismas ② y ③ de la figura 4, puesto que su valor es una función del esfuerzo normal al plano de corte, se requiere conocer la distribución de esfuerzos horizontales,  $\sigma_h$ , que actúan en dirección normal a las caras de los prismas deslizantes. La determinación de estos esfuerzos se describe con detalle en el capítulo II, del cual se derivan algunos conceptos de interés práctico que permiten resolver el problema de manera simplificada, como se explica enseguida.

Para facilitar la exposición, es conveniente considerar separadamente el equilibrio de los prismas ② y ③ de las figuras 3 y 4.

3.5.1 Caso elástico.

La figura 7 muestra la distribución de esfuerzos actuantes y resistentes que se desarrollan en las caras verticales del prisma ③.



c) Caso elasto-plástico  $c < 0.3 \gamma H$

b) Caso elástico  $c \geq 0.3 \gamma H$

ESTRÉS Y DEFORMACIONES EN LAS CARAS DEL PRISMA ③

Estos diagramas de esfuerzos se obtienen como resultado de superponer, vectorialmente, dos campos de esfuerzos; uno geostático, que representa el estado de esfuerzos iniciales verticales,  $\sigma_{vi} = \gamma(H-Z)$ , y horizontales,  $\sigma_{hi} = K_0 \sigma_{vi} = 0.5 \sigma_{vi}$ , que prevalecían en la masa de suelo en reposo, antes de excavar el túnel, y el otro, un campo de esfuerzos elásticos inducidos en el prisma de suelo como consecuencia de la eliminación de la presión vertical inicial,  $\sigma_{vi} = \gamma H$ , al excavar el frente del túnel en una distancia "a", sin apoyo. La eliminación de la presión equivale a aplicar en el plano de la base del prisma una tensión  $\tau_k = -\gamma H$ , para anular al esfuerzo  $\sigma_{vi} = \gamma H$ . El efecto de esta tensión aplicada en la base del prisma (3) se difunde en forma decreciente, hacia arriba, en la masa de suelo que se encuentra sobre la clave del túnel, disminuyendo los esfuerzos de compresión  $\sigma_{vi}$  y  $\sigma_{hi}$  y creando esfuerzos cortantes  $\tau$ . El resultado es un nuevo estado de esfuerzos,  $\sigma_{ve}$ ,  $\sigma_{he}$  y  $\tau_e$ , que actúan en las caras del prisma, como muestra esquemáticamente la figura 7a). De acuerdo con las soluciones dadas por la teoría de la elasticidad (3) según se explica en el capítulo II, el diagrama de esfuerzos geostáticos verticales  $\sigma_{vi}$ , presentado en la figura 7b) por la línea ob, se modifica según la curva oed. El diagrama de esfuerzos horizontales  $\sigma_{hi}$ , dado por la recta og; evoluciona según la gráfica ofd. El diagrama de esfuerzos cortantes,  $\tau_e$ , se representa, de una manera simplificada, por la recta hj, dando un diagrama triangular hij, cuya base vale  $\tau_{e\text{máx}} = 0.3 \gamma H$  y cuya altura es  $Z_d = 1.7D$ . Todo este desarrollo supone que la masa de suelo se encuentra en equilibrio elástico, lo que implica, necesariamente, que la resistencia cohesiva del suelo debe ser mayor que el máximo esfuerzo cortante; es decir que,  $c \geq 0.3 \gamma H$ , como se muestra por la recta mp.

A partir de los diagramas de la figura 7b, se pueden introducir algunas simplificaciones que permiten calcular, de una manera sencilla, el diagrama de resistencia al corte del suelo a lo largo de las caras del prisma. Siguiendo el análisis teórico, la resistencia al corte estaría dada por la expresión de Coulomb,  $s_t = c + \sigma_{he} \tan \phi$ , en la que  $\sigma_{he}$  es el esfuerzo horizontal obtenido con la teoría de la elasticidad, representado por la curva fd. Esta curva puede substituirse por una recta que daría valores menores del esfuerzo horizontal;

(3) E. Juárez Badillo y A. Rico - Mecánica de Suelos. México, 1967.

lo que significa que los correspondientes valores de la resistencia obtenidos al substituir  $\sigma_{he}$  por  $\sigma_h$  estarían del lado conservador; de esta manera el diagrama simplificado de la resistencia al corte sería el que muestra la recta kp, cuya expresión es  $s = c + \sigma_h \tan \phi$ . De aquí, el valor medio de la resistencia al corte, en la altura  $Z_d = 1.7D$ , será:  $s_{m3} = c + \frac{1}{2} \sigma_{hf} \tan \phi$ , donde  $\sigma_{hf}$  es el valor del esfuerzo horizontal en el punto f, del diagrama ofd. Este valor, a su vez, puede expresarse por,  $\sigma_{hf} = K \sigma_{ve}$ ; puesto que  $\sigma_{ve} = \gamma(H-Z_d)$ , y K se considera igual a 0.5, entonces:  $\sigma_{hf} = 0.5 \gamma(H-Z_d)$ . Finalmente, se tiene:

$$s_{m3} = c + 0.25 \gamma(H-Z_d) \tan \phi \quad (14)$$

Esta expresión es válida cuando  $H \geq Z_d$ , o bien, cuando  $H \geq 1.7D$ . Para valores menores de H, queda:

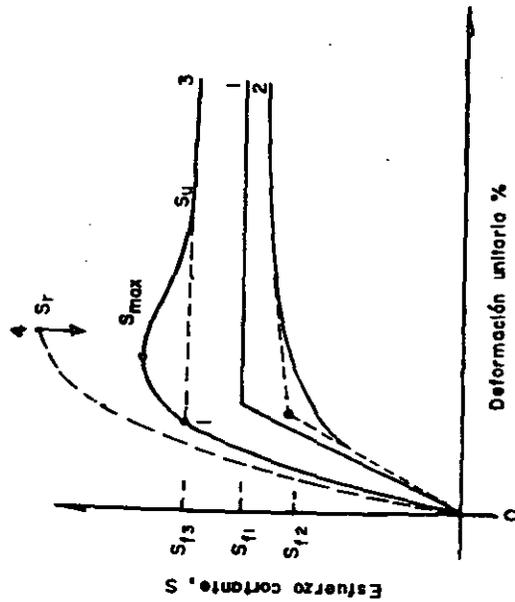
$$s_{m3} = c \quad (15)$$

Esto significa que, para túneles someros, en los que  $H < 1.7D$ , la componente friccionante,  $\sigma_h \tan \phi$ , de la resistencia al corte es prácticamente nula y la estabilidad del frente dependerá solamente de la cohesión del suelo.

Factor de seguridad del prisma.- Comparando el área de esfuerzos resistentes  $hpk$ , de la figura 7b, con el área del diagrama de esfuerzos cortantes  $\tau_e$ , dada por el triángulo hij, puede observarse que, si se cumple la condición de que  $c \geq 0.3 \gamma H$ , el área  $hpk$  será siempre mayor de 2 veces el área del triángulo hij; lo que implica que el factor de seguridad para el caso elástico será siempre mayor de 2.

### 3.5.2 Caso elasto-plástico.

Un suelo exhibe un comportamiento elasto-plástico cuando su curva esfuerzo-deformación tiene la forma semejante a la gráfica 1 de la figura 8, que corresponde a un material elasto-plástico ideal, en el que se observa un comportamiento elástico hasta un esfuerzo  $S_{pl}$ , que es el punto de fluencia plástica, a partir del cual la resistencia es constante. La curva 2 es típica de arcillas plásticas, de suelos granulares sueltos, o semicompactos, en los que su punto de fluencia puede definirse por la intersección de las dos ramas rectas de la gráfica, que definen el punto  $S_{pl}$ . La gráfica 3 corresponde a un suelo granular muy compacto, o a una arcilla dura, fuertemente preconsolidada; en ella se observa que la resistencia alcanza un valor máximo  $S_{m3}$ , para disminuir al aumentar la deformación, hasta estabilizarse en un valor final  $S_{pl}$  de-



CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION TÍPICAS DE:

- 1.-Suelo elasto-plástico ideal.
- 2.-Arcilla o suelo granular suelto o semicomacto.
- 3.-Suelo granular muy compacto.
- 4.-Suelo frágil

FIG 8

nominado resistencia última, que define al punto de fluencia, con resistencia  $S_{fs}$ . Finalmente, la curva 4 representa al material frágil, el cual no exhibe comportamiento plástico. Esta curva es propia de los suelos cementados, como las tobas.

Puede verse de la figura 8 que un buen número de tipos de suelo tienen un comportamiento que puede representarse, aproximadamente, por una gráfica de material elasto-plástico.

En el caso de un suelo cohesivo-friccionante, que muestra comportamiento elasto-plástico, cuando la cohesión,  $c$ , tiene un valor menor de  $0.3 \gamma H$ , que es el valor máximo del cortante elástico, el suelo se deforma plásticamente, desarrollándose una zona de equilibrio plástico en la base del prisma, como muestra la figura 7c). La zona plástica alcanza una altura  $Z_p$ , arriba de la cual la resistencia del suelo es mayor que los esfuerzos cortantes  $\tau_e$ , dados por el diagrama elástico. Dentro de la zona plástica la resistencia al corte,  $s_p$ , puede expresarse, simplistamente por:

$$s_p = c + K_o \bar{\sigma}_p \tan \phi \tag{16}$$

Diagrama de esfuerzos verticales.- Con estas premisas como base, el diagrama de esfuerzos verticales a lo largo de las caras del prisma (3) queda formado como se ilustra en el lado izquierdo de la figura 7c). Dentro de la zona plástica, la curva  $d\bar{p}_i$  da la variación del esfuerzo vertical  $\bar{\sigma}_p$ , obtenido de la teoría del arqueado(3), aplicada en sentido ascendente. La premisa básica de esta teoría establece que, a lo largo de las caras verticales del prisma, el suelo se encuentra en equilibrio límite, por lo cual esta teoría es aceptable solamente hasta la altura  $Z_p$ . A partir de esta altura, el suelo se encuentra en equilibrio elástico, por lo que los esfuerzos  $\bar{\sigma}_{ve}$  se pueden calcular mediante la teoría de la elasticidad; la que indica que los efectos de la descarga de la base del prisma se propagan hacia arriba, hasta ser prácticamente nulos a una altura  $Z_d = 1.7D$ . Por ello, a la zona  $Z_e$  se le denomina zona elástica. Arriba de esta zona, los esfuerzos verticales iniciales,  $\bar{\sigma}_{vi}$ , no han sido modificados, por lo que se le denomina zona de esfuerzos iniciales.

(3) J. Badillo y A. Rico

El diagrama de esfuerzos verticales así obtenido se puede simplificar, substituyendo la parte curva por la recta, de; quedando el diagrama triangular, oed. A partir de este último se obtiene el diagrama simplificado de resistencia al corte, h'pk, que se observa en el lado derecho de la figura 7c). De este diagrama se vé que el valor de la resistencia media tiene la misma expresión que para el caso elástico:

$$s_{m2} = c + 0.25 \gamma (H - Z_d) \tan \phi$$

Prisma (2).- Este prisma difiere del anterior solamente en que, en su base, existe una presión de apoyo,  $p_a$ , dada por el prisma (1) del frente del túnel. En la figura 9a) se muestra que  $p_a$  es la diferencia entre la capacidad de carga,  $q$ , del prisma (1) y la presión debida a su propio peso.

$$p_a = q - \frac{\gamma A}{2}$$

Con este valor se construye el diagrama de presiones verticales que se muestra en el lado izquierdo de la figura, cuya forma simplificada es la del polígono oedf. En el lado derecho de la figura se muestra el diagrama de resistencia simplificado, hijk, cuyo valor medio resulta:

$$s_{m2} = c + \frac{K_o \gamma (H - Z_d) + p_a}{2} \quad (20)$$

**Factor de seguridad.**- Calculando los valores de  $S_{m2}$  y  $S_{m3}$  mediante las fórmulas (14 y 20), se pueden substituir estos valores en la fórmula general de la estabilidad dada por la expresión (2). De esta manera se obtiene un factor de seguridad general, que considera la interacción de los tres prismas que forman el mecanismo de falla. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, en términos generales, si se consideran separadamente, el prisma (3) por una parte, y el conjunto de los prismas (1) y (2) por la otra, el factor de seguridad individual de cada uno de estos submecanismos es diferente, pudiendo ser más crítico el del prisma (3), que carece de apoyo en su base. El valor individual de este factor de seguridad puede obtenerse por la relación entre la fuerza resistente  $S_3$ , figura 4. Esta relación puede expresarse por:

$$FS_3 = \frac{S_3}{P_3} = \frac{s_{m2} 2(a+D) Z_d}{\gamma H a D}$$

simplificando, 
$$FS_3 = \frac{2s_{m2}}{\gamma H} \frac{Z_d}{D} \left(1 + \frac{D}{a}\right) \quad (21)$$

En esta expresión puede apreciarse que  $FS_3$  disminuye al aumentar la longitud del avance de la excavación,  $a$ , en la que no se tiene apoyo temporal. Si se acepta como valor mínimo admisible para  $FS_3 = 1.5$ , la longitud máxima del avance de la excavación,  $a_m$ , será:

$$a_m = \frac{D}{\frac{1.5 \gamma H D}{2s_{m2} Z_d} - 1} \quad (22)$$

Para un túnel profundo  $Z_d = 1.7D$ , que substituido en (22):

$$a_m = \frac{D}{\frac{1.5 \gamma H}{3.4s_{m2}} - 1} \quad (23)$$

Para un túnel somero,  $Z_d = H$ ; substituyendo en (22)

$$a_m = \frac{D}{\frac{1.5 \gamma D}{2s_{m2}} - 1} \quad (24)$$

### 3.5.3 Ademe de concreto lanzado.

Quando se emplea ademe temporal de concreto lanzado, la longitud real de cada avance debe ser  $a_p = \frac{a_m}{2}$ , con el fin de permitir el fraguado y endurecimiento del concreto, como se explicó ya en el párrafo 3.4.1.

Para determinar el espesor de la bóveda de concreto lanzado, se emplea la fórmula (21), considerando que la longitud,  $a$ , es infinita, lo que dá una expresión del factor de seguridad para el caso bidimensional, sin apoyo temporal.

$$FS_3 = \frac{2s_{m2}}{\gamma H} \frac{Z_d}{D} \quad (25)$$

Si la bóveda de concreto se diseña para soportar una presión uniforme de apoyo  $p_a$ , la ecuación (25) queda:

$$FS_b = \frac{2s_{ms}}{\gamma H - p_a} \frac{Z_d}{D} \quad (26)$$

Para mantener el estado de esfuerzos en la clave del túnel dentro del rango elástico se requiere que  $FS_b \geq 2$ ; substituyendo en (26) y despejando  $p_a$ ,

$$p_a \geq \gamma H - s_{ms} \frac{Z_d}{D} \quad (27)$$

Para túnel profundo,  $Z_d = 1.7D$ .

$$p_a \geq \gamma H - 1.7 s_{ms} \quad (28)$$

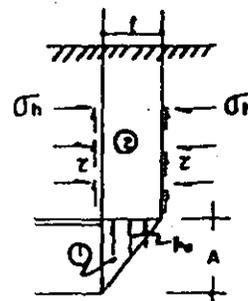
Para túnel somero  $Z_d = H$

$$p_a \geq \gamma H - s_{ms} \frac{H}{D} \quad (29)$$

El criterio para el diseño de la bóveda y su cimentación es semejante al descrito en el párrafo 3.4.1.

### 3.6 Suelos frágiles.

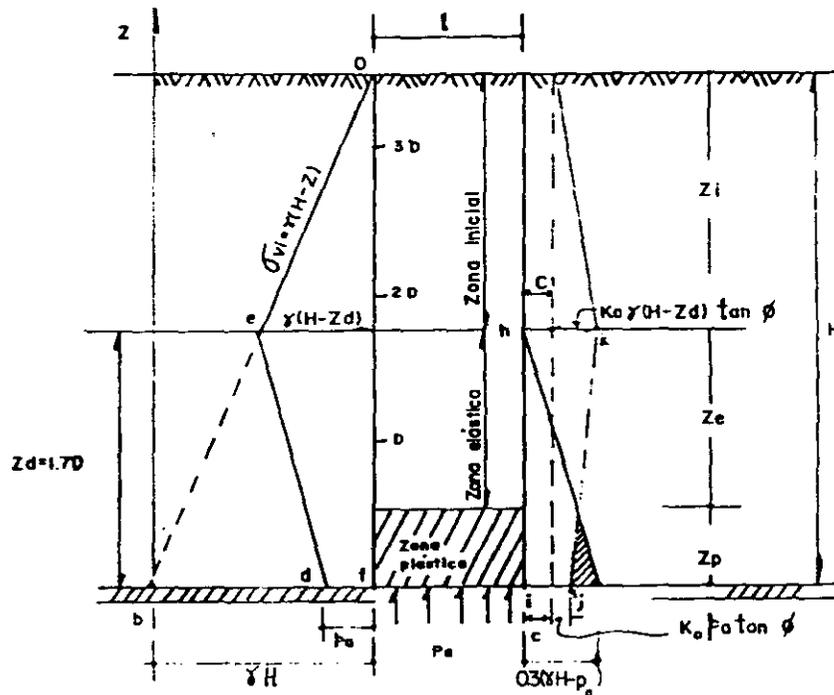
El comportamiento frágil, propio de los suelos cementados, representado por la curva 4 de la figura 8, se caracteriza por la rotura brusca y la ausencia de zona plástica, por lo que su comportamiento al excavar un túnel debe analizarse teniendo en cuenta que estos suelos deben permanecer siempre en estado de equilibrio elástico en todos sus puntos. Con base en esta premisa, el análisis del equilibrio del prisma de la clave del túnel puede explicarse con el auxilio del diagrama de esfuerzos cortantes de la figura 7b. De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el valor máximo del esfuerzo cortante inducido por la descarga, en el punto i de la base del prisma, vale  $\tau_{max} = \frac{\sigma_{vi}}{\pi}$ , por lo que la resistencia



a) Esquema de esfuerzos

$$p_a = \sigma - \frac{1}{2} \gamma A$$

$$p_a = 3.4 c \sqrt{K_p} - \frac{1}{2} \gamma A$$



b) Caso elasto-plástico

DIAGRAMAS SIMPLIFICADOS DE ESFUERZOS Y RESISTENCIAS EN LAS CARAS DEL PRISMA ②

cohesiva del suelo debe ser, por lo menos, igual a este valor. En el límite, esta condición puede expresarse por  $c = \frac{\gamma H}{\pi}$ .

El factor de seguridad contra la rotura frágil, en el punto i sería entonces:

$$FS_i = \frac{c}{\tau_{max}} = \frac{\gamma c}{\gamma H} \quad (30)$$

En el caso de suelos frágiles con fricción y cohesión, puede admitirse un valor temporal para  $FS_i$ , de 1.25, ya que, según se aprecia en los diagramas jh y pk de la figura 7b, la resistencia al corte del suelo aumenta con la altura Z, y el esfuerzo cortante inducido disminuye; por lo tanto el factor de seguridad se incrementa con la altura del punto sobre la base del prisma.

Si se cumple esta condición mínima de  $FS_i$ , la longitud del avance, a, no parece ser un aspecto crítico en estos suelos, desde un punto de vista teórico; sin embargo, no es recomendable que el avance sea mayor de un diámetro, para prevenir desconchamientos locales, por heterogeneidad o fisuramiento del material.

El espesor de la bóveda de concreto lanzado debe diseñarse para una presión suficiente para alcanzar un  $FS_i = 2 = \frac{3c}{\gamma H - p_0}$ ; de donde:

$$p_0 = \gamma H - 1.5c \quad (31)$$

Si el factor  $FS_i$  es mayor de 2, no se requiere apoyo temporal, salvo en el caso en que se tenga un suelo intemperizable; en tal caso, basta una costra de concreto lanzado de 3 a 5 cm de espesor, sin refuerzo, como protección contra la intemperie.

En teoría, si la cohesión de un suelo frágil es menor de  $0.3\gamma H$ , la falla frágil del material de la clave no permite la excavación sin soporte. En la práctica, ésta parece ser una condición poco frecuente, ya que una débil cementación entre las partículas del suelo está, generalmente, asociada a un cierto grado de plastificación. Sin embargo, de ocurrir esta condición, puede requerirse el empleo de escudos de frente abierto, o con mecanismos de corte al frente.

### 3.7 Túneles bajo el nivel freático.

La excavación de túneles en suelos bajo el nivel freático es un problema frecuente; por ello es de interés examinar las implicaciones que resultan de aplicar los conceptos hasta aquí expuestos, los cuales han sido desarrollados para el caso en que el nivel freático no existe o se encuentra por debajo de la plantilla del túnel.

Es bien conocido el hecho de que cualquier excavación bajo el nivel freático genera un flujo del agua del suelo hacia el interior de la excavación; este flujo, a su vez, produce alteración del equilibrio de presiones hidrostáticas que existían antes de excavar y genera fuerzas de filtración que son desfavorables a la estabilidad de la excavación. Las consecuencias de estos fenómenos en la estabilidad del frente de un túnel son distintas para las arcillas que para los suelos granulares sin cohesión.

#### 3.7.1 Arcillas.

La experiencia demuestra que, en las arcillas, por su baja permeabilidad, la magnitud del gasto de filtración hacia el interior del túnel es despreciable y que su resistencia al corte permanece prácticamente invariable en el corto tiempo que transcurre entre la excavación del frente y la colocación del apoyo temporal. Esta condición es la misma que se ha considerado en el desarrollo de la fórmula (4) para el cálculo del factor de seguridad del frente de túneles en suelo "cohesivo puro", en el que la resistencia al corte,  $s = c$ , es constante. Por ello esta fórmula es aplicable al caso.

#### 3.7.2 Suelos granulares sin cohesión.

En contraposición con las arcillas, las gravas, arenas, limos o mezclas de estos materiales son extremadamente inestables a la acción de las fuerzas de filtración, a causa de la rápida disminución de su resistencia al corte y de la alta susceptibilidad de estos suelos a la erosión. Por otra parte, el gasto de filtración suele ser considerable y su manejo desde el interior del túnel constituye un serio problema. La práctica de la Ingeniería registra, en el pasado, numerosos fracasos de este tipo de obras cuya construcción se intentó sin las precauciones adecuadas para evitar las consecuencias de las

filtraciones. Estas precauciones son de tres tipos:

- a) **Abatimiento local del nivel freático mediante sistemas de bombeo instalados y operados desde la superficie del terreno, previamente a los trabajos de excavación.** Esta solución crea en el suelo de la vecindad del túnel tres efectos favorables: evita la erosión del suelo al eliminar las filtraciones hacia el interior del túnel; al eliminar la presión en el agua del suelo aumentan los esfuerzos intergranulares y crece con ellos la resistencia al corte; en la zona de suelo drenado por el abatimiento del nivel freático se desarrolla tensión capilar en el agua intersticial, la cual a su vez genera una cohesión temporal entre los granos del suelo. Esta cohesión temporal, o aparente, es un factor indispensable en la estabilidad del frente ya que, sin ella, no se desarrollaría el fenómeno del "arqueo" y sin este fenómeno se produciría el caído del prisma de la clave del túnel, según se deduce de la teoría del arqueo que se expone en el capítulo II. Según esta teoría, se requiere una cohesión aparente no menor de  $C_d = \frac{1}{2} \frac{L}{R}$ , siendo  $R = 1 + \dots$ . Una vez garantizado el desarrollo del arqueo, se puede analizar la estabilidad del frente con el procedimiento simplificado ya explicado para suelos cohesivo-friccionantes.
- b) **Aplicando en el interior del túnel una presión  $p_h$ , en exceso de la presión hidrostática,  $p_h = \gamma_w h$ , con el doble propósito de impedir el flujo y evitar el desarrollo de tensiones en la zona plástica de la base del prisma de la clave.** Al disponer de una presión mayor que la hidrostática se invierte el flujo del agua y se crea alrededor del frente una zona de suelo drenado en el que se desarrolla una cohesión aparente, favorable a la estabilidad. La presión total interior necesaria está dada por:

$$p_i = \gamma_w h + \frac{\gamma D}{R \tan \phi} \quad (32)$$

- c) **Empleo de un escudo con frente a presión, a base de lodo bentonítico, solo o con aire comprimido.** En este caso, la presión aplicada al frente debe ser, por lo menos igual a la del caso anterior. El ademe queda formado por anillos de dovelas de concreto provistas de juntas impermeables y fabricadas con gran precisión en sus dimensiones.

### 3.8 Suelos estratificados.

Todos los conceptos hasta aquí expuestos acerca del mecanismo simplificado para el análisis de la estabilidad de los túneles excavados en suelos están basados en la hipótesis de un suelo idealizado, homogéneo e isótropo. Es bien sabido que este suelo ideal no existe en la naturaleza y que, en cambio, los depósitos naturales de suelos son una sucesión de estratos o lentes de materiales terrosos cuyas propiedades mecánicas varían no solo de un estrato a otro sino también dentro de un mismo estrato, tanto en el sentido vertical como en el horizontal. Sin embargo, este problema, que desde un punto de vista riguroso, pareciera ser muy grave, no lo es en la realidad práctica, pues es un lugar común de todos los casos de aplicación de los principios teórico-experimentales de la Geotecnia, sobre cuya base ha sido posible resolver, de una manera lógica y sensata, un buen número de casos de obras de ingeniería de diversa índole, en condiciones de suelos heterogéneos. En la aplicación de estos principios a modelos simplistas de análisis, el Geotecnista debe reconocer y evaluar la estructura estratigráfica del subsuelo y la variación de las propiedades mecánicas de cada estrato, con el fin de representarlo por parámetros promedio, que pueden ser usados en el análisis de sus modelos simplistas.

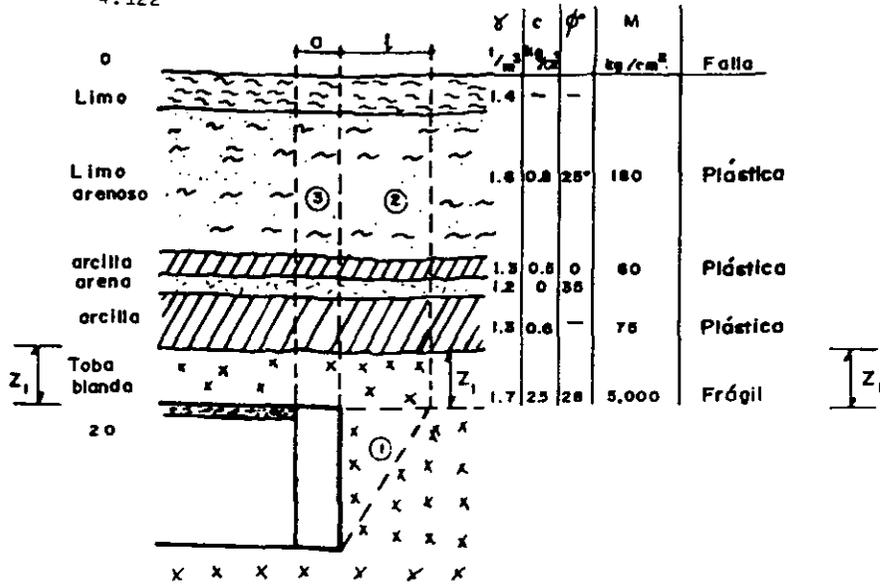
Los túneles, especialmente en zonas urbanas, son obras profundas y generalmente de gran longitud; por eso, en su trayecto atraviesan suelos de características muy variadas y se requieren estudios geotécnicos minuciosos y confiables para conocerlas con la precisión suficiente para ser empleadas en los modelos de análisis teóricos.

Para ilustrar la aplicación del modelo de estabilidad antes descrito es útil examinar algunos ejemplos tomados de casos reales de túneles, construidos en proyecto, en suelos estratificados.

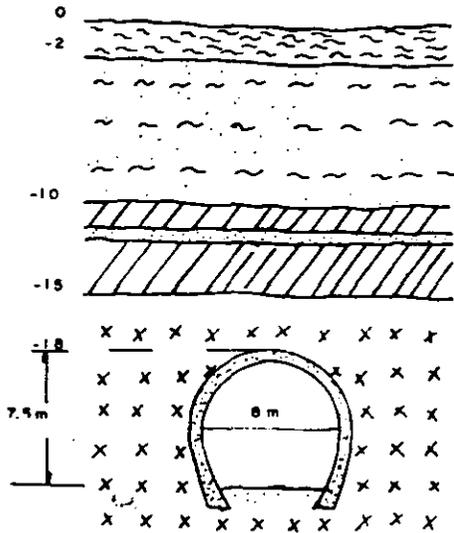
#### 3.8.1 Caso I

Suelos estratificados, sobre el nivel freático.

La figura 10a) muestra la información geotécnica representativa de la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo, así como la geometría del túnel.



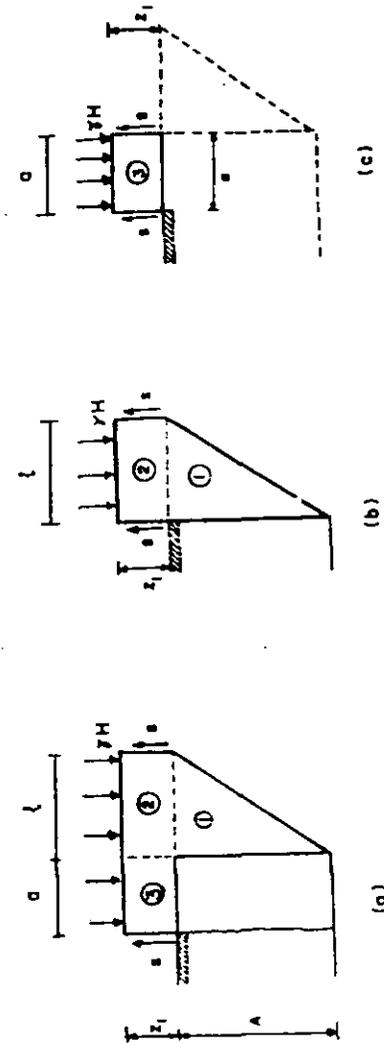
a) Estratigrafía, propiedades de los suelos y geometría de la sección longitudinal.



b) Sección transversal del túnel con ademe de concreto lanzado

EJEMPLO DE TUNEL CONSTRUIDO CON ADEME DE CONCRETO LANZADO, EN UN SUELO ESTRATIFICADO.

FIG I



SIMPLIFICACION DEL MECANISMO DEL EQUILIBRIO EN EL CASO I  
 a) MECANISMO COMPLETO.  
 b) CUANDO  $a=0$ .  
 c) PRISMA SOBRE LA CLAVE CUANDO SE AVANZA SIN APOYO TEMPORAL.

FIG II

En la figura 10b) se ve la solución al sistema de construcción derivado de la definición de las condiciones del problema.

**Análisis de la estabilidad.**- Observando la figura 10 se ve que el túnel queda alojado en la toba blanda, que es un material frágil y tiene un módulo de deformación de  $5000 \text{ kg/cm}^2$ ; mientras que la arcilla y el limo arenoso que se encuentra sobre las tobas presentan falla plástica y tienen módulos de deformación considerablemente menores, de  $75 \text{ kg/cm}^2$  y  $180 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

Esto significa que no hay compatibilidad en las deformaciones de los distintos estratos al ser sometidos a cortante; por lo que, de producirse la falla del frente se tendría primero la ruptura de la toba y después la de los estratos superiores. En tales condiciones es necesario analizar la estabilidad del frente despreciando la contribución de las resistencias de las arcillas y los limos, quedando sola la toba para soportar la totalidad de los esfuerzos. El mecanismo de equilibrio del frente se simplifica entonces como lo indica la figura 11a). Arriba de la clave solamente existen las fuerzas resistentes,  $S$ , actuando en las caras del prisma, hasta la altura  $Z_1$ , dada por el límite superior de la toba.

Con este mecanismo simplificado es conveniente analizar, primero, la estabilidad del frente, suponiendo que el apoyo temporal llega hasta el frente, ( $a=0$ ), con el fin de verificar la posibilidad de hacer la excavación con el frente abierto.

Aunque la toba es un material cohesivo-friccionante, puede despreciarse la componente friccionante en la altura  $Z_1$ , y considerar que la resistencia al corte  $S = c$ . De esta forma, el mecanismo de equilibrio del frente quedaría como se muestra en el esquema 11b). Substituyendo estas condiciones en la fórmula (2) y simplificando se llega a:

$$FS = \frac{2c \left( \frac{Z_1}{D} + \frac{Z_1}{AK_0} \right) + \frac{3.4c}{JK_0}}{\gamma H \left( 1 + \frac{2A}{3H} \right)} \quad (33)$$

Substituyendo los valores correspondientes se obtiene,  $FS = 4.5$ , lo que indica que se puede excavar a frente abierto, con amplia seguridad, empleando concreto lanzado.

Para determinar la máxima longitud del avance de la excavación sin apoyo temporal,  $a_m$ , se analiza separadamente la estabilidad del prisma (3), mediante la ecuación (22), substituyéndose  $Z_d$  por  $c$  y  $Z_1$ , respectivamente, así se tiene:

$$a_m = \frac{D}{\frac{1.5D}{Z_1} - \frac{\gamma H}{2c} - 1} \quad (22a)$$

Substituyendo valores se obtiene:  $a_m = 4.65 \text{ m}$ . Para tomar en cuenta el tiempo de fraguado y endurecimiento iniciales del concreto se hace el avance

$$a = a_m / 2 = 2.3 \text{ m}$$

La presión  $p_a$  que el ademe de concreto lanzado debe soportar se obtiene mediante la ecuación (27), que involucra un  $FS = 2$ .

$$p_a = \gamma H - c - \frac{Z_1}{D} \quad (34)$$

De esta fórmula resulta una presión de diseño,  $p_a = 19.7 \text{ ton/m}^2$ , para la cual se requiere una bóveda cilíndrica con espesor de 15 cm, según el criterio de diseño al límite, suponiendo una  $f'c = 130 \text{ kg/cm}^2$ , a los 3 días.

Si es posible tolerar asentamientos de la superficie, puede bajarse el factor de seguridad admisible a  $FS_b = 1.5$ , en la fórmula (26), con lo que la presión de diseño disminuye un 13%, con el consiguiente ahorro en el volumen de concreto. La bóveda transmite su carga a la toba en que se apoya, a través de zapatas longitudinales, que son una ampliación gradual del espesor de la bóveda, como se muestra en la figura 6a). El ancho de la zapata se diseña en función de la resistencia al corte de la toba de apoyo, con un factor de seguridad igual al elegido para el diseño de la bóveda.

Si se toma en cuenta el aumento de resistencia con el tiempo, el concreto aquí considerado alcanzará una resistencia mayor en un 50%; lo que significa que la bóveda de 15 cm de espesor será capaz de soportar la totalidad de la presión  $\gamma H$ , de 27.2 ton/m<sup>2</sup>. Esto lleva a la conclusión de que no se requiere ademe secundario. En tal caso, como medida adicional de seguridad, para evitar la intemperización de la toba, es necesario cerrar el invert mediante una bóveda cilíndrica de radio amplio, como muestra la sección c, de la figura 6; o bien, construir un ademe de sección circular, como el de la figura 6b).

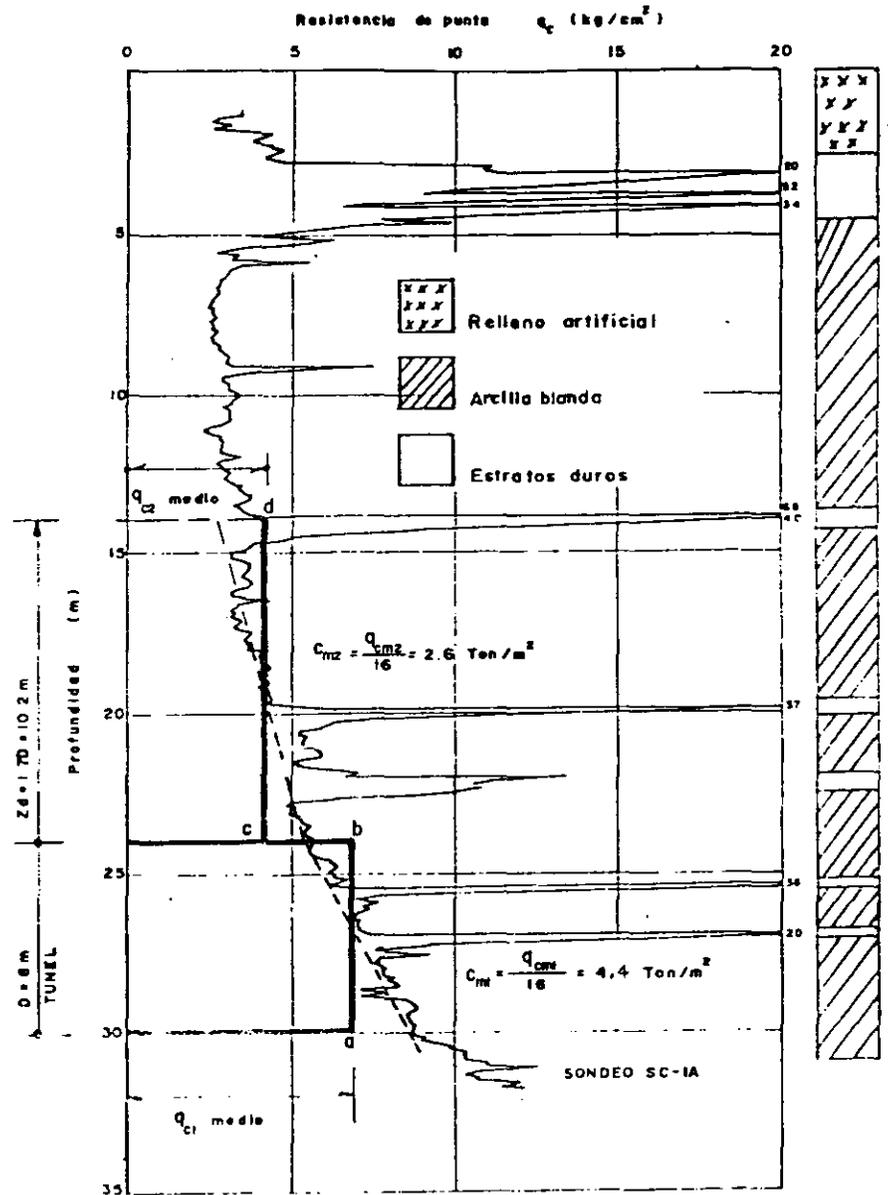
3.8.2 Caso II.

Suelos estratificados, bajo el nivel freático.- La figura 12 muestra la estratigrafía del subsuelo en un punto del centro de la Ciudad de México, donde se realizó un sondeo con el auxilio de un penetrómetro cónico de registro eléctrico; la gráfica presenta la variación, con la profundidad, de la resistencia estática que ofrece el suelo a la penetración de la punta cónica.

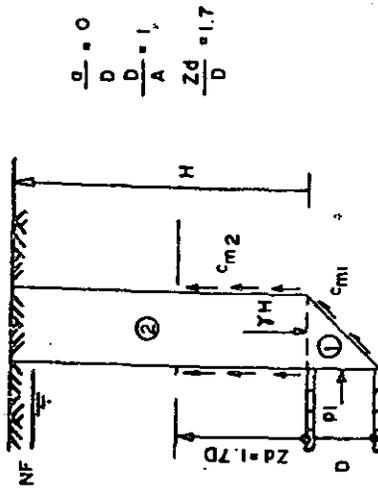
En la figura se observa una secuencia de capas de suelo, en la que predominan estratos de arcilla blanda, intercalados con otros más delgados de suelos duros. En los primeros 3m de profundidad aparece una capa de materiales heterogéneos de relleno artificial reciente, bajo la cual se identifica otra, de limos arcillosos, endurecidos por secado solar.

La resistencia a la penetración estática de la primera capa de arcilla se mantiene casi constante con la profundidad, mientras que, debajo de los 15m, se incrementa según una ley curva muy bien definida, que refleja la variación de los esfuerzos efectivos, en la que se nota la influencia de la pérdida de presión en el agua del suelo, causada por la explotación de los acuíferos profundos.

En este subsuelo estratificado y de resistencia variable, se proyecta construir un túnel de 6m de diámetro exterior, cuya clave se ubica a 24m de profundidad. Se trata entonces de un túnel profundo, en el que la relación  $H/D = 4 > 1.7$ . Por lo tanto, la zona de influencia de los esfuerzos cortantes producidos por la descarga del frente del túnel llegará a una altura  $Z_d = 1.70D = 10.2m$ , sobre la clave, como se ve en la figura 12. Los suelos que se encuentran arriba de esta



SONDEO CON CONO ELECTRICÓ



$$\frac{a}{D} = 0$$

$$\frac{D}{A} = 1$$

$$\frac{Zd}{D} = 1.7$$

MECANISMO SIMPLIFICADO DEL EQUILIBRIO DEL FRENTE. SUELO ESTRATIFICADO, BAJO EL NIVEL FREÁTICO.

FIG 13

altura,  $Zd$ , no contribuyen a las fuerzas resistentes del mecanismo de equilibrio, pero sí a las fuerzas actuantes, con su peso propio. Es por ello necesario definir los valores medios de la resistencia al corte de los estratos de suelo comprendidos entre 14 y 30m de profundidad, donde se desarrollan los esfuerzos cortantes. Entre 30 y 24m, que es el frente del túnel; la resistencia media al cono, despreciando las capas duras, es  $q_{cm1} = 7 \text{ kg/cm}^2 = 70 \text{ ton/m}^2$ , según se aprecia por la recta ab en la figura 12. Entre 24 y 14m, esta resistencia media es  $q_{cm2} = 4.2 \text{ kg/cm}^2 = 42 \text{ ton/m}^2$ . Dividiendo estos valores por un factor de correlación experimental, de 16, se obtiene el punto de fluencia de las arcillas, que vale:  $c_{m1} = 4.4 \text{ ton/m}^2$  y  $c_{m2} = 2.6 \text{ ton/m}^2$ .

El esquema de la figura 13 muestra, simplificado, el mecanismo de equilibrio del frente del túnel excavado con escudo, en el que se tienen las siguientes relaciones:

$$a/A = 0; \quad D/A = 1 \quad \text{y} \quad Zd/D = 1.7$$

Substituyendo estos valores en la fórmula (3), se tiene:

$$FS = \frac{6.8c_{m2} + 3.4c_{m1}}{\gamma H \left(1 + \frac{2D}{3H}\right)} \quad (35)$$

El valor medio del peso volumétrico, entre 0 y 30m, es de  $\gamma = 1.3 \text{ ton/m}^3$ . Substituyendo en (35), el factor de seguridad del frente resulta  $FS = 0.9$ . Lo que indica que el frente es inestable y que se requiere aplicarle una presión interior,  $p_i$ , para estabilizarlo y elevar  $FS$  a un valor tolerable y seguro. Suponiendo que se desea reducir al mínimo posible los asentamientos de la superficie, debidos a la descarga del frente, deberá alcanzarse un  $FS = 2$ . Para el túnel con presión en el frente, la descarga neta vale  $(\gamma H - p_i)$ , que al substituiría en (35) queda:

$$FS = \frac{6.8c_{m2} + 3.4c_{m1}}{(\gamma H - p_i) \left(1 + \frac{2D}{3H}\right)} \quad (36)$$

Despejando  $p_i$  de (36)

$$p_i = \gamma H - \frac{6.8c_{m2} + 3.4c_{m1}}{FS \left(1 + \frac{2D}{3H}\right)} \quad (37)$$

Haciendo  $FS=2$  y substituyendo valores en (37) resulta  $p_i = 17.2 \text{ ton/m}^2 = 1.7$  atmósferas.

Esta presión podrá aplicarse mediante aire comprimido, en un escudo de frente abierto; o con un escudo de frente cerrado, en cuya cámara frontal puede emplearse agua o lodo bentonítico, o bien una combinación de aire comprimido con cualquiera de estos dos líquidos.

La presión de diseño del ademe temporal de dovelas, para el caso de mínimo asentamiento, en el que se requiere un  $FS_b = 2$ , resulta, según la fórmula (28)

$$p_a = H - 1.7 c_{m2} \quad (38)$$

De la cual,  $p_a = 26.8 \text{ ton/m}^2$ . Este valor de la presión de diseño del ademe primario representa 85% de la presión total  $\gamma H$ . Este hecho sugiere la conveniencia de diseñar el ademe primario para soportar la presión total y evitar la colocación de un ademe secundario.

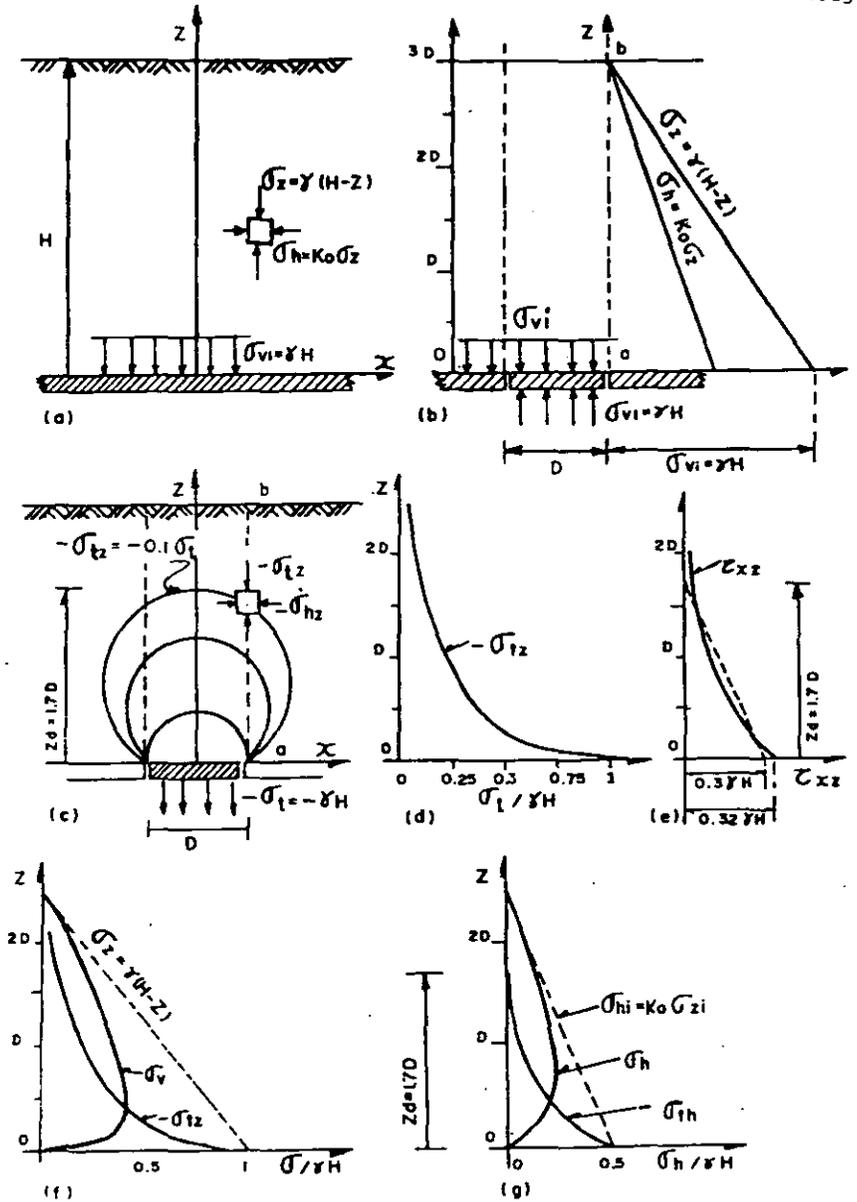
CAPITULO II

4. BASES TEORICAS.

4.1 Distribución de esfuerzos sobre la clave del túnel.

Considérese una masa de suelo ideal, homogéneo, elástico e isótropo, de altura  $H$ , uniformemente apoyada sobre la losa rígida horizontal, como se ve en la figura 14a). En un punto cualquiera de la masa de suelo, a una altura  $Z$ , sobre la losa de apoyo, la presión vertical debida al peso propio  $\gamma$ , está dada por:  $\sigma_z = \gamma(H-Z)$  y la horizontal por:  $\sigma_h = K_0 \gamma(H-Z)$

La distribución de esfuerzos  $\sigma_z$  y  $\sigma_h$ , con la altura  $Z$ , está dada por los diagramas triangulares.



DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

La presión vertical ejercida por el suelo en su contacto con la losa es:

$$\sigma_{vi} = \gamma H$$

Supóngase que en la losa del fondo se corta una ranura circular, de diámetro  $D$ , figura 14b), y que a la placa circular que se forma se le aplica una presión  $+\sigma_{vi}$ , de manera que el equilibrio original de la masa de suelo permanezca inalterado, como ilustra la figura 14a).

Imagínese ahora el mismo mecanismo de la figura 14b), pero que carece de peso propio y es capaz de soportar tensiones. A este mecanismo se le aplica en la placa circular una tensión  $-\sigma_t = -\gamma H$ , según se ve en la figura 14c). La tensión uniforme aplicada en el área circular se distribuye hacia arriba, generando tensiones  $-\sigma_{tz}$  y  $-\sigma_{th}$  que decrecen con la altura  $Z$  y cuya distribución puede calcularse basándose en la teoría de la elasticidad. La solución de Jurgenson<sup>(3)</sup>, para este caso, indica que las tensiones verticales  $-\sigma_{tz}$ , de igual magnitud, se encuentran en superficies aproximadamente esféricas, como muestra la figura 14c). Sobre el borde de la placa, a una altura  $Z_d = 1.7D$ , el esfuerzo vertical vale  $-\sigma_{tz} = -0.1\sigma_t = -0.1\gamma H$ . Esto implica que arriba de esta altura  $Z_d$ , la influencia de la tensión  $-\sigma_t$ , aplicada a la placa es despreciable. El diagrama de la figura 14d), muestra la variación del esfuerzo de tensión,  $-\sigma_{tz}$ , con la altura,  $Z$ , para un eje vertical, aba, que pasa por el borde de la placa. De la misma manera se obtiene el diagrama de esfuerzos cortantes,  $\tau_{xz}$ , que se desarrollan a lo largo del mismo eje. En el diagrama (e), se indican los esfuerzos expresados como una fracción de  $\gamma H$ ; en él se observa que el máximo valor se produce en el borde de la placa y vale,  $\tau_{m,xz} = 0.3\gamma H$ . Puede verse también que, a la altura  $Z_d$ ,  $\tau_{xz} = 0.05\gamma H$ , que es ya despreciable. Esto significa que, los esfuerzos cortantes solamente afectan al material que se encuentra dentro de la altura  $Z_d = 1.7D$ . Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede substituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortantes por una línea recta, formando un triángulo cuya base es  $\tau_{m,xz} = 0.3\gamma H$  y cuya altura es  $1.7D$ .

Superponiendo ahora los campos de esfuerzo de los esquemas b y d, se llega a la condición en la que la presión de contacto entre la placa circular y el

suelo se anula, condición que es equivalente a haber retirado la placa, dejando al suelo sin apoyo en esta área circular. En el esquema (f) de la figura 14, se presenta el diagrama de presiones iniciales debidas a pesos propio  $+\sigma_z = \gamma(H-Z)$ , el de los esfuerzos de tensión  $-\sigma_{tz}$ , inducidos por la descarga del área circular, así como la suma algebraica de ambos diagramas que da el esfuerzo vertical remanente,  $\sigma_v = \gamma(H-Z) - \sigma_{tz}$ .

El esfuerzo cortante inicial en planos verticales es nulo, porque éstos son planos principales; por ello, el esfuerzo cortante final es igual al inducido por el esfuerzo de descarga  $-\sigma_t$ .

De igual manera se obtiene el diagrama de esfuerzos horizontales  $\sigma_h$ , que muestra el esquema (g), de la figura 14.

#### 4.2 Equilibrio del prisma.

En la figura 15a) se presenta un prisma cilíndrico imaginario, que se forma sobre el agujero circular que deja la placa del fondo al retirarla. El prisma de suelo así formado tiene un diámetro  $D$  y altura  $H$ . En la cara del prisma se desarrollan esfuerzos cortantes hasta la altura  $Z_d = 1.7D$ , según el diagrama (b) de la figura. El prisma de la figura 15a) está en equilibrio bajo la acción de la fuerza cortante  $S_d$ , que tiende a hacerlo descender y la fuerza resistente,  $S_r$ , aportada por la resistencia al corte del suelo, que se opone al movimiento. Ambas fuerzas actúan en la cara del prisma, hasta la altura  $Z_d$  y pueden expresarse así:

$$S_d = \pi D Z_d \frac{0.3\gamma H}{2} \quad (39)$$

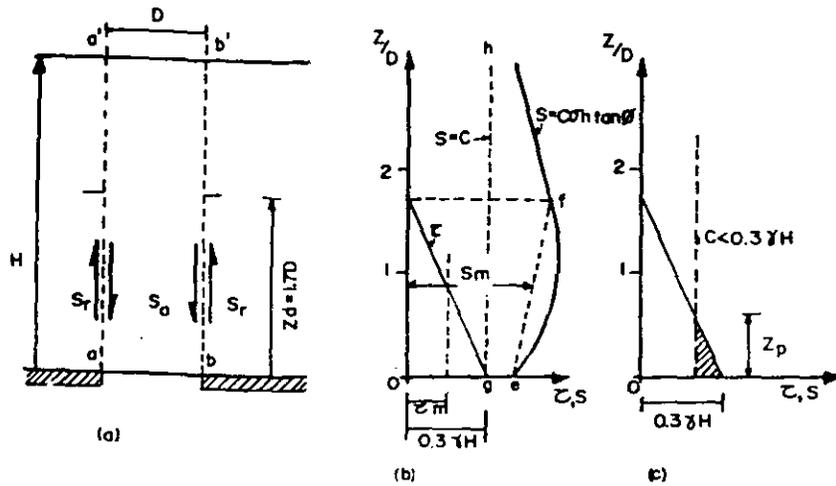
$$S_r = \pi D Z_d s_m$$

Donde  $s_m$  es el valor medio de la resistencia al corte del suelo en la altura  $Z_d$ , según el diagrama (b).

El factor de seguridad se expresa por:

$$FS = \frac{S_r}{S_d} = \frac{s_m}{Z_m} = \frac{s_m}{0.15\gamma H} \quad (40)$$

(3) Juárez Badillo y Rico.



EQUILIBRIO DEL PRISMA CILINDRICO

FIG 15

Siendo  $\tau_m$  el valor medio del cortante inducido por la descarga de la base.

4.3 Caso elástico.

Si la resistencia al corte del suelo, a lo largo de la cara del prisma, dada por la expresión  $s = c + \sigma_h \tan \phi$ , es tal que  $c > 0.3 \gamma H$ , como muestra la curva, ef, del esquema (b), en la figura 15, el suelo del prisma se encuentra trabajando dentro del rango elástico de su curva esfuerzo-deformación, por lo que el asentamiento de la superficie es producido por la deformación elástica de la masa de suelo.

En el caso de un suelo cohesivo puro, en el que  $s = c$ , la condición elástica límite se produce cuando  $c = 0.3 \gamma H$ , según se aprecia en la recta, gh. Para esta condición,

$$FS = \frac{0.3 \gamma H}{0.15 \gamma H} = 2$$

4.4 Caso elasto-plástico.

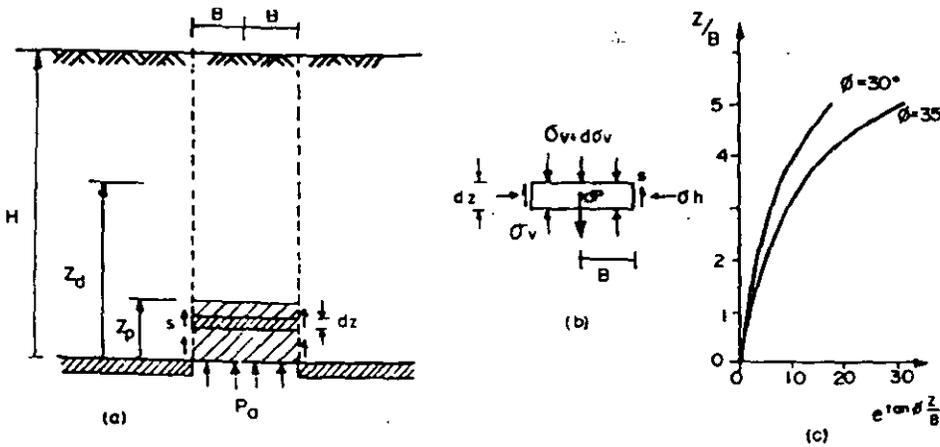
4.4.1 Suelo cohesivo puro.

En un suelo cohesivo puro, si  $c < 0.3 \gamma H$ , como se ve en la figura 15c), habrá una cierta altura  $Z_p$  en la que la resistencia es menor que el cortante elástico,  $\tau_{el}$ , por lo que el suelo de esa zona en la cara del cilindro se encuentra en equilibrio plástico, mientras que, arriba de  $Z_p$  está en equilibrio elástico. En esta condición, el límite del equilibrio se alcanza cuando  $c = \tau_m = 0.15 \gamma H$ ; es decir, cuando  $FS = \frac{0.15 \gamma H}{0.15 \gamma H} = 1$

De esta condición límite, en la que  $c = 0.15 \gamma H$ , se deduce que  $\frac{c}{0.15 \gamma H} = 1$ , de donde  $c = \frac{\gamma H}{6.6}$ . Esto implica que si la cohesión del suelo es menor que este valor sobreviene la falla.

En la práctica de la construcción de torres en arcillas, se reconoce que, cuando el factor de seguridad es de 2, o mayor, los asentamientos de la superficie son, generalmente, de pequeña magnitud(4) y que aumentan a medida que FS

(4) R. B. Peck - Volumen del Estado del Arte. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, México 1969.



a) Zona plástica en la base del prisma cilíndrico  
 b) Esfuerzos que actúan sobre un disco elemental, dentro de la zona plástica

se reduce, es decir, a medida que se va desarrollando la plastificación del suelo.

#### 4.4.2 Suelo cohesivo-friccionante.

Para aplicar la fórmula (40) a un suelo de este tipo, se requiere conocer el valor medio de la resistencia al corte,  $s_m$ , para lo cual es necesario determinar el diagrama de resistencia al corte a lo largo de la cara del prisma. En el caso más general, ésta se expresa por,  $s = c + \bar{\sigma}_h \tan \varphi$  y se acepta la hipótesis que,  $\bar{\sigma}_h = K \bar{\sigma}_v$ . Esta hipótesis implica dos problemas; por una parte, la determinación de  $K$  y, por la otra de  $\bar{\sigma}_v$ .

La determinación de  $K$ , para este caso, requiere de mayor investigación experimental ya que, las soluciones analíticas que se han intentado solamente se refieren a suelos friccionantes sin cohesión, por lo que aquí se considera un valor  $K=0.5$ , que es un promedio de las determinaciones experimentales (5)(6).

En cuanto a la determinación de  $\bar{\sigma}_v$ , esto puede hacerse, en la zona elástica, mediante las soluciones de la teoría de la elasticidad; pero, en la zona plástica no se dispone de una solución analítica. Mientras tanto, se intenta aquí una solución aproximada, mediante el análisis de un mecanismo de arqueo, semejante al empleado por Terzaghi (7), modificándolo para las condiciones de frontera particulares del caso. Este mecanismo se muestra en la figura 16. El esquema (a) de la figura presenta la zona inferior del prisma cilíndrico, con altura  $Z_p$ , dentro de la cual el suelo de la periferia se encuentra en equilibrio plástico; lo que implica que el esfuerzo cortante,  $\tau_{rz}$ , que actúa en la cara del prisma es igual a la resistencia al corte del suelo,  $\tau_{rz} = s$ . Se supone que en la base del prisma actúa una presión de apoyo,  $p_a$ , menor que  $\gamma H$ , que puede ser dada por un ademe temporal o un fluido a presión. El equilibrio de un disco elemental, de radio  $B$  y espesor  $dz$ , localizado a una altura  $Z$ , dentro de la zona plástica, se muestra en el esquema (b) de la figura 16. La suma algebraica de las fuerzas verticales que actúan en el disco se expresa por la siguiente ecuación:

(5) G.D. Tschebotarioff - Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures - Mac Graw Hill, 1952.

(6) V. Sokolovski - Statics of Soil Media; Butterworths Scientific Publications, 1960.

(7) K. Terzaghi - Theoretical Soil Mechanics; J. Wiley, 1951.

$$\pi B^2 (\bar{\sigma}_v + d\bar{\sigma}_v) + dP - \pi B^2 \bar{\sigma}_v - 2\pi B s dz = 0 \quad (42)$$

Siendo  $dP = \pi B^2 \gamma dz$ ; substituyendo y simplificando:

$$d\bar{\sigma}_v = \frac{2s}{B} dz - \gamma dz \quad (43)$$

En cualquier punto de la cara del prisma, la resistencia al corte es:

$$s = c + K \bar{\sigma}_v \tan \varphi$$

Substituyendo en (42) y reordenando términos:

$$d\bar{\sigma}_v - \frac{2K \tan \varphi}{B} \bar{\sigma}_v dz = \left( \frac{2c}{B} - \gamma \right) dz$$

$$\text{llamando: } m = \frac{-2K \tan \varphi}{B}, \text{ y } q = \left( \frac{2c}{B} - \gamma \right) \quad (44), \text{ queda:}$$

$$d\bar{\sigma}_v + m \bar{\sigma}_v dz = q dz \quad (45)$$

La solución de esta ecuación lineal es:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{q}{m} + C e^{-mz} \quad (46)$$

En la figura 16a) se observa que, en la base del prisma, cuando  $Z=0$ , el esfuerzo vertical es  $\bar{\sigma}_v = p_a$ . Substituyendo estas condiciones de frontera y despejando:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{q}{m} \left( 1 - e^{-mz} \right) + p_a e^{-mz} \quad (47)$$

Finalmente, substituyendo  $m$  y  $q$  por sus expresiones (44) y haciendo  $\alpha = \frac{2K \tan \varphi}{B}$  se llega a:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{2c - \gamma B}{\tan \varphi} \left( e^{-\alpha z} - 1 \right) + p_a e^{-\alpha z} \quad (48)$$

Tomando el valor medio de  $K=0.5$ , la expresión anterior queda;

$$\sigma_v = \frac{2c - \gamma B}{\tan \phi} \left( e^{\tan \phi z/B} - 1 \right) + p_a e^{\tan \phi z/B} \quad (49)$$

En la figura 16c), se ha graficado la variación de la función  $e^{\tan \phi z/B}$  para valores de  $\phi$  de  $30^\circ$  y  $35^\circ$ . Las gráficas muestran que esta función crece de la base del prisma hacia arriba, exponencialmente. De aquí se infiere que, según la ecuación (49) el esfuerzo vertical  $\sigma_v$  debe seguir una ley semejante a la que muestran las curvas.

4.5 Construcción del diagrama de resistencia al corte.

Para construir el diagrama de resistencia al corte en la cara del prisma cilíndrico, a partir de la fórmula (49), se puede seguir el proceso gráfico-analítico que se ilustra en la figura 17.

- Mediante la fórmula (49), asignando valores arbitrarios a la relación  $z/B$ , se traza la gráfica de esfuerzos verticales  $\sigma_v$ , que se desarrollan dentro de la zona plástica, suponiendo que ésta pudiera alcanzar la altura  $z/B=3$ , como muestra la curva, ofg, del esquema b, en la figura 17. Este trazo en particular se refiere al caso en el que  $p_a=0$ . Cuando  $p_a \neq 0$ , la curva  $\sigma_v$  se inicia con una obscisa,  $\sigma_{vp} = p_a$ .
- A partir de la curva ofg, mediante la expresión  $s = c + 0.5 \sigma_v \tan \phi$ , se puede construir la curva de esfuerzos cortantes plásticos,  $\tau_p$ , que muestra el esquema (a) de la figura 17; esta es la curva, apd.
- Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elásticos  $\tau_e$ , suponiendo que todo el suelo del prisma se encuentre en estado de equilibrio elástico, representado por la recta mn del esquema (a). La base del triángulo formado vale  $\tau_{em} = 0.3 \gamma H$  y la altura  $Z_d/B = 3.4$ . La intersección de estos dos diagramas en el punto s, marca la altura de la zona plástica,  $Z_p$ . Dentro de esta zona, la resistencia al corte es igual al esfuerzo cor-

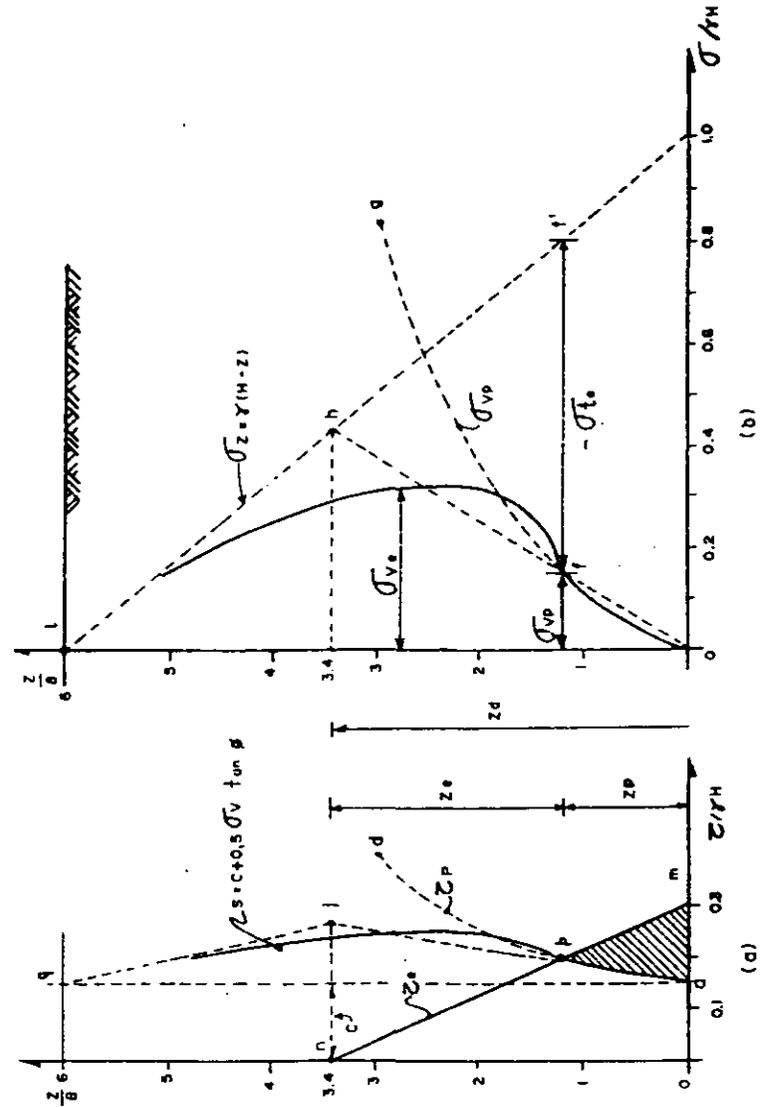


DIAGRAMA DE ESFUERZOS Y RESISTENCIA EN LA CARA DEL PRISMA CILINDRICO

tante,  $s = z_p$ . Arriba del punto p el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

- d) En el diagrama b, el esfuerzo vertical  $\sigma_{vp}$ , en el punto p, corresponde a la abscisa del punto f, que vale,  $\sigma_{vp} = \sigma_{zp} - \sigma_{te}$ . El esfuerzo  $-\sigma_{te}$  es entonces, equivalente a la reducción del esfuerzo inicial,  $\sigma_{zp}$ , y corresponde al esfuerzo de tensión inducido por la descarga, a la altura  $z_p$ . Esta tensión se distribuye hacia arriba, en la zona elástica, de acuerdo con la solución Jurgerson(3), produciendo esfuerzos de tensión,  $-\sigma_{tz}$  que, al ser disminuidos de  $\sigma_z$  producen el esfuerzo vertical elástico restante,  $\sigma_{ve}$ , que muestra la curva fi.
- e) Con los valores de  $\sigma_{ve}$ , dados en la curva fi, se obtienen los correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante,  $s = c + 0.5 \sigma_{ve} \tan \varphi$ , que se presentan en la curva pq, del esquema (a).

- f) El diagrama de esfuerzos verticales ofi puede representarse, de manera simplificada, por el triángulo ohi, cuyo vértice h está a una altura  $Z_d/B = 3.4$ .

Este diagrama simplificado de  $\sigma_v$ , se traduce en otro diagrama, también simplificado, de resistencia al corte, representado por ajq, en el esquema (a).

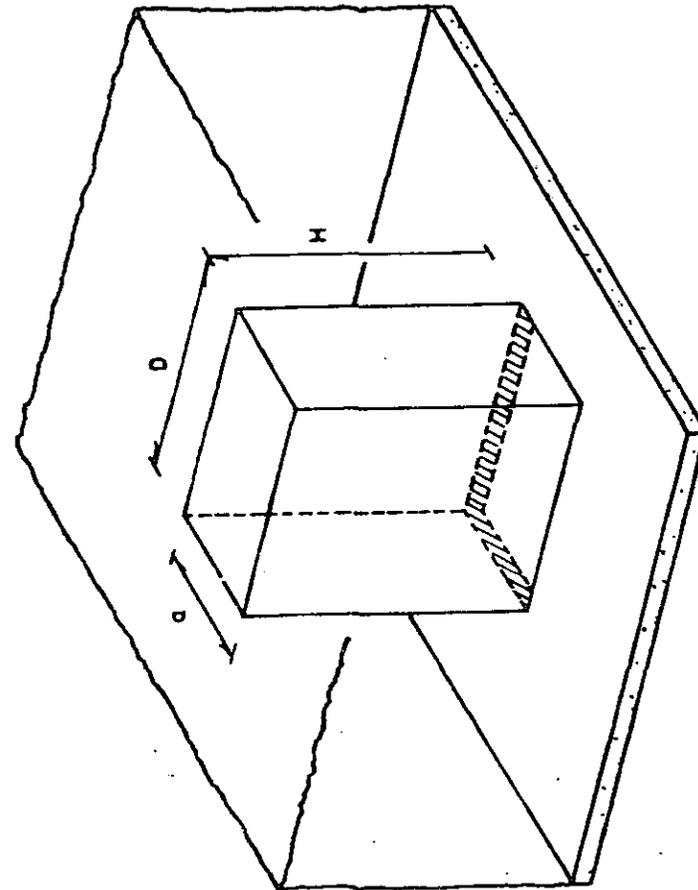
Puede apreciarse en el esquema (a), que el diagrama simplificado se apega razonablemente bien al diagrama teórico, apq.

Del diagrama de resistencia simplificado se obtiene fácilmente el valor medio  $s_m = c + 0.25 \sigma_{zd} \tan \varphi$ , donde  $\sigma_{zd} = \gamma(H - Z_d)$  o sea que

$$s_m = c + 0.25 \gamma (H - Z_d) \tan \varphi \quad (50)$$

#### 4.b Prisma de base rectangular.

Los conceptos teóricos hasta aquí explicados respecto a la distribución de esfuerzos y el arqueo son igualmente aplicables al caso de un prisma de base rectangular, como el que muestra la figura 18; este prisma imaginario de suelo



ARQUEO EN UN PRISMA RECTANGULAR

se forma a consecuencia de abrir en la losa de apoyo un agujero rectangular, con lados,  $a$ , y  $D$ . Este es un prisma semejante al prisma (3) del mecanismo de equilibrio del frente de un túnel, que se muestra en la figura 3; en esta figura,  $D$  representa el ancho del túnel y,  $a$ , la longitud de avance de la excavación, sin apoyo del ademe temporal. Es por ello de interés examinar este caso teórico y derivar de él algunas conclusiones prácticas.

Aplicando la teoría del arqueo, explicada para el prisma cilíndrico, al caso del prisma rectangular, se llega a la siguiente expresión:

$$\sigma_{vr} = \frac{2c - \frac{\gamma D}{1 + \frac{D}{a}}}{\tan \phi} \left( e^{R \tan \phi \frac{z}{D}} - 1 \right) + p_a e^{R \tan \phi \frac{z}{D}} \quad (51)$$

En esta ecuación:

$$R = 1 + \frac{D}{a}$$

$D$  = ancho o diámetro del túnel.

$a$  = longitud del avance sin apoyo temporal.

Es interesante analizar con detalle la fórmula (51) para obtener algunas consecuencias de carácter práctico.

El segundo miembro de la ecuación contiene dos términos que son independientes entre sí; el primero es una función del peso del suelo, de sus propiedades mecánicas y de las dimensiones de la base del prisma rectangular; mientras que el segundo término depende de la presión de apoyo aplicada a la base del prisma. Cada término representa una componente del esfuerzo  $\sigma_{vr}$ , en cualquier punto de la zona plástica; la primera es una consecuencia del peso del suelo y la segunda de la presión de apoyo  $p_a$ .

El primer término puede tener valor negativo, cuando  $2c - \frac{\gamma D}{R} < 0$ . Esto significa que, si no se aplica una presión de apoyo, ( $p_a = 0$ ), el esfuerzo vertical  $\sigma_{vr}$  sería una tensión, lo cual es inadmisibles en el suelo, porque se

produciría el desprendimiento del material de la clave. En la condición límite,  $\sigma_{vr} = 0$ , se tendría  $c = \frac{\gamma D}{2R}$ ; de donde,  $1 + \frac{D}{a} = \frac{\gamma D}{2c}$ ; de aquí se observa que, para un valor dado de  $c$ , puede ajustarse la longitud de avance,  $a$ , para evitar tensiones en la clave, de acuerdo con la siguiente expresión.

$$a_{\max} = \frac{2c}{\gamma - \frac{2c}{D}} \quad (52)$$

Esto indica que, en un suelo friccionante, sin cohesión,  $c = 0$ , y  $\sigma_{máx} = 0$ ; o sea que, no puede hacerse avanzar el túnel sin el auxilio de una presión  $p_a$ , capaz de contrarrestar la tensión en el suelo, de acuerdo con el segundo término de (52). Para  $c = 0$ , se tendría, en el límite:

$$p_a = \frac{\gamma D}{R \tan \phi} \left( 1 - e^{-R \tan \phi \frac{z}{D}} \right) \quad (53)$$

El máximo valor necesario de  $p_a$  se obtendrá cuando  $z = H$ , donde  $\sigma_{vr} = 0$ , por lo que.

$$p_{am} = \frac{\gamma D}{R \tan \phi} \left( 1 - e^{-R \tan \phi \frac{H}{D}} \right) \quad (54)$$

Para un túnel profundo,  $H/D > 3$ ,  $p_{am}$  tiende a  $p_{am} = \frac{\gamma D}{R \tan \phi} \quad (55)$

En un suelo granular sin cohesión bajo el nivel freático, tendrá que aplicarse la presión,  $p_{am}$ , en exceso de la presión hidrostática,  $p_h = \gamma_w h$ , para evitar el desarrollo de filtraciones hacia el interior del túnel, que erosionan el suelo. La presión interior total será entonces:

$$p_i = \gamma_w h + \frac{\gamma D}{R \tan \phi} \quad (56)$$

Esta presión se aplica, en la práctica, mediante aire comprimido, o con un fluido a presión en un escudo de frente cerrado.

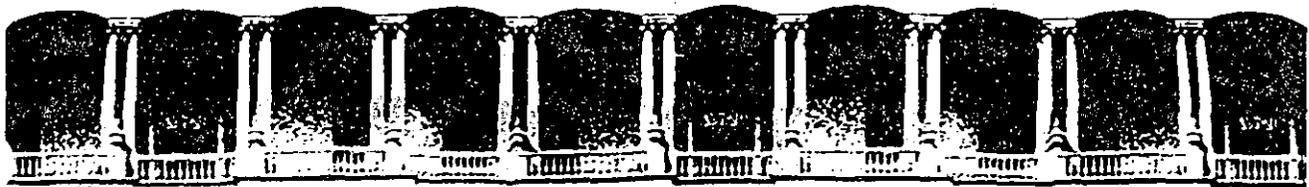
Si se abate el nivel freático, mediante pozos profundos, hasta un nivel por debajo del fondo del túnel, antes de excavar, se logran varios objetivos útiles: 1) Se eliminan las fuerzas de filtración; 2) se incrementan las presiones intergranulares y aumenta la resistencia del suelo; 3) se crea una tensión capilar en el agua del suelo, que se traduce en una cohesión aparente, cuyo valor puede ser suficiente para estabilizar el frente, como se observa en la práctica y en la ecuación (51); 4) es posible reducir, y en algunos casos eliminar, la presión de apoyo necesaria para prevenir la falla por arqueo de la clave.

#### 5. CONCLUSION.

El modelo teórico simplificado aquí expuesto, para analizar la estabilidad de túneles excavados en suelos, permite comprender los factores principales que intervienen en el problema y establece un procedimiento para estimar el factor de seguridad contra el colapso del frente, así como determinar el método de ataque más conveniente y la presión de diseño apropiada para el ademe temporal. Se basa, necesariamente, en hipótesis simplificadoras de la realidad, por lo que son de esperarse diferencias entre la predicción teórica del comportamiento de un túnel y la realidad. Sin embargo, en el caso de los suelos cohesivos, la información experimental disponible parece confirmar, con razonable aproximación, la predicción teórica.

En cambio, en el caso más complejo de los suelos cohesivo-friccionantes no se dispone de información sistemática que permita confirmar o modificar el modelo teórico. Es por ello indispensable realizar mediciones experimentales de campo y laboratorio, planeadas y organizadas de manera que permitan recabar información relevante y confiable. El modelo aquí planteado podrá ser de utilidad en el planeamiento de la instrumentación, así como de las técnicas de muestreo de campo y de ensayos de laboratorio más apropiadas para el objeto.

N O T A S



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

**C U R S O S   A B I E R T O S**

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO:**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

**7 al 12 de octubre de 1991**

**MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO**

**ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALEZ**

**OCTUBRE- 1992**



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

**CURSOS ABIERTOS**

**I CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**MODULO II MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO  
Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS**

**MOVIMIENTO INDUCIDO POR TUNELEO**

**ING; LEONARDO REYES SANTOS**

**OCTUBRE - 92**

**MANUAL DE  
DISEÑO GEOTECNICO**

**VOLUMEN 2**

**3 DISEÑO DEL METRO EN TUNEL**

**AUTOR:**

**ENRIQUE TAMEZ**

**COLABORADOR**

**ENRIQUE SANTOYO**

**COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO**

**MEXICO SEPTIEMBRE DE 1988**

# **MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO**

<b>VOL</b>	<b>CAPITULOS</b>
<b>1</b>	<b>1 ESTUDIOS GEOTECNICOS 2 DISEÑO DEL METRO EN CAJON</b>
<b>2</b>	<b>3 DISEÑO DEL METRO EN TUNEL</b>
<b>3</b>	<b>4 DISEÑO DEL METRO ELEVADO</b>
<b>4</b>	<b>5 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION</b>

## **CONTENIDO DEL VOLUMEN II**

### **CAPITULO 3 DISEÑO DEL METRO EN TUNEL**

**A INTRODUCCION  
B METODOLOGIA DE DISEÑO  
C CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO  
D DISEÑO GEOTECNICO  
E INSTRUMENTACION DE CAMPO**

# INDICE DEL VOLUMEN 2

## CAPITULO 3 DISEÑO DEL METRO EN TUNEL

<b>A INTRODUCCION</b> .....	1
<b>B METODOLOGIA DE DISEÑO</b> .....	2
1 INTRODUCCION.....	2
2 ETAPAS DE TRABAJO.....	2
2.1 INFORMACION GEOTECNICA A LO LARGO DEL TRAZO Y PERFIL .....	2
2.2 ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR .....	2
2.3 PROYECTO PRELIMINAR.....	2
2.4 ESTUDIO GEOTECNICO DETALLADO.....	2
2.5 ESTABILIDAD DEL FRENTE .....	2
2.6 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL TUNEL.....	3
2.6.1 Túnel excavado a frente abierto con revestimiento de concreto lanzado (FACOL) .....	3
2.6.2 Túnel excavado con escudo de frente abierto.....	3
2.6.3 Túnel excavado con escudo de frente a presión.....	3
2.7 DISEÑO DE REVESTIMIENTO .....	3
2.8 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES .....	3
<b>C CRITERIO DE ANALISIS</b> .....	5
1 INTRODUCCION.....	5
2 ESTABILIDAD DEL FRENTE .....	5
2.1 DESCRIPCION DE LA FALLA.....	5
2.2 MECANISMO SIMPLIFICADO DE FALLA .....	5
2.3 ESFUERZOS EN EL PRISMA DE LA CLAVE .....	6
2.3.1 Rango elástico .....	6
2.3.2 Rango elasto-plástico (suelo blandos).....	10
2.3.3 Conclusiones .....	12

2.4. ANALISIS DE ESTABILIDAD .....	13
2.4.1 Sistemas de fuerzas .....	13
2.4.2 Fórmula general de estabilidad .....	13
2.5 CASOS PARTICULARES DE LA FORMULA GENERAL DE ESTABILIDAD .....	15
2.5.1 Túneles en suelos cohesivos (arcillas) .....	15
2.5.2 Túneles en suelos cohesivos-friccionantes (arenas arcillosas, arenas limosas no saturadas o suelos cementados y tobas.) .....	17
2.5.3 Escudo con frente a presión .....	20
2.5.4 Resumen .....	20
2.6 FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES .....	20
2.7 TUNELES BAJO EL NIVEL FREATICO .....	20
2.7.1 Suelos cohesivos .....	20
2.7.2 Suelos puramente friccionantes .....	21
3 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO .....	22
3.1 ASPECTOS GENERALES .....	22
3.2 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA SUELO-REVESTIMIENTO .....	22
3.2.1 Desplazamiento del suelo .....	22
3.2.2 Desplazamiento del revestimiento primario .....	25
3.2.3 Desplazamiento inicial .....	26
3.2.4 Desplazamiento por holgura .....	26
3.2.5 Interacción suelo-revestimiento .....	26
3.2.6 Túneles construidos en arcillas en proceso de consolidación .....	27
3.3. ESPESOR DEL REVESTIMIENTO .....	29
3.3.1 Revestimientos flexibles .....	29
3.3.2 Revestimiento secundario rígido .....	30
3.3.3 Interacción suelo revestimiento .....	33
3.3.4 Revestimiento único .....	35
4 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES .....	37
4.1 ASPECTOS GENERALES .....	37
4.2 ASENTAMIENTOS EN LA SUPERFICIE .....	37
4.2.1. Estimación de asentamiento máximo .....	38
5 REFERENCIAS .....	38
D DISEÑO GEOTECNICO .....	43
FDT-1 SECUNDANCIA DEL DISEÑO DE TUNELES EN SUELOS .....	43

FDT-2 EJEMPLO DEL DISEÑO DE UN TUNEL EN LA ZONA DEL LAGO .....	49
FDT-3 EJEMPLO DEL DISEÑO DE UN TUNEL EN LA ZONA DE TRANSICION ALTA .....	54
FDT-4 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO .....	60
FDT-5 CARACTERISTICAS DEL INFORME DEL ESTUDIO GEOTECTINO DE UN TUNEL .....	63
<b>E INSTRUMENTACION DE CAMPO .....</b>	<b>66</b>
FIT-1 MEDICION DE CONVERGENCIAS DEL INTERIOR DEL TUNEL .....	66
FIT-2 MEDICIONES DE DEFORMACION EN LA MASA DE SUELO .....	73
FIT-3 CARACTERISCAS DEL INFORME DE INSTRUMENTACION DE UN TUNEL .....	79

## **CAPITULO 3**

### **DISEÑO DEL METRO EN TUNEL**

- A INTRODUCCION
- B METODOLOGIA DE DISEÑO
- C CRITERIO DE ANALISIS Y DISEÑO
- D DISEÑO ESTRUCTURAL
- E FICHAS DE DISEÑO

## A: INTRODUCCION

La construcción de túneles en suelos se desarrolló esencialmente como *arte de los ingenieros con experiencia*, en el que las decisiones se tomaban después del reconocimiento visual del frente y de juzgar la magnitud de los asentamientos inducidos; la estratigrafía del sitio y las propiedades mecánicas de los suelos servían de indicador. El proceso de construcción quedaba necesariamente expuesto a toda suerte de modificaciones, donde la capacidad de improvisación era la mejor herramienta del ingeniero para resolver los problemas.

El diseño racional de túneles excavados en suelos, se podría decir que lo inicia K Terzaghi al establecer los criterios de diseño para el ademe primario, basados en experiencias de campo y en la Teoría del Arqueo, en 1942 (ref 1); sus experiencias en los túneles del Metro de Chicago (ref 2) han sido la mejor guía en este campo. B Broms en 1967 contribuyó muy significativamente al estudiar la estabilidad de excavaciones verticales (ref 3) y R Peck en 1969, con su artículo del estado del arte sobre excavaciones profundas y túneles (ref 4).

Las notables características del subsuelo de la ciudad de México han obligado al desarrollo de mejores procedimientos de análisis para el diseño de túneles; los enfoques más recientes incluyen investigaciones con modelos de elemento finito, así como la aplicación de modelos mecánico-analíticos (refs 5 y 6). Es evidente que los modelos numéricos facilitan la comprensión del comportamiento de un tú-

nel; sin embargo, la solución práctica del problema de estabilidad se simplifica notablemente con la ayuda de un modelo mecánico.

La necesidad de construir túneles para alojar el sistema de transporte colectivo de la ciudad de México, es común a todas las grandes ciudades del mundo, que adoptan esta solución como la alternativa más conveniente, en especial en las áreas urbanas más densamente pobladas. Esta tendencia tiene su origen en dos factores fundamentales: por una parte, la menor interferencia, durante la construcción de los túneles, con la actividad cotidiana de los habitantes metropolitanos y con las instalaciones existentes de servicios públicos, y por otra, los avances tecnológicos de los últimos años, particularmente de las técnicas del concreto lanzado aplicado en suelos autoestables y de los hidroescudos utilizados en suelos inestables, que permiten la ejecución de túneles con rapidez, seguridad y economía competitivas con otras alternativas de construcción subterránea.

La experiencia obtenida en México en este tipo de obras ha sido altamente positiva y a medida que se avanza en ese campo se van perfeccionando los criterios a seguir en su diseño y construcción. El propósito de este manual es el de presentar, de manera sintetizada, los criterios básicos producto del análisis de esta experiencia y de las de otras metrópolis, que contribuyan a la búsqueda de soluciones constructivas cada vez mejores para los túneles del Metro en las condiciones propias de los suelos del Valle de México.

## **B: METODOLOGIA DE DISEÑO**

- MARCO TEORICO DEL DISEÑO DE TUNELES EN SUELOS

# B: METODOLOGIA DE DISEÑO

## 1. INTRODUCCION

En el desarrollo de este escrito se explica el uso de modelos analíticos simples para determinar las condiciones de estabilidad de los túneles durante la etapa de excavación, así como para la estimación de los asentamientos que se desarrollan en la superficie del terreno a consecuencia de la construcción; se describe también un procedimiento sencillo para la evaluación de la presión ejercida por el suelo sobre los sistemas de soporte y se exponen criterios para su diseño estructural. Con el auxilio de estos modelos y procedimientos simples, el Ingeniero puede seleccionar de una manera racional, el método de construcción más adecuado y diseñar el sistema de soporte temporal o definitivo, además de planear y programar el proceso constructivo de manera óptima, reduciendo así a un mínimo razonable, el grado de incertidumbre que ha sido característico de este tipo de obra en el pasado.

## 2. ETAPAS DE TRABAJO

La secuencia metodológica para el diseño de un túnel se muestra con todo detalle en la fig B-1; es recomendable seguir ordenadamente esa secuencia, para asegurarse que la solución sea el resultado de un proceso racional, que debe satisfacerse independientemente del marco teórico de análisis que se elija. A continuación se hace una breve descripción de esta secuencia de trabajo.

### 2.1 INFORMACION GEOTECNICA PRELIMINAR A LO LARGO DEL TRAZO Y PERFIL

La información geológica contenida en el Manual de Estudios Geotécnicos de COVITUR, Vol I, en particular el plano de zonificación geotécnica, permite identificar las características estratigráficas de los suelos que atravesará la línea en estudio. A continuación se hará efectuar un reconocimiento geotécnico a lo largo de la línea propuesta, para identificar todos los detalles geológicos que pu-

dieran influir en el diseño y construcción del túnel. Si algún tramo de la línea se encuentra en la zona de Lomas, es indispensable la participación de un ingeniero geólogo en el reconocimiento.

### 2.2 ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR

Su objetivo es determinar con precisión la estratigrafía a lo largo de la línea, conocer las condiciones de presión del agua subterránea y obtener una estimación preliminar de las propiedades mecánicas de los suelos.

Esta información hace factible el análisis geotécnico preliminar del problema, lo que a su vez permite fundamentar los objetivos y alcances del estudio detallado posterior, que incluirá muestreo inalterado, ensayos de laboratorio y en su caso, pruebas de campo.

En el Manual de Estudios Geotécnicos se encuentra la orientación necesaria para la planeación y ejecución del programa para el estudio geotécnico detallado.

### 2.3 PROYECTO PRELIMINAR

Con la información de la exploración geotécnica preliminar, de la que se obtienen la estratigrafía y la medición indirecta de las propiedades mecánicas de los suelos, se deberá efectuar un análisis preliminar de las soluciones constructivas factibles, considerando los siguientes aspectos: a) buscar la congruencia entre el perfil de diseño y las características estratigráficas a lo largo de la línea, b) hacer una estimación preliminar de la estabilidad del túnel, y c) definir tentativamente el procedimiento de construcción y el tipo de revestimiento.

### 2.4 ESTUDIO GEOTECNICO DETALLADO

La importancia del análisis preliminar descrito radica en que la mejor comprensión del problema planteado permite fundamentar y justificar: a) el programa de sondeos inalterados de tipo selectivo, b) las técnicas de muestreo inalterado que deberán seguirse, c) el programa de instalación de estaciones piezométricas, incluyendo el tipo de celdas sensibles, y d) el programa de trabajos de laboratorio y de pruebas especiales de campo.

Es importante insistir en que la información sea confiable y suficiente, y que se hayan aplicado las técnicas de campo y laboratorio apropiadas; para ello, se recomienda seguir las indicaciones del Manual de Estudios Geotécnicos de COVITUR, Vol I.

## 2.5 ESTABILIDAD DEL FRENTE

Al aplicar las expresiones algebraicas que se presentan en el capítulo C y se ejemplifican en las Fichas Técnicas adjuntas se obtiene el valor del Factor de Seguridad del frente  $FS_f$ , considerando que la excavación se realiza a sección completa, lo que permite elegir de manera racional el procedimiento de excavación más adecuado. Para cualquier geometría de la excavación, el mínimo factor de seguridad aceptable,  $FS_m$ , es: para suelo frágil,  $FS_m = 2$ ; para suelo elasto-plástico  $FS_m = 1.5$ .

## 2.6 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL TUNEI

Se dispone fundamentalmente de 3 técnicas de construcción:

- cuando  $FS_f \geq 1.3 FS_m$  se puede excavar a frente abierto y emplear un revestimiento de concreto lanzado (método FACOL). Esta técnica se ha aplicado con éxito en zonas de transición alta y de lomas.
- Cuando  $FS_f < 1.3 FS_m$  se requiere utilizar un escudo, que puede ser de frente abierto, en cuyo caso el revestimiento estará formado por anillos de concreto precolado constituidos por segmentos o dovelas que pueden ser de dos tipos: unidas por tornillos, formando anillos de diámetro constante, o las que pueden expandirse para ajustarse a la pared de la excavación. Ambos tipos se han utilizado en zonas de transición alta y baja, formando un revestimiento único.
- cuando  $FS_f < FS_m$  se requiere aplicar presión al frente de la excavación; en este caso el escudo de frente a presión es la solución más apropiada; el revestimiento es de dovelas atornilladas; el espacio anular entre el revestimiento y el terreno se retaca con mortero de arena y cemento estabilizado con bentonita e inyectado a presión inmediatamente detrás del escudo, a fin de reducir el desplazamiento radial del suelo y precomprimir el anillo de concreto. Tanto la presión del frente como la de inyección del mortero, son fundamentales para reducir los desplazamientos radiales del suelo y del revestimiento y por consiguiente reducir los asentamientos superficiales.

Esta técnica se ha empleado con éxito en las arcillas blandas de la zona de lago, construyendo finalmente un revestimiento secundario, de tipo rígido, de concreto hidráulico reforzado.

En la fig B1 se observa que para cada una de estas alternativas de procedimiento de cons-

trucción se requiere de los análisis específicos que se mencionan a continuación.

### 2.6.1 Túnel excavado a frente abierto con revestimiento de concreto lanzado. (FACOL)

Se debe analizar primero la estabilidad de la clave para determinar la máxima longitud de excavación sin soporte que permita mantener un factor de seguridad adecuado en la clave,  $FS_c$ , cuyo valor mínimo varía según el tipo de falla del suelo; en suelos elasto-plásticos  $FS_c \geq 1.5$ ; en suelos frágiles  $FS_c \geq 2.0$

A continuación se analiza la estabilidad general de la excavación. Nuevamente se presentan dos condiciones factibles: en suelos frágiles, si  $FS_g \geq 2$ , o en suelos elasto-plásticos, si  $FS_g \geq 1.5$ , la excavación podrá realizarse a sección completa; en caso contrario deberá excavar a media sección o en túneles parciales, o con escudo de frente abierto, con el fin de aumentar  $FS_g$ .

### 2.6.2 Túnel excavado con escudo de frente abierto

La primera decisión consiste en seleccionar el tipo de anillo de dovelas, que puede ser expansible o atornillado. A continuación se diseña el programa de inyección de retaque, definiendo la secuencia de inyectado, tipo y proporción de mezclas estables y presiones de inyección.

### 2.6.3 Túnel excavado con escudo de frente a presión

Se dispone de dos tipos de escudo; el de presión hidroneumática, y el de presión hidráulica; la presión del fluido se define mediante análisis de la estabilidad del frente y de los asentamientos superficiales.

## 2.7 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

A partir de los análisis de interacción suelo-revestimiento se obtienen los elementos mecánicos para el diseño estructural del revestimiento, ya sea de concreto lanzado o de dovelas, que pueden constituir el revestimiento secundario. En el capítulo C-3 se explican las bases de un procedimiento simplificado de análisis de interacción, cuya aplicación se ejemplifica en las fichas técnicas anexas

## 2.8 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES

Independientemente del procedimiento de construcción que se adopte, se deberán estimar los asentamientos que podrán inducirse en la superficie, para prever las consecuencias de la excavación del túnel en las estructuras que podrían resultar afectadas por los movimientos. La magnitud de los asentamientos está estrechamente relacionada con el procedimiento de excavación del frente, con el tipo de revestimiento y con el procedimiento y cuidados para llevar a cabo su colocación, como se explica en el capítulo C-4 y las fichas técnicas FDT-1 a FDT-4

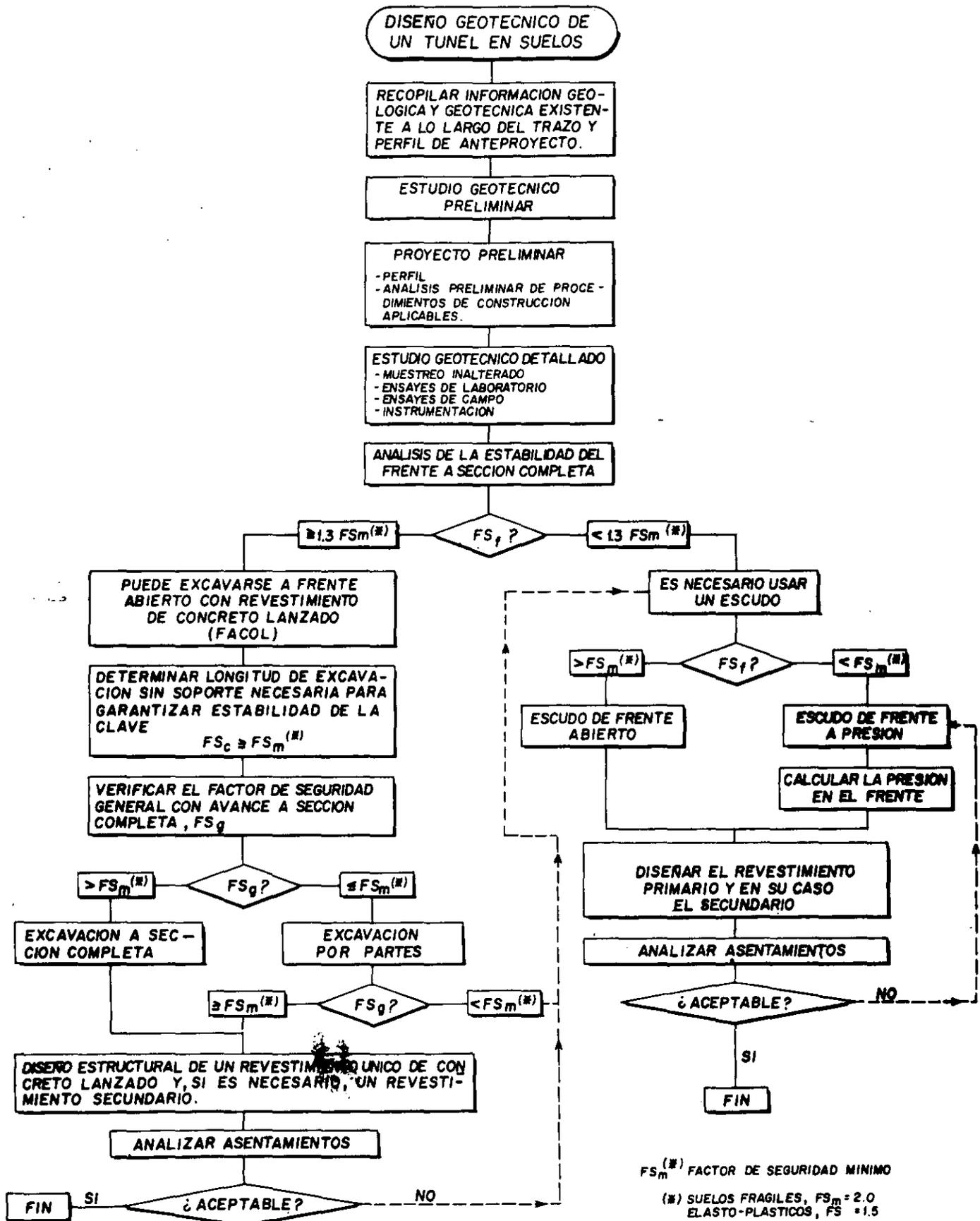


Fig B1 Secuencia de diseño de túneles en suelos

## **C: CRITERIO DE ANALISIS Y DISEÑO**

- PROCEDIMIENTO DE EVALUACION DE LA SEGURIDAD DE UN TUNEL Y DE LOS ASENTAMIENTOS QUE INDUCE SU EXCAVACION

# C: CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

## 1. INTRODUCCION

Se presenta aquí un método de análisis de la estabilidad del frente de un túnel basado en un mecanismo de falla simplificado que se obtiene a partir de la observación y estudio de fallas ocurridas en la práctica de la construcción, así como en modelos de laboratorio; el análisis de este mecanismo facilita la comprensión y evaluación de los factores que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo bajo los esfuerzos inducidos por la cavidad que deja la excavación.

El análisis del equilibrio del mecanismo propuesto permite establecer una fórmula de estabilidad para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente, en función de diversos factores, como son: la profundidad de la clave del túnel, el ancho y la altura de la sección excavada, la longitud de avance sin apoyo temporal, el peso volumétrico y la resistencia al corte del suelo, así como la sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel. Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que los ayuda a tomar decisiones mejor fundadas relativas al diseño y al procedimiento de construcción más convenientes dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

La fórmula de estabilidad general se aplica a los casos más frecuentes de túneles excavados en los suelos de la ciudad de México:

- a) Para túneles excavados en arcilla saturada, donde la resistencia al corte puede considerarse razonablemente constante, los resultados de la fórmula y los obtenidos por varios investigadores, mediante modelos experimentales, aparecen muy similares, y
- b) En el caso más general de suelos cohesivo-friccionantes, en los que la resistencia al corte es una función del esfuerzo normal, se hace indispensable conocer la distribución de este esfuerzo en la superficie de falla, lo que se resuelve aquí mediante una combinación de la teoría de la elasticidad y una solución modificada de la teoría del arqueado de Terzaghi (1);

la fórmula de estabilidad que se obtiene explica y reafirma la experiencia observada en túneles excavados en los suelos duros y tobas del Valle de México.

## 2. ESTABILIDAD DEL FRENTE

### 2.1 DESCRIPCION DE LA FALLA

Antes de la construcción de un túnel, existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se producirá el colapso del frente, el cual puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que indica la fig C 1. Este fenómeno se observa lo mismo en fallas ocurridas en túneles reales (ref 2).

En la masa de suelo afectada por el colapso del frente de un túnel se distinguen tres zonas con diferentes tipos de deformación (fig C 1): al centro queda un prisma de suelo (cdhf) que cae verticalmente sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido, alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona (acf y bdh) en la que el suelo muestra grandes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma central, se forma otra zona, identificada con las letras fhi en la fig C 1, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre deformaciones por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

### 2.2 MECANISMO SIMPLIFICADO DE FALLA

Observando los tipos de deformación de la fig C 1 se advierte la posibilidad de analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la fig C 2, el cual está formado por tres prismas: el triangular 1, que tiene la forma de una cuña de Coulomb; el rectangu-

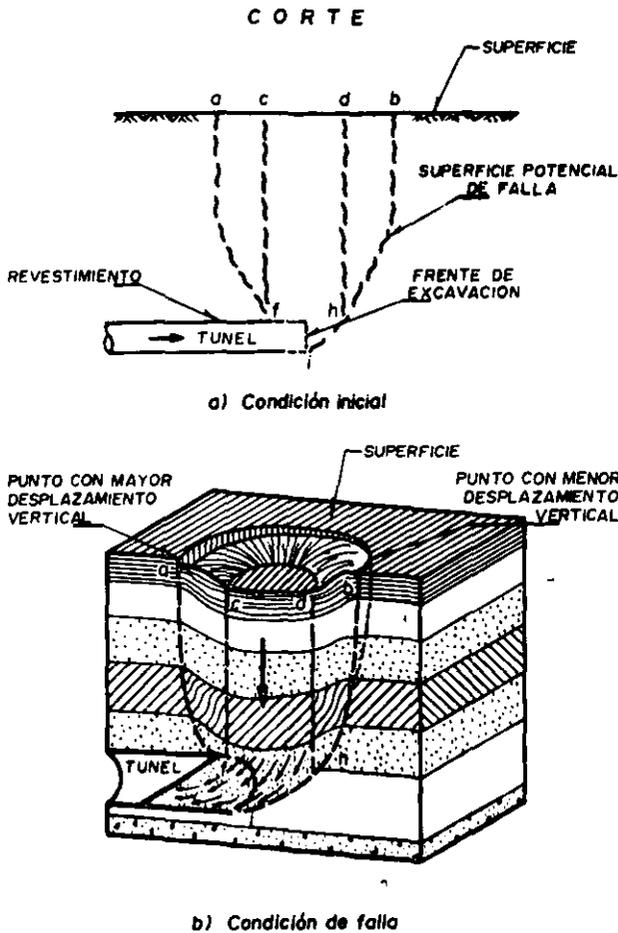


Fig C1 Falla del frente de un túnel

lar del fondo 2, que se apoya sobre la cuña y el rectangular sobre la clave 3; las dimensiones de estos prismas están condicionadas por la geometría del túnel, las propiedades del suelo y la longitud excavada sin soporte.

En el equilibrio de este mecanismo simplificado intervienen:

- a) Las fuerzas actuantes, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, la sobrecarga superficial y las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave
- b) Las fuerzas resistentes, derivadas de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los dos prismas rectangulares y en la masa del prisma triangular.

Para obtener la relación entre los dos sistemas de fuerzas, actuantes y resistentes, es necesario evaluar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos en la masa de suelo por la excavación del túnel; conviene iniciar esta evaluación con el análisis de los esfuerzos en el prisma de la clave.

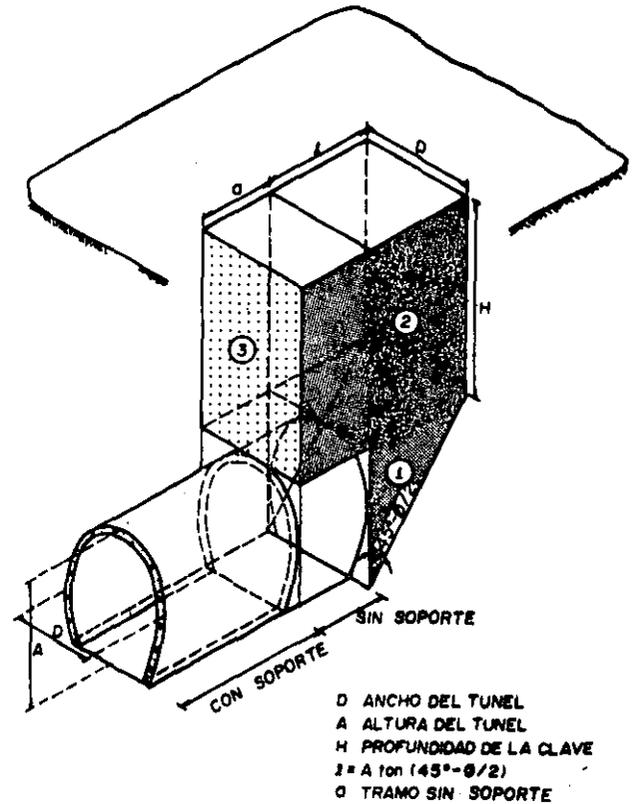


Fig C2 Mecanismo simplificado del equilibrio del frente

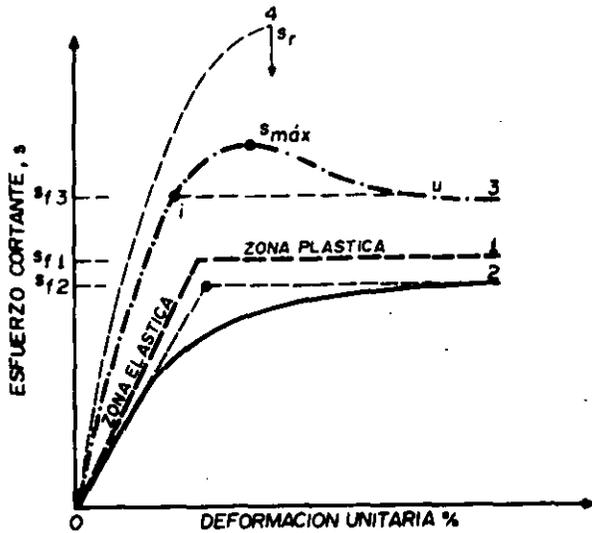
### 2.3 ESFUERZOS EN EL PRISMA DE LA CLAVE

Por ahora no se dispone de una solución rigurosa para analizar el estado de esfuerzos alrededor del frente de un túnel. A continuación se describe un método aproximado en el que se consideran dos casos: uno en el que los esfuerzos cortantes en el suelo están dentro del rango elástico y otro en el que en una zona del suelo los esfuerzos alcanzan el rango plástico. Para simplificar el análisis, se considerará inicialmente que el túnel se encuentra arriba del nivel freático, en cuyo caso no existen fuerzas de filtración. En el inciso 2.7 se considera la influencia de este factor.

#### 2.3.1 Rango elástico

Esta condición se desarrolla cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por la excavación del túnel se encuentran dentro de la zona aproximadamente lineal de la curva esfuerzo-deformación (figura C3).

- a) Estado de esfuerzos. La evolución del estado de esfuerzos en el prisma de la clave durante el proceso de excavación del frente puede analizarse mediante el model



1	SUELO ELASTO-PLASTICO IDEAL
2	ARCILLA O SUELO GRANULAR SUELTO A SEMICOMPACTO
3	SUELO GRANULAR MUY COMPACTO
4	SUELO FRAGIL
$s_{máx}$	RESISTENCIA MAXIMA
$s_u$	RESISTENCIA ULTIMA
$s_r$	RUPTURA FRAGIL
$s_{f1,2,3}$	PUNTO DE FLUENCIA

Fig C3 Curvas esfuerzo-deformación típicas

elástico representado en la fig C 4, el cual se obtiene a partir del mecanismo simplificado de la fig C 2, considerando que en el plano horizontal que pasa tangente a la clave del túnel existe antes de la excavación una losa de concreto imaginaria, como indican las figs C 4a y C 5. Suponiendo que el bloque de tierra que descansa sobre la losa sea de un material homogéneo, elástico e isotrópico, los esfuerzos efectivos iniciales, antes de la excavación del túnel, se deben solamente a su peso propio; para un punto cualquiera a una altura  $z$  sobre el plano de la losa estos esfuerzos están dados por las siguientes expresiones: para la presión vertical  $\sigma_{vo} = \gamma(H - z)$  y para la horizontal,  $\sigma_{ho} = K_o \gamma(H - z)$ ; en la fig C 4b se muestra la variación de ambos esfuerzos con la altura  $z$ . A la profundidad de la losa el esfuerzo vertical inicial es  $\sigma_{vo} = \gamma H$ .

Supóngase que bajo la losa se excava un prisma cuadrado, de lado  $D$ , en el suelo que le sirve de apoyo, que en la losa se corta una ranura siguiendo el perímetro del cuadrado, según la fig C 3b y que en el área del cuadrado se mantiene una presión vertical ascendente  $p_{ai} = \gamma H$ , de manera que no se altere el estado de esfuerzos iniciales. En la masa de suelo se

forma un prisma imaginario,  $mnpq$ , cuya base es la placa cuadrada cortada en la losa. Supóngase que se hace disminuir la presión ascendente inicial  $p_{ai}$ , que da apoyo a la base del prisma de suelo, en una cantidad  $\sigma_d$ , tal que la nueva presión de apoyo esté dada por

$$p_a = p_{ai} - \sigma_d = \gamma H - \sigma_d$$

$$\text{de donde } \sigma_d = \gamma H - p_a \quad (C 1)$$

La descarga  $\sigma_d$  producirá una disminución de los esfuerzos  $\sigma_{vo}$  y  $\sigma_{ho}$  a lo largo de las caras del prisma imaginario de suelo y desarrollará un esfuerzo cortante,  $\tau_{xz}$ , como ilustra la figura C 4c. El nuevo estado de esfuerzos puede estimarse con base en la teoría de la elasticidad (ref 5), considerando a la descarga  $-\sigma_d$  como un esfuerzo de tensión superpuesto al estado inicial de esfuerzos.

Aplicando a la base del prisma cuadrado una tensión uniforme  $-\sigma_d$  se generan en la masa de suelo esfuerzos de tensión  $-\sigma_{dz}$  que decrecen con la altura  $z$  y cuya distribución en la superficie lateral del prisma, sobre el eje vertical  $pq$ , se muestra en la fig C 4d; en ella se observa que, a una altura  $Z_d = 1.7D$ , el esfuerzo vertical  $-\sigma_{dz}$  vale aproximadamente  $-0.1 \sigma_d$ . Esto implica que, arriba de esta altura  $Z_d$ , la influencia de la tensión  $-\sigma_d$  aplicada en la base del prisma es despreciable. Superponiendo los diagramas de esfuerzos verticales de las figuras C 4d y C 4b se obtiene el de la figura C 4f en la que se ve que la diferencia  $\sigma_{vo} - \sigma_d = \sigma_{ve}$  representa la distribución del esfuerzo vertical remanente después de la descarga, a lo largo de la cara  $pq$  del prisma de la clave.

En cuanto a la magnitud de los esfuerzos cortantes  $\tau_{xz}$ , que se desarrollan a lo largo del eje de referencia  $pq$ , en el diagrama C 4e se muestra su variación con la vertical, como una fracción de  $\sigma_d$ ; se observa que el máximo valor del cortante se produce en la parte inferior del prisma y vale  $\tau_{xz} = 0.32 \sigma_d$ . Puede verse también que, a la altura  $Z_d$ , el esfuerzo  $\tau_{xz}$  vale  $0.05 \sigma_d$ , que es una magnitud prácticamente despreciable. Lo anterior significa que los esfuerzos cortantes inducidos por la tensión  $-\sigma_d$  que actúa en la base del prisma solamente afectan al material que se encuentra dentro de la altura  $Z_d = 1.7D$ ; arriba de esta altura los cortantes son despreciables. Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede sustituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortantes de la fig C 4e, por una línea recta, formando un triángulo cuya base es  $\tau_{máx} = 0.3 \sigma_d$  y su altura es  $1.7D$ . De acuerdo con la ecuación (C 1), puede escribirse:

$$\tau_{\text{máx}} = 0.3 (\gamma H - p_a) \quad (C 1')$$

El esfuerzo cortante inicial en los planos verticales del prisma se puede admitir como nulo, porque inicialmente éstos son planos principales; por ello, el esfuerzo cortante final es solamente el inducido por el esfuerzo de descarga  $-\sigma_d$

Volviendo nuevamente a la fig C 2, se observa que, en el caso más general, el prisma de la clave 3 tiene base rectangular, cuyo ancho es  $D$  y cuya longitud, puede variar de cero a infinito; mientras que el razonamiento anterior se refiere al caso particular de un prisma de base cuadrada. Sin embargo, esto no parece ser un motivo de error sustancial, ya que, por una parte, un análisis más riguroso del equilibrio de una galería circular, de longitud infinita dado por la teoría de la elasticidad (ref 5) muestra que la distribución de esfuerzos es similar a la que se considera en el modelo de la fig C 4 y por la otra, los resultados obtenidos del ensaye de modelos a escala confirman, razonablemente bien, las hipótesis simplificadoras consideradas (ref 3)

- b) Movilización de la resistencia. A partir del diagrama de esfuerzos verticales (fig C 4 f) se dibuja el diagrama que muestra la variación de la resistencia al corte con la altura  $z$ , mediante la expresión  $s = c + K_\phi \sigma_{ve} \tan \phi$  (fig C 4g). De esta manera se pueden comparar los diagramas de resistencia y los de esfuerzo cortante elástico, para juzgar la seguridad de la excavación.

Para simplificar el análisis, con apoyo en los conceptos de los párrafos anteriores, se pueden obtener los diagramas simplificados de cortantes y resistencias que se generan en las caras del prisma de la clave de un túnel al avanzar la excavación del frente; se pueden presentar dos casos: 1) que por el procedimiento de excavación del túnel se deje sin apoyo al prisma de la clave, o 2) que se mantenga en la base del prisma una cierta presión de apoyo,  $p_a$ .

- c) Túnel excavado sin apoyar el prisma de la clave. En la fig C 6a se muestra la condición de descarga total del prisma de la clave, lo que significa que el esfuerzo vertical  $\sigma_{vo}$  cambia de la condición inicial lineal ob a la condición no lineal oad. En cuanto a los esfuerzos cortantes  $\tau_{xz}$ , su valor inicial es nulo y el final es aproximadamente lineal, representado por la recta hj. Todo este desarrollo supone que la masa de suelo se encuentra en equilibrio elástico, lo que implica necesariamente que la resistencia cohesiva del suelo sea mayor que el máximo esfuerzo cortante; es decir que,  $c \geq 0.3 \gamma H$ , como muestra la recta pm de la fig C 6a.

Obsérvese en la figura que los esfuerzos

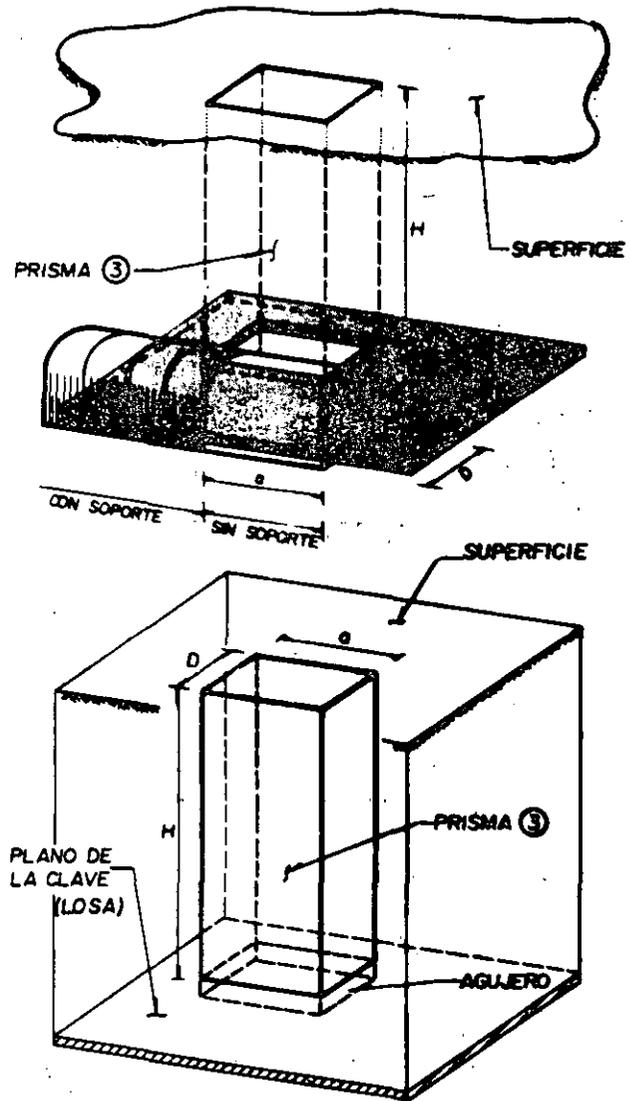


Fig C5. Geometría del prisma rectangular de la clave

iniciales en el suelo son modificados por la descarga de la base del prisma solamente hasta la altura  $Z_d$ , por lo que a esta zona de alteración de esfuerzos se le denomina zona de descarga, mientras que en el suelo que se encuentra arriba de  $Z_d$  no se alteran los esfuerzos naturales, por lo que se llama zona no descargada.

En la fig C 6a, se pueden introducir simplificaciones para definir el valor medio de la resistencia al corte que se moviliza a lo largo de las caras del prisma; admitiendo, según el criterio de falla Mohr-Coulomb, que la resistencia se expresa por  $s = c + K_\phi \sigma_{vet} \tan \phi$ , en la que  $\sigma_{vet}$  es el esfuerzo vertical obtenido con la teoría de la elasticidad y representado por la curva ad, se puede sustituir ésta por la recta ad que daría valores menores del esfuerzo vertical  $\sigma_{ve}$  y por ello quedaría del lado conservador. Esta simpli-

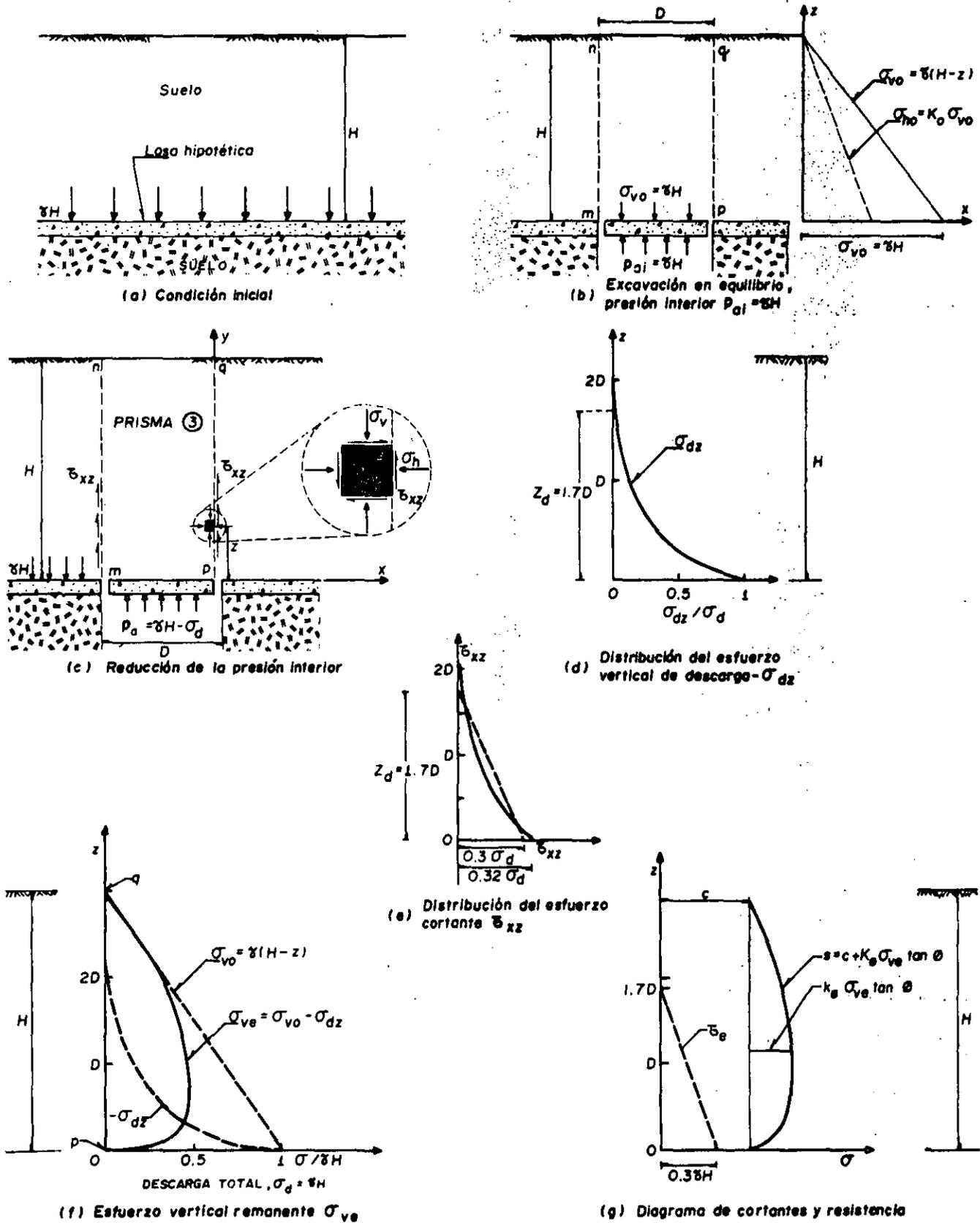


Fig C4 Diagramas de esfuerzos en el prisma de la clave

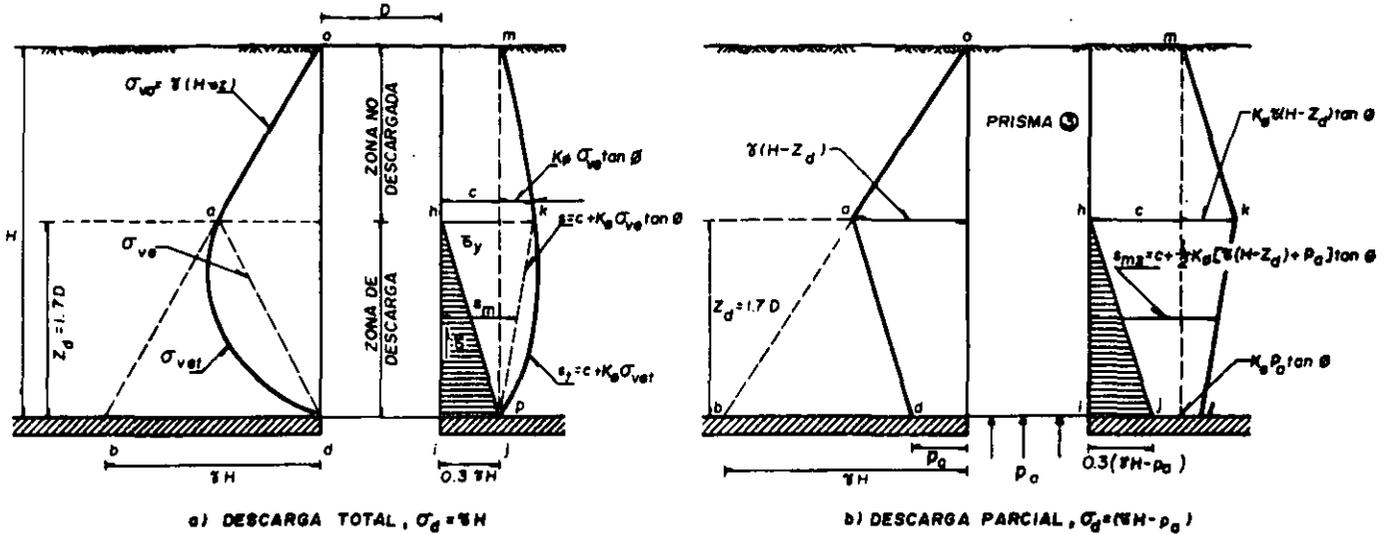


Fig C6 Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma de la clave para el caso elástico ( $c \geq 0.3\gamma H$ )

ficación significaría que el valor medio de la resistencia a la altura  $\frac{1}{2} Z_d$ , sería  $s_m = c + \frac{1}{2} K_\phi \sigma_{vea} \tan \phi$ , donde  $\sigma_{vea}$  es el valor del esfuerzo vertical en el punto a, el cual a su vez está dado por:

$$\sigma_{vea} = \gamma(H - Z_d) \quad (C 2)$$

De aquí se derivan los siguientes dos casos:

a) Túnel Profundo ( $H \geq 1.7D$ )

Resistencia media del suelo:

$$s_{m3} = c + \frac{1}{2} K_\phi \gamma(H - Z_d) \tan \phi \quad (C 3)$$

b) Túnel Somero ( $H < 1.7D$ )

Resistencia media del suelo:

$$s_{m3} = c \quad (C 4)$$

Esto significa que, para túneles someros, la componente friccionante de la resistencia al corte,  $K_\phi \sigma_{ve} \tan \phi$ , es prácticamente nula y la estabilidad del frente dependerá solamente de la cohesión del suelo.

d) Túnel excavado con presión de apoyo en el prisma de la clave. En la fig C 6b se ilustra la condición de descarga parcial del prisma de la clave, en la que se aplica una presión de apoyo  $p_a$  en la base del prisma; la descarga neta será  $\sigma_d = -(\gamma H - p_a)$ . La presión de apoyo  $p_a$  puede generarse con aire comprimido dentro del túnel, por la expansión del anillo de dovelas o por el inyectado de mortero a presión entre el revestimiento y el suelo. La reacción del prisma trian-

gular 1 en la base del prisma rectangular del fondo 2 (fig C 2), se puede considerar como un caso similar a esta presión de apoyo, en la que  $p_a = q$ .

El diagrama simplificado de los esfuerzos verticales está representado por la línea  $o-a-p$  de la fig C 6b; el esfuerzo cortante máximo es  $\tau_{m\acute{a}x} = 0.3(\gamma H - p_a)$  y el diagrama de resistencia, simplificado, el que se indica por la línea  $l-k-m$ . El valor medio de la resistencia al corte  $s_{m3}$ , que se desarrolla en las caras del prisma hasta la altura  $Z_d = 1.7D$ , es entonces:

$$s_{m3} = c + \frac{1}{2} K_\phi [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi$$

que conduce a los casos siguientes:

a) Túnel Profundo ( $H \geq 1.7D$ )

Resistencia media del suelo:

$$s_{m3} = c + \frac{1}{2} K_\phi [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi$$

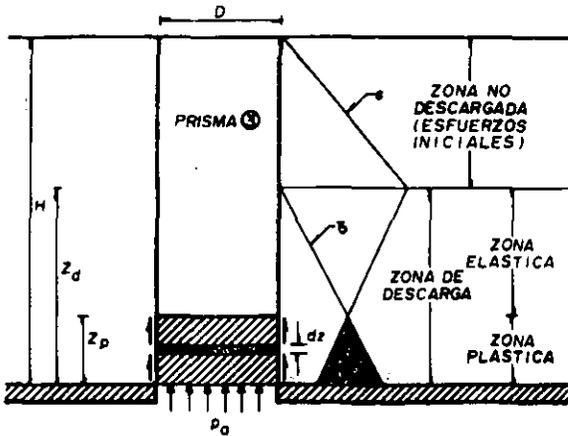
b) Túnel Somero ( $H < 1.7D$ )

Resistencia media del suelo:

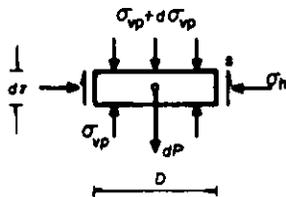
$$s_{m3} = c + \frac{1}{2} K_\phi p_a \tan \phi$$

### 2.3.2 Rango elasto-plástico (suelos blandos)

Esta condición se desarrolla cuando el esfuerzo cortante máximo inducido por la excavación del túnel sobrepasa el punto de fluencia del suelo; esto significa que en un suelo que tiene un comportamiento elasto-plástico, como lo muestran las curvas esfuerzo-deformación de la fig C 3, se desarrollará una zona plástica en el prisma de la clave 3, como



a) ZONA PLASTIFICADA EN LA BASE DEL PRISMA



b) ESFUERZOS QUE ACTUAN EN UN PRISMA ELEMENTAL, DENTRO DE UNA ZONA PLÁSTICA

Fig C7 Mecanismo de arqueo para la zona plastificada del prisma de la clave

la resistencia al corte del suelo,  $s$ . Adicionalmente, en la base del prisma actúa una presión de apoyo  $p_a$  menor que  $\gamma H$ , que puede ser dada por un soporte temporal o un fluido a presión. El equilibrio de un prisma elemental, de ancho  $D$ , longitud  $a$  y espesor  $dz$ , localizado a una altura  $z$ , dentro de la zona plástica (fig C 7b), se expresa por:

$$(\sigma_{vp} + d\sigma_{vp}) Da - \sigma_{vp} Da + \gamma Da dz - 2s (D + a) dz = 0$$

Sustituyendo:  $R = \frac{D}{a} + 1$  y  $s = c + K_\phi \sigma_{vp} \tan \phi$

$$\text{Resulta: } d\sigma_{vp} - \frac{2K_\phi R \tan \phi}{D} \sigma_{vp} dz - (2c \frac{R}{D} - \gamma) dz = 0$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\sigma_{vp} = \frac{2c - \frac{\gamma D}{R}}{2K_\phi \tan \phi} \left( e^{2K_\phi R \tan \phi \frac{z}{D}} - 1 \right) + p_0 e^{2K_\phi R \tan \phi \frac{z}{D}} \quad (C-5)$$

- b) Diagrama de esfuerzos y resistencia al corte. Para ilustrar la variación de los esfuerzos y de la resistencia al corte en las caras del prisma de la clave, conviene seguir el procedimiento semigráfico que se presenta en la fig 8, que corresponde a un ejemplo con las siguientes características: se trata de un túnel circular que se construye sin presión interna, avanzando la excavación sin soporte en incrementos de un diámetro.

Datos: Geométricos  $D = 7$  m,  $H = 21$  m

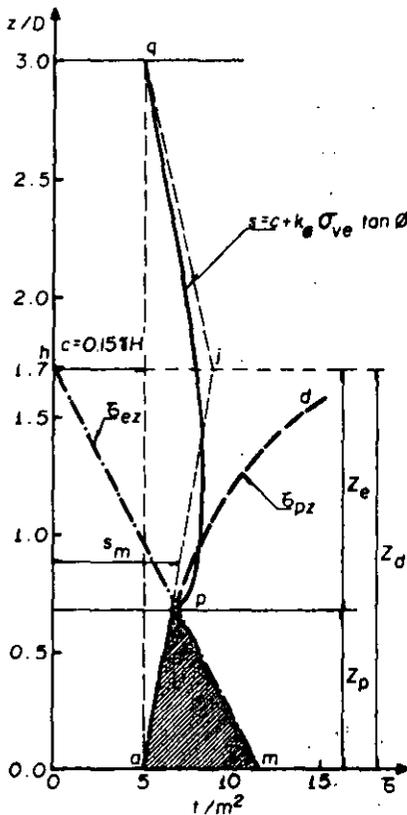
Constructivos  $D/a = 1$ ,  $p_a = 0$

Geotécnicos  $c = 5$  t/m<sup>2</sup>,  $\phi = 30^\circ$  y  $\gamma = 1.8$  t/m<sup>3</sup>

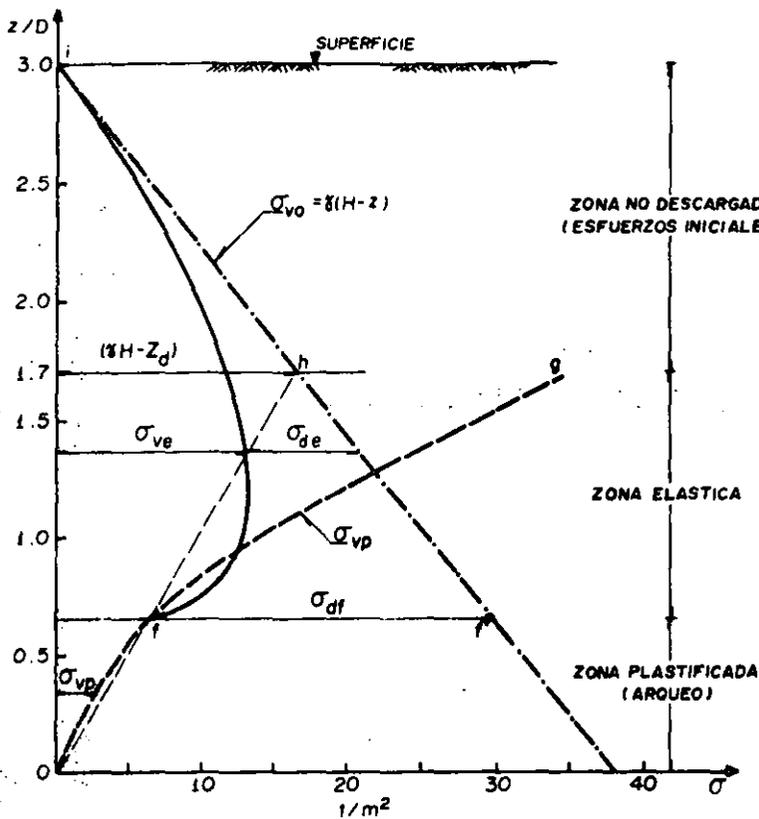
- c) Esfuerzos verticales plásticos  $\sigma_{vp}$ . Asignando valores crecientes a la relación  $z/D$  se obtienen los correspondientes de  $\sigma_{vp}$  (ecuación C-5), que se desarrollan dentro de la zona plástica; estos valores definen la curva ofg de la fig. C 8b. En un túnel en el que  $p_a$  sea diferente de cero, la curva  $\sigma_{vp}$  se inicia con una abscisa de ese mismo valor.
- d) Esfuerzos cortantes plásticos  $\tau_{pz}$ . A partir de la curva ofg, mediante la expresión  $s = c + K_\phi \sigma_{vp} \tan \phi$ , admitiendo un valor de  $K_\phi$  (usualmente 0.5), se puede construir la curva apd de esfuerzos cortantes plásticos  $\tau_{pz}$  de la figura C 8a.
- e) Esfuerzo cortante elástico  $\tau_{ez}$ . Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elásticos  $\tau_{ez}$ , suponiendo que todo el suelo del prisma se encuentre en estado de equilibrio elástico, representado por la recta mh (fig C 8a). La base del trián-

se muestra esquemáticamente en la fig C 7; dicha zona plástica alcanzará una cierta altura  $z_p$ , dentro de la cual los esfuerzos cortantes  $\tau_{pz}$  serán iguales a la resistencia del suelo en su punto de fluencia plástica  $s_f$ ; es decir,  $\tau_{pz} = s_f$ . Arriba de la zona plástica los esfuerzos cortantes son menores que  $s_f$  y el suelo se comporta según el rango elástico de su curva esfuerzo-deformación.

- a) Determinación del esfuerzo vertical. En la zona no descargada de la fig C 7a, el esfuerzo vertical  $\sigma_{vo}$  puede evaluarse con la expresión  $\gamma(H - z)$ ; en la zona elástica, el esfuerzo vertical  $\sigma_{ve}$  se calcula como se describe en el inciso anterior; por su parte, para la zona plastificada se recurre aquí a una solución aproximada que se basa en el estudio del fenómeno del arqueo, con un mecanismo semejante al propuesto por Terzaghi (refs 1 y 6). Este mecanismo de arqueo se muestra con detalle en la fig C 7a, de la cual se derivan las siguientes observaciones: la parte inferior del prisma de la clave, con altura  $z_p$ , se encuentra en equilibrio plástico, lo que implica que el esfuerzo cortante  $\tau_{pz}$  que actúa en la cara del prisma es igual a



a) Esfuerzos cortantes y resistencias



b) Esfuerzos verticales

Fig C8 Diagramas de esfuerzos y resistencias en la cara del prisma de la clave

gulo formado vale  $\tau_{e\text{ máx}} = 0.3 YH$  y la altura  $Z_d = 1.7D$ . La intersección con el diagrama de cortantes plásticos es el punto  $p$ , que marca la altura de la zona plástica  $Z_p$ ; dentro de esta zona, la resistencia al corte es igual al esfuerzo cortante  $\tau_{pz}$ . Arriba del punto  $p$  el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

f) Esfuerzo vertical elástico  $\sigma_{ve}$ . La variación vertical de este esfuerzo entre la superficie y el punto  $f$ , correspondiente del  $p$  (fig C 8b), se obtiene aplicando la expresión  $\sigma_{ve} = \sigma_{vo} - \sigma_{te}$ , donde el esfuerzo  $\sigma_{te}$  se obtiene distribuyendo el esfuerzo  $\sigma_{df}$  hacia arriba, en la zona elástica, de acuerdo con la solución de Steinbrenner (ref 4); los esfuerzos de descarga  $\sigma_{te}$ , al ser disminuidos de  $\sigma_{vo}$  dan el esfuerzo vertical elástico  $\sigma_{ve}$  que muestra la curva  $fi$  (fig C 8b).

g) Resistencia al corte del suelo. Con los valores de  $\sigma_{ve}$  dados en la curva  $fi$ , se obtienen los correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante la ecuación  $s = c + K_\phi \sigma_{ve} \tan \phi$ , que se presentan en la curva  $pq$ , (fig C 8a).

h) Resistencia media al corte. El diagrama combinado de esfuerzos verticales, de la zona plástica  $\sigma_{vp}$  y de la elástica  $\sigma_{ve}$ , corresponde a la curva  $ofi$ ; esta curva puede simplificarse, admitiendo el diagrama triangular  $ohi$  como equivalente, cuyo vértice  $h$  corresponde a la altura  $Z_d$ .

El diagrama triangular simplificado  $ohi$ , de esfuerzos verticales  $\sigma_{vp}$  y  $\sigma_{ve}$ , genera a su vez el diagrama simplificado de resistencia al corte  $ajq$  de la fig C 8a; de este último se obtiene la siguiente relación:

$$s_m = c + \frac{1}{2} K_\phi \gamma (H - Z_d) \tan \phi$$

Como esta expresión resulta idéntica a la (C-3), que se obtuvo para el caso elástico, se puede admitir su aplicabilidad para el rango plástico.

### 2.3.3 Conclusiones

Con base en la teoría de la elasticidad, puede considerarse que la zona de influencia de

los esfuerzos inducidos en el suelo por la excavación del frente de un túnel, llega hasta la altura  $Z_d = 1.7D$ .

La magnitud de los esfuerzos cortantes inducidos por la excavación es función de  $(\gamma H - p_a)$ ; la condición máxima se alcanza cuando  $p_a = 0$ , que corresponde al caso de una excavación sin soporte ni presión interior.

El valor medio aproximado de la resistencia al corte en la masa de suelo dentro de la altura  $Z_d$ , está dado por la expresión:

$$s_m = c + b K [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi$$

El valor de  $K$ , no es una constante a lo largo de las caras del prisma; así, por ejemplo, en la zona no descargada,  $K$  adquiere el valor típico de la condición de reposo de Rankine, que en la mayoría de los suelos tiene un valor experimental  $0.4 < K_0 < 0.6$ , con promedio de  $K_0 = 0.5$ , mientras que en la zona plástica alcanza el valor de la función:

$$K_\phi = \frac{1 - \frac{2c}{\sigma_v} \tan \phi}{1 + 2 \tan^2 \phi} \quad (C-7)$$

la cual depende de  $\sigma_v$ ,  $c$  y  $\phi$ .

Para diferentes valores de  $c$  y  $\phi$  se tiene:

Caso	$K_\phi$
Arcilla saturada ( $c \neq 0$ , $\phi = 0$ )	1
Arena ( $c = 0$ , $25^\circ < \phi < 40^\circ$ )	0.7 a 0.4

Puesto que  $K$  es importante solamente en el caso de suelos cohesivo-friccionantes, se concluye que puede tomarse  $K_\phi = 0.5$  como valor medio representativo para el cálculo del valor medio de la resistencia al corte en las caras del prisma. Así, la ecuación (C-3) puede expresarse como:

$$s_{m3} = c + 0.25 [\gamma(H - Z_d) + p_a] \tan \phi \quad (C-8)$$

## 2.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD

La fórmula de estabilidad para el mecanismo de falla de un túnel, descrito anteriormente (inciso 2.2), se puede deducir de la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación. En la fig C 9 se muestra una sección longitudinal del túnel, con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que intervienen en el equilibrio del frente.

El conjunto de fuerzas se puede manejar como un sistema coplanar, con el que el factor de seguridad se puede expresar como la relación

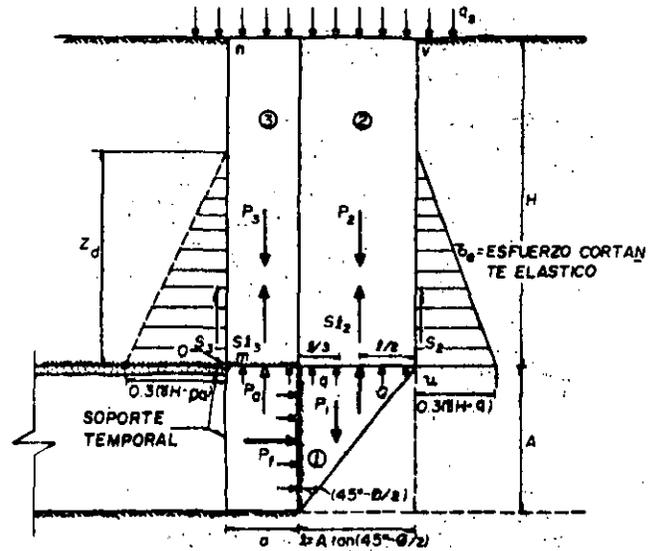


Fig C9 Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio del frente

entre los momentos de las fuerzas resistentes y el de las actuantes, tomados respecto a un eje perpendicular al eje del túnel, que pasa por un punto fijo; así se tiene:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (C-9)$$

donde FS. factor de seguridad

$\sum M_r$  suma de los momentos resistentes

$\sum M_a$  suma de los momentos actuantes

### 2.4.1 Sistema de fuerzas

a) Fuerzas actuantes ( $P_1, P_2, P_3, Q_s, P_a$  y  $P_f$ ). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente; en la Tabla C-1 se anotan los valores de las fuerzas y sus momentos respecto al punto 0.

b) Fuerzas resistentes del suelo ( $S_1, 2S_2, S_3$  y  $2S_3$ ). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La fuerza resistente  $Q$  es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1; ésta se puede estimar aplicando la solución de Meyerhof (ref 4) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical. En la tabla C-1 se anotan las expresiones algebraicas de fuerzas y de sus momentos.

### 2.4.2 Fórmula general de la estabilidad

La fórmula general de la estabilidad se

puede deducir sustituyendo en la expresión (C 9) los momentos actuantes y resistentes de la Tabla C-1.

Así se obtiene:

$$FS = \frac{s_{m2} Z_d D (a + \ell) + 2s_{m2} Z_d \ell (a + \frac{\ell}{2}) + s_{m3} Z_d a^2 + 2.7c \sqrt{K_p} D (a + \frac{\ell}{2})}{\frac{1}{2} \gamma A D (a + \frac{\ell}{3}) + \gamma \ell D H (a + \frac{\ell}{2}) + \frac{1}{2} (\gamma H - p_a) D a^2 + \frac{1}{2} q_s D (a + \ell)^2 - \frac{1}{2} p_f D A^2}$$

Simplificando y agrupando términos, la fórmula general del factor de seguridad de estabilidad del túnel es la siguiente:

$$FS_q = \frac{2s_{m2} \left[ \frac{D}{\ell} \left(1 + \frac{a}{\ell}\right) + 1 + \frac{2a}{\ell} \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{\ell}\right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c \sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{\ell}\right)}{\gamma H \left[ \frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{\ell}\right) + \left(1 + \frac{a}{\ell}\right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{\ell}\right)^2 - p_a \left(\frac{a}{\ell}\right)^2 - p_f K_p} \quad (C-10)$$

TABLA C-1 SISTEMA DE FUERZAS DEL MECANISMO DE FALLA

	Fuerzas	Momentos	Aclaraciones
Actuantes	$P_1 = \frac{1}{2} \gamma A \ell D$	$M_1 = \frac{1}{2} \gamma A \ell D (a + \frac{\ell}{3})$	$P_1$ peso del prisma triangular 1
	$P_2 = \gamma \ell D H$	$M_2 = \gamma \ell D H (a + \frac{\ell}{2})$	$P_2$ peso del prisma rectangular 2
	$P_3 = \gamma a D H$	$M_3 = \frac{1}{2} \gamma D H a^2$	$P_3$ peso del prisma de la clave 3
	$Q_s = q_s (a + \ell) D$	$M_s = \frac{1}{2} q_s D (a + \ell)^2$	$q_s$ sobrecarga en la superficie
	$P_a = p_a a D$	$M_a = \frac{1}{2} p_a D a^2$	$p_a$ presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión; disminuye la presión debida al peso del prisma 3
Actuantes	$P_f = p_f A D$	$M_f = \frac{1}{2} p_f D A^2$	$p_f$ presión horizontal que actúa sobre el frente, ejercida por un fluido o por tableros de contención; disminuye la diferencia de presión horizontal del frente ( $\sigma_{ho} - p_f$ )
Resistentes del suelo	$S_2 = s_{m2} Z_d D$	$M_{s2} = s_{m2} Z_d D (a + \ell)$	$s_{m2}$ resistencia media en la cara uv del prisma 2
	$S_{\ell 2} = 2s_{m2} Z_d \ell$	$M_{s\ell 2} = 2s_{m2} Z_d \ell (a + \frac{\ell}{2})$	
	$S_3 = s_{m3} Z_d D$	$M_{s3} = 0$	$s_{m3}$ resistencia media en la cara mn del prisma 3
	$S_{\ell 3} = 2s_{m3} Z_d a$	$M_{s\ell 3} = s_{m3} Z_d a^2$	
	$Q_c = 2.7c \ell D \sqrt{K_p}$	$M_{Qc} = 2.7c \ell D \sqrt{K_p} (a + \frac{\ell}{2})$	$q$ capacidad de carga del prisma 1 $q = 2.7c \sqrt{K_p}$

En esta expresión aparecen en forma explícita los factores que determinan la estabilidad:

- Características geométricas del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y la altura de la sección de excavación (H, D y A).
- Propiedades del suelo, definidas por la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico (c,  $\phi$  y  $\gamma$ )
- Procedimiento constructivo, caracterizado por la longitud de avance, la presión de apoyo o de la clave proporcionada por un escudo o soporte, y en su caso, la presión de estabilización del frente (a,  $p_a$  y  $p_f$ )
- Magnitud de sobrecargas en la superficie ( $q_s$ )

## 2.5 CASOS PARTICULARES DE LA FORMULA GENERAL DE ESTABILIDAD

### 2.5.1 Túneles en suelos cohesivos (arcillas)

a) Aspectos generales. La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (condiciones no drenadas), puede representarse por un parámetro de cohesión  $s = c$ , y un ángulo  $\phi = 0$ ; la cohesión varía linealmente con la profundidad en depósitos de arcillas normalmente consolidadas; sin embargo, para fines de cálculo, c puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los suelos entre la base del túnel y la altura  $Z_d$  (inciso 2.3).

Para  $s = c$  y  $\phi = 0$ , se deduce que:

$$s_{m2} = s_{m3} = c$$

$$K_p = 1$$

$$l = A$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación C 10 se tiene:

$$FS_g = \frac{\left\{ 2 \left[ \frac{D}{A} \left( 1 + \frac{a}{A} \right) + \left( 1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left( 1 + \frac{2a}{A} \right) \right\} c}{\gamma H \left[ \frac{A}{H} \left( \frac{1}{3} + \frac{a}{A} \right) + \left( 1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] + q_s \left( 1 + \frac{a}{A} \right)^2 - p_o \left( \frac{a}{A} \right)^2 - p_f} \quad (C-11)$$

Esta ecuación puede simplificarse para casos particulares, como los que se explican a continuación:

b) Túnel excavado a frente abierto y concreto

lanzado (FACOL). En arcillas de consistencia dura es posible seguir este procedimiento de construcción, excavando el frente a sección completa, en cuyo caso puede considerarse  $A = D$ . Si la excavación se hace a presión atmosférica,  $p_a = p_f = 0$ . Si, además, no se tienen cargas superficiales,  $q_s = 0$ . Con estas condiciones, la ecuación (C-11) queda:

$$FS_g = \frac{2 \left[ \left( 1 + \frac{a}{D} \right) + \left( 1 + \frac{a}{D} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left( 1 + \frac{2a}{D} \right) c}{\frac{D}{H} \left( \frac{1}{3} + \frac{a}{D} \right) + \left( 1 + \frac{a}{D} \right)^2} \frac{c}{\gamma H}$$

Esta ecuación puede escribirse en la forma

$$FS_g = N_c \frac{c}{\gamma H} \quad (C-12)$$

en la cual:

$$N_c = \frac{2 \left[ \left( 1 + \frac{a}{D} \right) + \left( 1 + \frac{a}{D} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left( 1 + \frac{2a}{D} \right)}{\frac{D}{H} \left( \frac{1}{3} + \frac{a}{D} \right) + \left( 1 + \frac{a}{D} \right)^2} \quad (C-13)$$

La ecuación (C-12) es idéntica a la fórmula empírica-experimental que actualmente se utiliza para evaluar la estabilidad de túneles excavados en arcilla; se observa que el factor de estabilidad  $N_c$  depende únicamente de la geometría del túnel.

El valor  $N_c$ , calculado con la ecuación (C-13) se presenta gráficamente en la fig C 10, que se ha dibujado tomando en cuenta que para  $H/D \geq 1.7$ ,  $Z_d/D$  es constante e igual a 1.7, y para  $H/D < 1.7$ ,  $Z_d = H$ . En la figura se han incluido los valores de  $N_c$  obtenidos experimentalmente por Kimura y Mair en modelos a escala (ref 3); se observa que las diferencias máximas con los valores calculados son del orden de 5%.

La ecuación (C-12) y las gráficas de la figura C 10 son aplicables al diseño del procedimiento de construcción del túnel sin sobrecarga superficial ( $q_s = 0$ ), para lo cual puede procederse de la siguiente manera: Se calcula primero el factor de seguridad del frente  $FS_f$ , suponiendo que la excavación se realiza con un escudo de frente abierto, lo que implica que  $a = 0$ , o sea que  $a/D = 0$ . Con este valor se determina el de  $N_c$  en la gráfica correspondiente a  $H/D$ , de la figura C 10, el cual se sustituye en la ecuación (C 12), para obtener  $FS_f$ . Si  $FS_f > 2$  se puede seguir el procedimiento FACOL, proponiendo una longitud de avance de excavación sin soporte, a, de la cual se obtiene  $a/D$ ; con este valor se determina un nuevo valor de  $N_c$ , de la figura C 10 y se calcula el factor de seguridad general  $FS_g$  correspondiente, el cual deberá ser mayor de 1.5.

Cuando se tiene una sobrecarga superficial ( $q_s \neq 0$ ), el factor de seguridad del frente se calcula mediante la ecuación (C 11'),

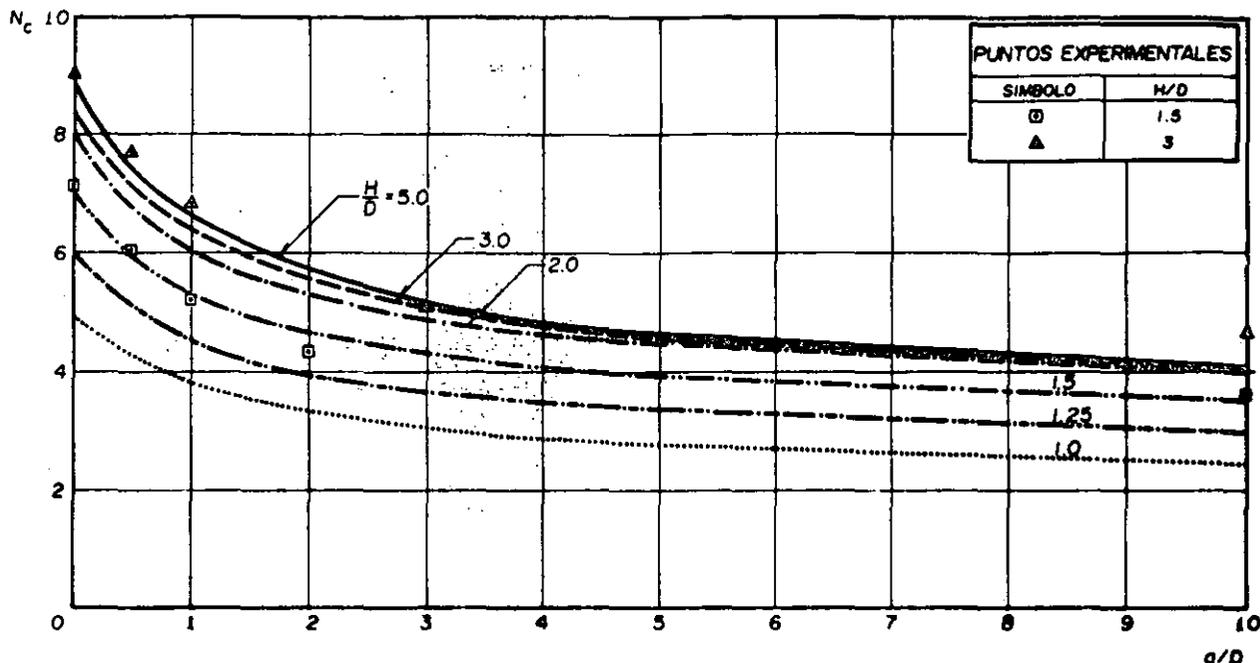


Fig C10 Factor de estabilidad  $N_c$  para túneles en suelos cohesivos; sobrecarga y presión interior nulas

considerando  $p_f = 0$ . La longitud de avance sin soporte ( $a$ ) se obtiene de las ecuaciones (C-23) o (C-24), del inciso 2.5.2, sustituyendo en esta última  $\tan \phi = 0$ . En estas ecuaciones se considera que el mínimo valor aceptable del factor de seguridad local para el prisma de la clave es  $FS_c \geq 1.5$ .

Con el valor de  $a$  así calculado se verifica la estabilidad general de la excavación sustituyéndolo en la ecuación (C-11). Si  $FS_g < 1.5$ , debe reducirse el valor de  $a$ .

De las gráficas de la fig C 10 se derivan las siguientes conclusiones:

- Para cualquier relación  $H/D$ ,  $N_c$  adquiere un valor máximo para  $a/D = 0$ , que corresponde a una excavación utilizando escudo de frente abierto
- Para cualquier relación  $H/D$ ,  $N_c$  disminuye al aumentar el avance sin soporte, hasta alcanzar un valor prácticamente constante para  $a/D = 5$ , que es aproximadamente la mitad del  $N_c$  máximo; esta variación refleja el efecto tridimensional del frente en la estabilidad del túnel, que se vuelve bidimensional cuando  $a \geq 5D$ .
- Para cualquier relación  $a/D$ ,  $N_c$  aumenta con la profundidad a la clave del túnel, hasta alcanzar un valor prácticamente constante a partir de  $H/D = 3$ .

c) Túnel con escudo de frente a presión. La construcción de túneles en arcillas de

consistencia blanda a media requiere, generalmente, el empleo de un escudo de frente cerrado, que permite aplicar una presión  $p_f$  para estabilizar el frente. Cuando se emplea un escudo, la longitud sin soporte  $a = 0$ . La ecuación (C-11) queda entonces:

$$FS_f = \frac{(4 \frac{z_d}{D} + 2.7)c}{\gamma(H + \frac{D}{3}) + q_s - p_f} \quad (C-11')$$

que puede escribirse en la forma

$$FS_f = \frac{cN_e}{\gamma(H + \frac{D}{3}) + q_s - p_f} \quad (C-12')$$

$$\text{En la que: } N_e = (4 \frac{z_d}{D} + 2.7) \quad (C-13')$$

para túnel profundo ( $H \geq 1.7D$ ),  $\frac{z_d}{D} = 1.7$  y  $N_e = 9.5$

para túnel somero ( $H < 1.7D$ ),  $z_d = H$  y

$$N_e = \frac{4H}{D} + 2.7$$

esta ecuación aparece graficada en la figura C 11.

c.1) Presión en el frente,  $p_f$

De la ecuación (C-12') se puede calcular la presión necesaria en el

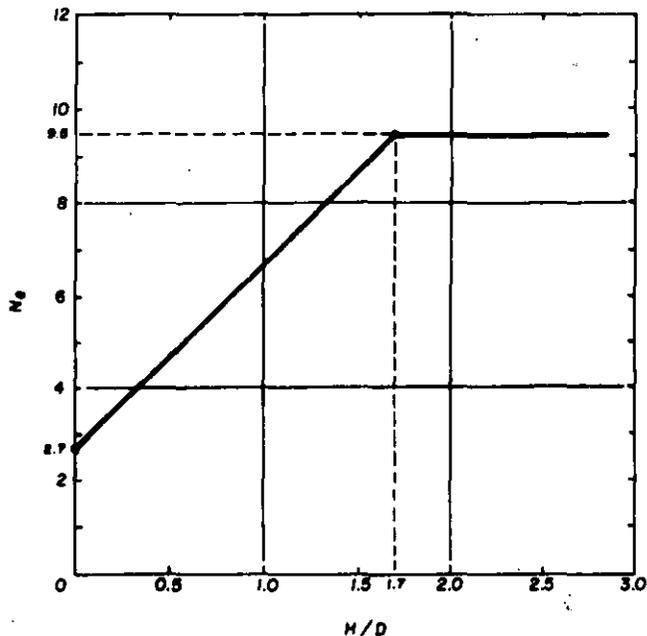


Fig C11 Factor de estabilidad  $N_s$  para túneles con escudo en arcilla blanda, con sobrecarga  $q_s$  y presión en el frente,  $p_f$

frente para obtener un factor de seguridad deseado, mediante la ecuación:

$$p_f = \gamma(H + \frac{D}{3}) + q_s - \frac{cN_s}{FS_f} \quad (C-12'')$$

2.5.2 Túneles en suelos cohesivo-friccionantes (arenas arcillosas, arenas limosas no saturadas o suelos cementados y tobas)

a) Aspectos generales. La resistencia al corte de estos suelos se caracteriza por un parámetro de cohesión  $c$  y ángulo de fricción  $\phi$ , de acuerdo con la ley de Coulomb:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (C-14)$$

donde  $\sigma_n$  es el esfuerzo normal al plano de falla. En la naturaleza, estos suelos están formados por depósitos de limo, arena y grava, y la cohesión puede originarse por un cementante entre las partículas (cohesión real) o por tensión capilar, en materiales parcialmente saturados (cohesión aparente)

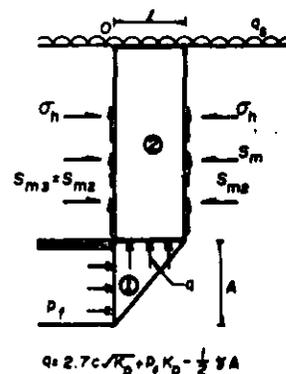
El análisis de estabilidad puede realizarse aplicando la fórmula general (C 10), sustituyendo los valores de la resistencia media en los prismas,  $s_{m2}$  y  $s_{m3}$ , obtenidos de las ecs (C-3) o (C-4) (inciso 2.4). Para facilitar el cálculo conviene seguir

la secuencia que se indica a continuación:

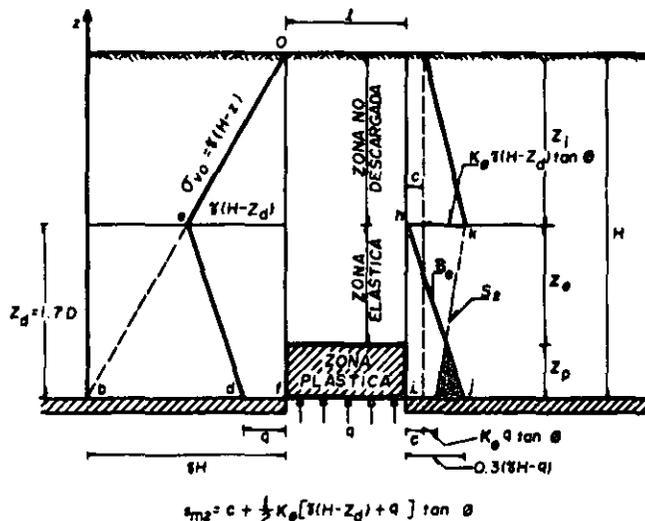
- Estabilidad del frente (equilibrio de los prismas 1 y 2)
- Estabilidad de la clave (equilibrio del prisma 3)
- Estabilidad general

b) Estabilidad del frente. Se determina verificando el factor de seguridad del mecanismo formado únicamente por los prismas 1 y 2; es decir, considerando un avance sin soporte,  $a = 0$  (comparar figs C 9 y C 12a); en estas condiciones, sustituyendo  $s_{m2}$  en la ec (C-10) y tomando en cuenta que de la fig C 9:

$$l = A \tan (45^\circ - \frac{\phi}{2})$$



a) Equilibrio del prisma 2



b) Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma ②, para  $q_s = 0$

Fig C12 Estabilidad del frente en suelos cohesivo-friccionantes

o sea

$$l = \frac{A}{\sqrt{K_p}} \quad (C-15)$$

se tiene:

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} \left( \frac{D\sqrt{K_p}}{A} + 1 \right) + 2.7c\sqrt{K_p}}{YH \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s - p_f K_p} \quad (C-16)$$

Como primera aproximación, debe revisarse la factibilidad de realizar la excavación a sección completa y presión atmosférica, que equivale a considerar  $A = D$  en la ecuación anterior, y  $p_f = 0$

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} (1 + \sqrt{K_p}) + 2.7c\sqrt{K_p}}{YH \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (C-16')$$

Sustituyendo el valor de  $s_{m2}$  dado por la expresión (C-8) en la que  $p_a = q = 2.7c\sqrt{K_p} - \frac{1}{2}YA$  y reordenando términos, se obtiene:

para túnel profundo, en el que  $H > Z_d$ ,

$$FS_f = \frac{cN_1 + \frac{Y}{2} (H - Z_d - \frac{A}{2}) N_2}{YH \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (C-17)$$

para túnel somero,  $H - Z_d = 0$

$$FS_f = \frac{cN_1 - \frac{1}{4} YA N_2}{YH \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (C-17')$$

donde

$$N_1 = 2.7\sqrt{K_p} + (2 + 1.35 \tan \phi \sqrt{K_p}) (1 + \sqrt{K_p}) \frac{Z_d}{D} \quad (C-18)$$

$$N_2 = (1 + \sqrt{K_p}) \tan \phi \frac{Z_d}{D}$$

Los factores de estabilidad  $N_1$  y  $N_2$  se presentan gráficamente en la fig C-13; para los casos de: túnel somero con  $H/D = Z_d/D = 1$ , y profundo, donde  $H/D \geq 1.7$  y  $Z_d/D$  es constante e igual a 1.7.

Un caso especial de  $N_1$  se tiene cuando la capacidad del prisma triangular del frente 1 es mayor que el esfuerzo vertical inicial al nivel de la clave, es decir cuando  $q > YH$ ; esta situación debe tomarse en cuenta en el cálculo de  $s_{m2}$ , sustituyendo el valor límite  $p_a = YH$  en la ec (C-8). Así se deducen las siguientes expresiones:

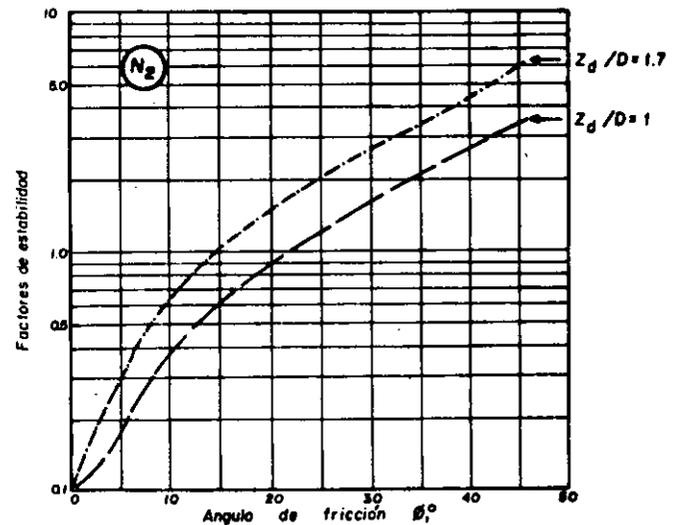
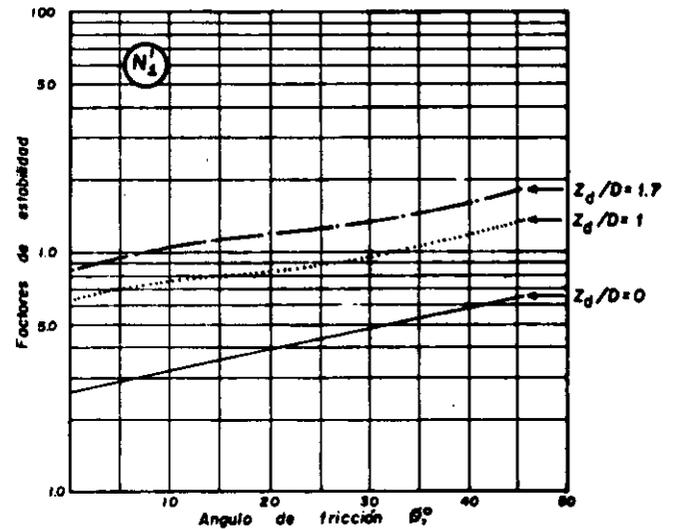
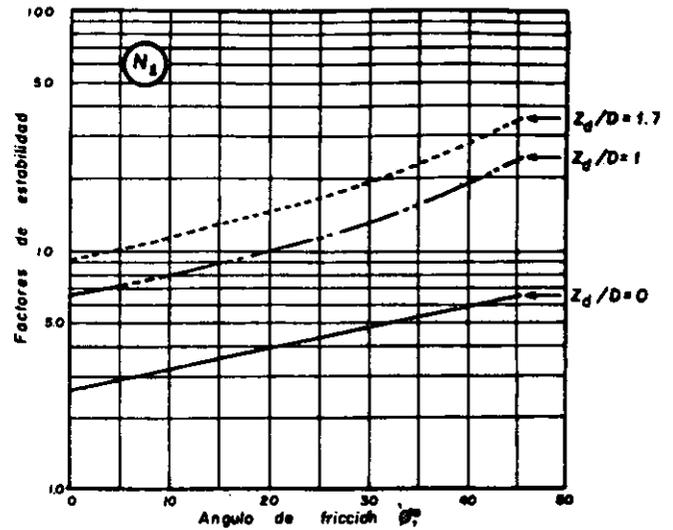


Fig C13 Factores de estabilidad para túneles en suelos cohesiono-friccionantes.

- Túnel somero ( $H/D < 1.7$ );  $Z_d = H$

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \frac{1}{2} \gamma H N_2}{\gamma H \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (C-19)$$

- Túnel profundo ( $H/D \geq 1.7$  y  $Z_d/D = 1.7$ )

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \gamma(H - 0.85D) N_2}{\gamma H \left( \frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (C-20)$$

donde

$$N'_1 = 2.7 \sqrt{K_p} + 2(1 + \sqrt{K_p}) \frac{Z_d}{D} \quad (C-21)$$

El factor  $N'_1$  aparece graficado en la fig C-13.

c) Estabilidad de la clave. La longitud de avance máximo sin soporte se define analizando la estabilidad del prisma 3; en la fig C 14 se muestran los diagramas de esfuerzos y resistencias que actúan en las caras del prisma, cuando la presión  $p_a$  es nula.

El factor de seguridad  $FS_c$  contra la falla de la clave se obtiene comparando la fuerza resistente total que se desarrolla dentro del espesor  $Z_d$ , con el peso total del prisma, mediante la expresión:

$$FS_c = \frac{2s_{m3} (a + D) Z_d}{(\gamma H + q_s) aD}$$

donde  $s_{m3}$  se calcula con la ec (C-8) haciendo  $p_a = 0$ ; sustituyendo este valor y reordenando términos se obtiene:

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{\left[ 2c + \frac{1}{2} \gamma (H - Z_d) \tan \phi \right] \frac{Z_d}{D}} - 1 \quad (C-22)$$

Esta ecuación permite calcular la longitud del avance que se puede excavar sin soporte, manteniendo un factor de seguridad preseleccionado. Dependiendo de la profundidad del túnel, pueden deducirse las siguientes expresiones:

- Túnel somero ( $H/D < 1.7$  y  $Z_d = H$ )

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{2c H/D} - 1 \quad (C-23)$$

- Túnel profundo ( $H/D \geq 1.7$  y  $Z_d/D = 1.7$ )

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{3.4c + 0.85 \gamma (H - 1.7D) \tan \phi} - 1 \quad (C-24)$$

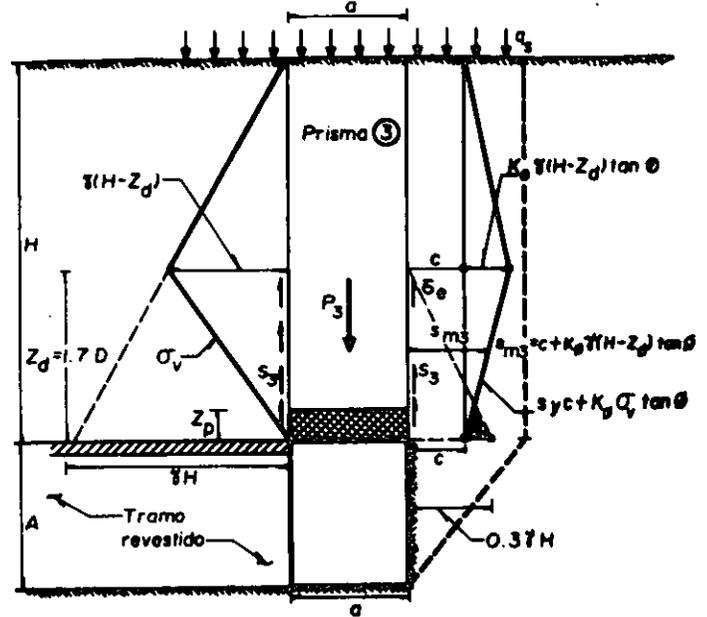


Fig C14 Estabilidad del prisma de la clave en suelos cohesivo-friccionantes

En el caso del túnel somero, la ecuación (C-23) muestra que la estabilidad de la clave depende solamente de la cohesión del suelo, ya que la componente de la resistencia debida al ángulo de fricción se anula al hacer  $Z_d = H$ .

d) Estabilidad local de la clave. Cuando la cohesión real o aparente, del suelo que se encuentra sobre la clave del túnel es menor de  $0.3 \gamma H$ , se desarrollará una zona de equilibrio plástico, de altura  $Z_p$ , como se muestra en la figura C-14; en esta condición las ecuaciones C-22, C-23 y C-24 serán válidas solamente si los esfuerzos verticales dentro de la zona plastificada son positivos, puesto que, el desarrollo de tensiones implicará el desprendimiento del suelo de la clave. Esta condición de equilibrio crítico local puede analizarse mediante la ecuación C-5; haciendo en ella  $p_a = 0$ , se obtiene:

$$\sigma_{vp} = (2c - \frac{\gamma D}{R}) \frac{2K_\phi R \tan \phi z/D - 1}{2K_\phi \tan \phi}$$

en la que se ve que, para que  $\sigma_{vp}$  sea positivo, es necesario que  $2c - \gamma D/R > 0$ . En el límite,  $2cR = \gamma D$ , de donde el factor de seguridad contra falla local por plastificación en la clave se expresa por:

$$FS_p = \frac{2c (1 + D/a_p)}{\gamma D}$$

y de aquí

$$\frac{D}{a_p} = \frac{FS_c \cdot YD}{2c} - 1 \quad (C-22')$$

El factor de seguridad mínimo contra falla por plastificación en suelo elasto-plástico es de 1.5. El valor obtenido mediante la ecuación (C-22') debe ser comparado con el obtenido de las ecuaciones C-23 o C-24.

La estabilidad local de la clave es particularmente importante cuando en ella se tiene la presencia de arenas cuyo grado de saturación es mayor de un 70%, condición en la que la cohesión aparente puede ser muy pequeña; en cuyo caso la estabilidad deberá ser mejorada mediante la aplicación de una presión interior  $p_a$ , según la ecuación C-5, o mediante el inyectado del suelo para aumentar su cohesión.

- e) Estabilidad general. Una vez definida la sección de excavación y el avance máximo sin soporte, se determina el factor de seguridad contra falla general, sustituyendo en la ec (C-10) los valores de A, D y a obtenidos, y las condiciones de frontera existentes (fig C-9); los valores medios de la resistencia al corte son:

$$s_{m2} = c + 0.25 [\gamma(H - Z_d) + q] \tan \phi$$

$$\text{siendo } q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5 \gamma A \leq \gamma H \quad (C-25)$$

(inciso 2.5.2a)

$$\text{y } s_{m3} = c + 0.25 \gamma(H - Z_d) \tan \phi$$

de donde se derivan los siguientes casos:

- Túnel somero ( $H/D < 1.7$  y  $Z_d = H$ )

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= c + 0.25 q \tan \phi \\ s_{m3} &= c \end{aligned} \right\} (C-26)$$

- Túnel profundo ( $H/D \geq 1.7$  y  $Z_d/D = 1.7$ )

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= c + 0.25 [\gamma(H - 1.7D) + q] \tan \phi \\ s_{m3} &= c + 0.25 \gamma(H - 1.7D) \tan \phi \end{aligned} \right\} (C-26')$$

### 2.5.3 Escudo con frente a presión

En suelos con baja cohesión, en los que el factor de seguridad del frente es menor que el mínimo aceptable, según el inciso 2.6, se requiere un escudo con frente a presión para aumentar el factor de seguridad  $FS_f$ . La presión necesaria para obtener un  $FS_f$  dado puede obtenerse despejando  $p_f$  de la ecuación (C-16) y sustituyendo  $s_{m2}$  por la ecuación (C-8) y simplificando; se llega así a las siguientes ecuaciones:

Túnel profundo

$$p_f = \frac{\gamma H (1 + \frac{D}{3H}) FS_f - 0.5 [\gamma(H - 1.7D) - 0.5 \gamma D] N_2 - c N_1}{K_p (FS_f + 0.5 N_2)} \quad (C-27)$$

Túnel somero

$$p_f = \frac{\gamma H (1 + \frac{D}{3H}) FS_f + 0.25 \gamma D N_2 - c N_1}{K_p (FS_f + 0.5 N_2)} \quad (C-27')$$

### 2.5.4 Resumen

En las tablas C-2 y C-3 se resumen las fórmulas de estabilidad para túneles excavados a sección completa ( $A = D$ ) en suelos cohesivos y cohesivo-friccionantes, respectivamente.

### 2.6 FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES

El factor de seguridad FS calculado de acuerdo con la ecuación general (C-10) o cualquiera de sus simplificaciones para casos particulares, es una medida relativa del nivel de esfuerzos inducidos por la excavación del frente, con respecto a la resistencia al corte del suelo.

Los diagramas de resistencia al corte,  $s$ , y de esfuerzos cortantes,  $\tau$ , actuantes después de la descarga (fig C 6a), muestran que para evitar plastificación del suelo es necesario que su resistencia al corte al nivel de la clave,  $s_c$ , sea igual o mayor que el máximo esfuerzo cortante,  $s_c \geq 0.3 \gamma H$ . El factor de seguridad asociado a esta condición puede obtenerse comparando las áreas de los diagramas de esfuerzos; así se observa que, cuando la presión en la base del prisma de la clave es nula y la cohesión del suelo es  $c \geq 0.3 \gamma H$ , el suelo se encuentra trabajando en el rango elástico en cualquier punto alrededor del frente y  $FS \geq 2$ . Conforme FS disminuye, se genera la plastificación del suelo alrededor del túnel, condición que sólo es admisible en suelos elasto-plásticos. La selección del  $FS_m$  mínimo aplicable en cada caso específico dependerá del tipo de falla del suelo de que se trate. En suelos de falla frágil deberá tenerse un factor de seguridad mayor de 2, mientras que en los de falla plástica podrá aceptarse un  $FS_m$  de 1.5.

### 2.7 TUNELES BAJO EL NIVEL FREATICO

Es necesario distinguir dos casos: el de los suelos cohesivos, representados por las arcillas, limos arcillosos, arenas arcillosas, suelos granulares cementados o tobas, todos ellos con baja permeabilidad,  $k \leq 10^{-5}$  cm/seg, y el de los suelos granulares puramente friccionantes y carentes de cohesión, con permeabilidades mayores de  $10^{-5}$  cm/seg, representados por los limos, las arenas, las gravas y mezclas de éstos en distintas proporciones.

#### 2.7.1 Suelos cohesivos

Por su baja permeabilidad, estos suelos mantienen su cohesión durante el proceso de ex-

TABLA C-2 FORMULA DE ESTABILIDAD PARA TUNELES EXCAVADOS  
A SECCION COMPLETA (A ≅ D) EN SUELOS COHESIVOS

Condición de análisis	Ecuación	Número
	$FS_g = N_c \frac{c}{\gamma H}$	(C-12)
Estabilidad general con $p_f \equiv p_a \equiv q_s \equiv 0$	donde $N_c = \frac{2 \left[ \left(1 + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2 \right] \frac{z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{D}\right)}{\frac{D}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D}\right) + \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2}$	(C-13)
Estabilidad excavando con escudo de frente a presión (a = 0, $p_f \neq 0$ , $q_s \neq 0$ )	$FS_f = \frac{\left(\frac{4z_d}{D} + 2.7\right)c}{\gamma H \left(1 + \frac{D}{3H}\right) + q_s - p_f} = \frac{cN_e}{\gamma H \left(1 + \frac{D}{3H}\right) + q_s - p_f}$	(C-11')
Presión necesaria en el frente para un $FS_f$ predeterminado	$p_f = \gamma \left(H + \frac{D}{3}\right) + q_s - \frac{cN_e}{FS_f}$	(C-12'')

Túnel profundo:  $\frac{z_d}{D} = 1.7$ ; Túnel somero,  $z_d = H$

cavación y colocación del soporte primario, aún cuando el avance se haga a frente abierto, si es que el valor de la resistencia cohesiva del suelo permite alcanzar un factor de seguridad aceptable. Puesto que la resistencia al corte no drenada no sufre cambios substanciales a corto plazo, el equilibrio de la masa de suelo puede expresarse en términos de esfuerzos totales y todas las fórmulas hasta aquí obtenidas son directamente aplicables al análisis de la estabilidad del frente del túnel. Aunque el gasto de filtración hacia el interior del túnel no es de importancia, el revestimiento debe ser impermeable, con el propósito doble: 1) evitar el reblandecimiento del material excavado, para facilitar su manejo; 2) impedir el drenaje del suelo que rodea al túnel y el desarrollo de asentamientos importantes a largo plazo.

### 2.7.2 Suelos puramente friccionantes

La carencia de cohesión o adherencia entre los granos de este grupo de suelos los hace inestables en el frente del túnel y son fácilmente arrastrados por el agua que fluye hacia el interior, aún cuando el gasto de filtración sea pequeño en los suelos con alto contenido de limo; por ello, no es posible la excavación segura de túneles a frente abierto en estas condiciones de inestabilidad. Se dispone de tres soluciones: una consiste en eliminar las fuerzas de filtración abatiendo el nivel freático por debajo de la

cubeta del túnel, mediante pozos de bombeo operados con anticipación a la construcción. Un subproducto de gran utilidad es la creación de esfuerzos de tensión capilar en el suelo drenado que se convierten en una cohesión aparente que contribuye a la estabilización del frente. La magnitud de la cohesión aparente puede medirse en especímenes de laboratorio, en una cámara triaxial, drenando los especímenes mediante un pequeño vacío; la cohesión y ángulo de fricción así determinados se introducen en las fórmulas de estabilidad para definir el procedimiento de excavación adecuado a esta condición de drenaje del suelo. En la práctica, en estas condiciones, se requiere generalmente excavar a media sección y con avances muy pequeños, lo que hace la construcción lenta y costosa. Otra solución consiste en dar al suelo una cohesión real a base de inyecciones de lechadas estables de cemento-bentonita, a alta presión, previamente a la excavación del frente; esta operación puede hacerse desde el exterior o el interior del túnel. Este procedimiento es práctico solamente cuando el tramo por atacar en estas condiciones es relativamente pequeño y representa sólo una condición muy local del trazo del túnel. Finalmente, si se trata de una condición generalizada en una longitud importante del túnel, es preferible planear de antemano el ataque mediante un escudo de frente a presión, en el que la presión mínima necesaria para alcanzar un factor de seguridad del frente no menor de 3, puede cal-

cularse mediante la ecuación (C-27) obtenida del mismo mecanismo de falla, en el que los esfuerzos y resistencias se expresan en términos de sus valores efectivos, representados en pruebas triaxiales drenadas.

$$p_f = u_f + \frac{\sigma'_{vo} FS_f - 0.5 (\sigma'_{vd} - \frac{1}{2} \gamma' D) N_2}{K_p (FS_f + N_2 / 2)} \quad (C-27'')$$

en la que:

$u_f$  presión en el agua en el fondo del túnel

$\sigma'_{vo}$  presión vertical efectiva al centro del túnel

$\sigma'_{vd}$  presión vertical efectiva a la altura  $Z_d$  sobre la clave

las demás literales ya han sido definidas

### 3. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

#### 3.1 ASPECTOS GENERALES

El revestimiento de un túnel se diseña para cumplir los siguientes objetivos al menor costo:

- Soportar las presiones ejercidas por el suelo circundante a la cavidad, manteniendo un margen de seguridad aceptable, tanto en el suelo como en el material del revestimiento
- Reducir al mínimo los asentamientos en la superficie

En la práctica se acostumbra distinguir dos tipos de revestimiento, según su función.

- *Primario*, se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de límites tolerables
- *Secundario*, que proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo

Sin embargo, actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento único que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

Cualquiera que sea la solución elegida, para su diseño estructural es indispensable estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte; este es un problema complejo debido al fenómeno de interacción suelo-revestimien-

to, cuya solución aproximada puede obtenerse con modelos numéricos de análisis que simulan la evolución del estado inicial de esfuerzos en el suelo durante la excavación y la colocación del revestimiento; evolución que depende tanto de las propiedades esfuerzo-deformación de la masa de suelo como del material del revestimiento y del proceso constructivo que se siga para su colocación. (Referencia 17)

A continuación se describe un método simple de análisis, que permite explicar la influencia de cada uno de los factores que determinan el diseño del revestimiento y evaluarlos en forma suficientemente aproximada para fines prácticos.

#### 3.2 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA SUELO-REVESTIMIENTO

La distribución de presiones alrededor del revestimiento depende principalmente de los siguientes factores:

- Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo
- Resistencia al corte y deformabilidad del suelo
- Procedimiento de excavación y de colocación del revestimiento primario
- Tipo y rigidez del revestimiento primario, y del secundario, en su caso
- Evolución de los esfuerzos en el suelo después de concluida la construcción

La presión radial ejercida por el suelo es el resultado de un proceso de interacción entre éste y la estructura de soporte, lo cual implica que los desplazamientos radiales en la frontera de ambos medios deben ser compatibles; por ello es necesario conocer cómo se desarrollan los desplazamientos durante el proceso de construcción, para comprender la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo-revestimiento.

##### 3.2.1 Desplazamientos del suelo

A partir de las teorías de la elasticidad y la plasticidad (ref 5, 18) pueden obtenerse analíticamente valores aproximados del desplazamiento radial de un punto en la periferia del túnel en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión desarrollada en el contacto entre el revestimiento y el suelo; esta relación se obtiene analizando un modelo idealizado que se muestra en la figura C 15a, en el que se considera una masa de suelo homogéneo, isótropo y elasto-plástico, en ella se aloja un túnel cilíndrico de longitud infinita, con revestimiento flexible. Este es un modelo de equilibrio bidimensional, el cual se alcanza en la práctica cuando el frente del túnel se encuentra a una distancia mayor de 5 diámetros de la sección considerada. El estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo se supone uniforme siend

$\sigma_{v0} = \sigma_{h0} = \gamma H_0$ . Si la presión radial inicial en el contacto suelo revestimiento es  $p_{a0} = \gamma H_0$ , el desplazamiento de cualquier punto en la periferia del túnel es nulo y queda representado en la gráfica de la figura C 15b por el punto 0. Si la presión de contacto se reduce hasta algún valor  $p_a$ , dentro del rango elástico del suelo, se producirá un desplazamiento radial  $u$ , cuyo valor, según la teoría de la elasticidad (ref 5) está dado por

$$u = (\gamma H_0 - p_a) \frac{(1 + \nu) D}{2E} \quad (C-28)$$

en la que  $E$  y  $\nu$  son los módulos de elasticidad y de Poisson del suelo.

En esta ecuación se aprecia que  $u$  aumenta linealmente al disminuir la presión de contacto  $p_a$  entre suelo y revestimiento, hasta el punto L, en el que se alcanza el límite elástico del suelo que está en el contacto y se inicia su plastificación. La presión límite de plastificación está expresada por la ecuación

$$p_{aL} = \gamma H_0 (1 - \text{sen } \phi) - c \text{ cos } \phi \quad (C-29)$$

sustituyendo  $p_{aL}$  en (C-28) se obtiene el desplazamiento  $u_L$

A partir de este punto, en el que se inicia la plastificación del suelo circundante al túnel, los desplazamientos radiales son cada vez mayores para pequeños decrementos de la presión  $p_a$ , hasta que se llega al colapso del suelo de la clave en el punto F, cuyas coordenadas son  $u_f$ ,  $p_{af}$ . La presión a la cual se produce el colapso se obtiene de la ecuación (C-22), substituyendo en ella el valor de  $s_m$  dado por la ecuación (C-8), haciendo el factor de seguridad del prisma de la clave igual a la unidad y la longitud  $a = \infty$ ; de aquí se derivan las siguientes ecuaciones para los casos de un túnel profundo, en el que  $H > 1.7D$  y otro somero en el que  $H \leq 1.7D$ .

Túnel profundo  
 $H > 1.7D$

$$p_{af} = \frac{\gamma H - 3.4c - 0.85\gamma(H - 1.7D) \tan \phi}{1 + 0.85 \tan \phi} \quad (C-30)$$

Túnel somero  
 $H \leq 1.7D$

$$p_{af} = \frac{\gamma H - 2c \frac{H}{D}}{1 + \frac{H}{2D} \tan \phi} \quad (C-30')$$

El desplazamiento radial  $u_f$ , correspondiente a la presión de colapso  $p_{af}$ , puede estimarse mediante soluciones de la teoría de la plasticidad (ref 5), de donde se obtiene la siguiente ecuación,

$$u_f = \frac{D}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right) \quad (C-31)$$

siendo

$$A = \frac{2(1+\nu)}{E} (\gamma H_0 + c \text{ cot } \phi) \text{ sen } \phi \left[ \frac{\gamma H_0 + c \text{ cot } \phi}{p_{af} + c \text{ cot } \phi} \right]^{\frac{1-\text{sen } \phi}{\text{sen } \phi}} \quad (C-31')$$

Quedan así definidos los puntos 0 L y F, con los que se puede trazar la curva presión-desplazamiento, que representa la respuesta del suelo, mostrada en la figura C 15b.

La línea punteada que une a F con M representa el comportamiento que tendría el suelo si fuera un medio elasto-plástico perfecto, carente de peso y el túnel estuviera a gran profundidad, condiciones que son sólo de interés teórico; sin embargo, el punto M es de utilidad para definir la curvatura de la gráfica en la rama de comportamiento plástico del suelo que circunda a la cavidad; la abscisa del punto es  $u_{m\text{áx}}$  y corresponde al desplazamiento radial máximo que se tendría al eliminar la presión radial,  $p_a = 0$ , si no se produjera antes el colapso del prisma de suelo de la clave. El valor de  $u_{m\text{áx}}$  se obtiene mediante la ecuación (C-31'), haciendo  $p_a = 0$  en la ecuación (C-31').

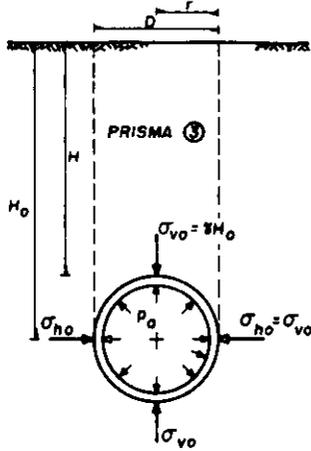
En la práctica de la construcción, cuando el desplazamiento del suelo de la clave del túnel excede el valor de  $u_f$ , se inicia un proceso de colapso progresivo ascendente del suelo de la clave, que Terzaghi denominó "aflojamiento" (ref 13); este fenómeno va acompañado de un incremento de la presión de apoyo  $p_a$ , necesaria para equilibrio, según la curva FA de la figura C 15b (ref 5). Esta condición se desarrolla en la práctica como resultado de las siguientes causas:

- Sobreexcavación excesiva de la clave o caídos que no son retacados en forma eficiente e inmediata después de colocado el revestimiento primario de dovelas.
- Desplazamiento excesivo del revestimiento primario por falta de una zapata de apoyo de la bóveda de concreto lanzado, o insuficiente retaque y apoyo de marcos de acero.

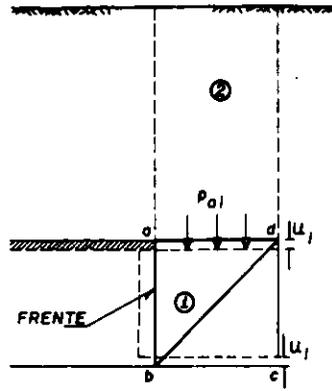
El fenómeno del "aflojamiento" tiene las siguientes consecuencias:

- Aumento de la presión vertical, mayor que la horizontal, sobre la estructura de soporte primario; lo cual induce en ella esfuerzos y deformaciones desfavorables que pueden conducir al colapso de la excavación.
- Desarrollo de un estado de equilibrio plástico en la masa de suelo que genera asentamientos superficiales.

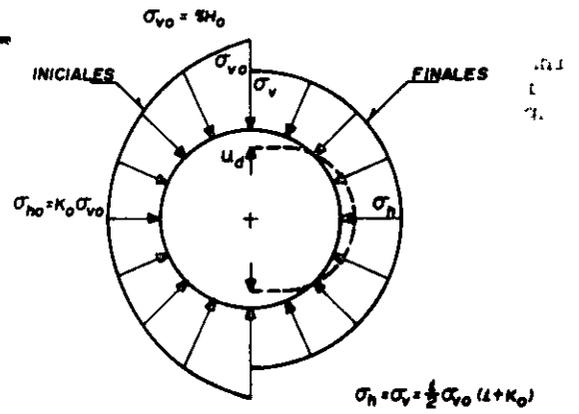
De aquí la conveniencia de evitar que se desarrolle la condición de "aflojamiento", durante la construcción, con el fin de garantizar un funcionamiento estructural más eficiente.



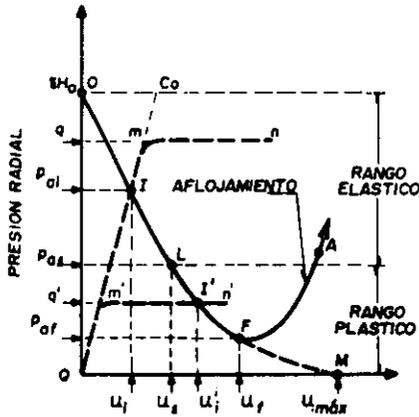
(a) Hipótesis de esfuerzos iniciales uniformes



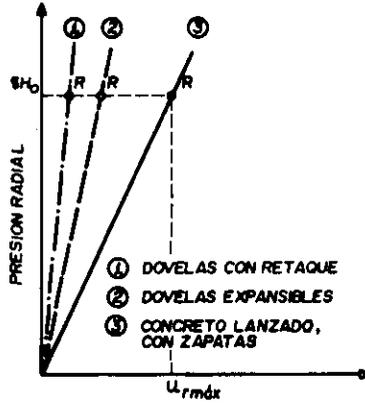
(c) Deformación inicial  $u_i$  en el frente



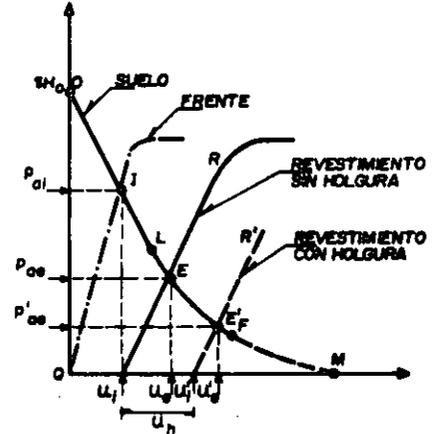
(d) Deformación del revestimiento flexible y redistribución de esfuerzos iniciales no uniformes



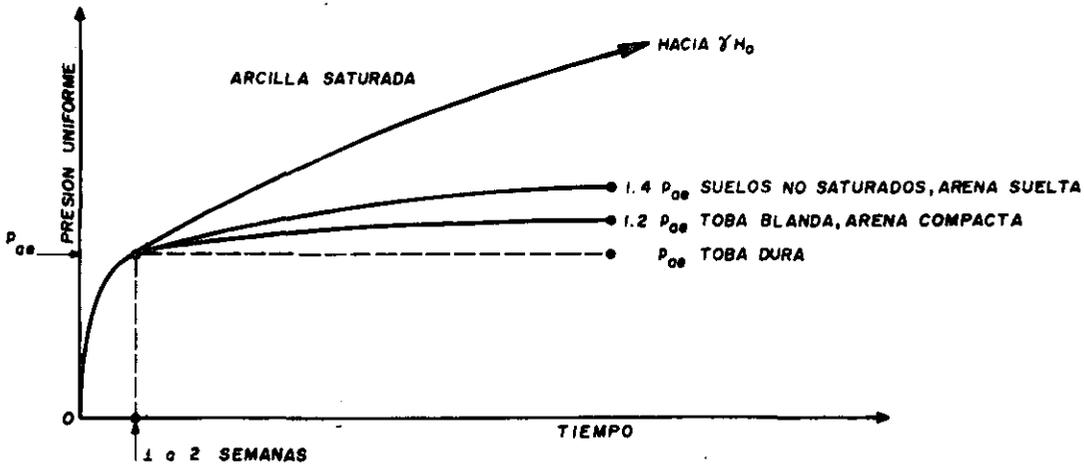
(b) Desplazamiento del suelo



(e) Desplazamiento del revestimiento



(f) Interacción suelo-revestimiento



(g) Evaluación de la presión uniforme sobre revestimiento flexible en diferentes suelos

Fig C15 Curvas de respuesta e interacción del suelo y el revestimiento

ciente del revestimiento primario y de reducir los asentamientos superficiales. Esto se consigue mediante el retaque eficiente e inmediato del espacio anular alrededor del anillo de dovelas o la construcción de una pata de apoyo adecuada para la bóveda de concreto lanzado.

### 3.2.2 Desplazamiento del revestimiento primario

El desplazamiento radial del revestimiento primario, bajo la presión aplicada por el suelo, tiene tres componentes

- compresión elástica del concreto ( $u_c$ ) bajo presión uniforme  $p_a$
- deflexión producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical, ( $u_d$ )
- desplazamiento vertical de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales, ( $u_z$ )

Compresión elástica. La compresión elástica de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme  $p_a$  produce un desplazamiento  $u_c$ , dado por la ecuación

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4t E_c} \quad (C-32)$$

la que

$D_m$  diámetro medio del anillo

$t$  espesor del concreto

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto en compresión

Es de interés práctico señalar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros componentes, lo que se comprueba fácilmente al aplicar la ecuación anterior a un anillo de concreto simple de 25 cm de espesor, 10 m de diámetro y un concreto de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , sometido a presión uniforme de  $50 \text{ ton/m}^2$ ; en este caso, el desplazamiento radial es de 3 mm, que para fines prácticos es despreciable.

Deflexión. La distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma que muestra el diagrama del lado izquierdo de la figura C 15d; si en esta condición inicial de esfuerzos, se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante, (por ejemplo de dovelas articuladas o de concreto lanzado simple) se produce el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal; simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto  $\sigma_{vo}$  y aumentar  $\sigma_{ho}$ , hasta que éstas llegan al valor

promedio  $\sigma_v = \sigma_h = \frac{1}{2} \sigma_{vo} (1 + K_0)$ , que muestra el diagrama del lado derecho de la figura C 15d. Por el contrario, un revestimiento infinitamente rígido mantendría los iniciales de  $\sigma_{vo}$  y  $\sigma_{ho}$  y tendría que ser capaz de soportar, sin deformarse, un momento flexionante proporcional a  $(\sigma_{vo} - \sigma_{ho})$ ; pero tal revestimiento no existe en la práctica, por lo que siempre se producirá alguna deformación del anillo y una redistribución de presiones, cuyo valor final dependerá de las rigideces del anillo y del suelo.

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor posible de  $u_d$ , considerando que, según la figura C 15d, el desplazamiento radial en la clave es el mismo para el revestimiento que para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene de la siguiente ecuación

$$u_{d \text{ máx}} = (YH_0 - \sigma_v) \frac{(1 + \nu)D}{2E} \quad (C-33)$$

sustituyendo  $\sigma_v = \frac{1}{2} YH_0 (1 + K_0)$

$$u_{d \text{ máx}} = \frac{1}{2} (1 - K_0) YH_0 \frac{(1 + \nu)D}{2E} \quad (C-33')$$

Pueden considerarse los siguientes valores para  $K_0$ , generalmente aceptados

Suelo	$K_0$
Gravas, arenas y arenas limosas, con o sin cementación (SW - SM)	0.5
Limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (ML - SC) y CL	0.6
Arcillas de alta plasticidad (CH)	0.7

En el caso del revestimiento rígido la deflexión es generalmente pequeña; esto se explica en el inciso 3.3.3

Asentamiento de zapatas. El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación

$$u_z = \frac{2.2 (1 - \nu^2)}{E_z} q_z B$$

Considerando que  $\nu = 0.3$  y  $q_z B = Q_z$ , carga en la zapata por unidad de longitud, se tiene

$$u_z = \frac{2Q_z}{E_z}$$

para una bóveda cilíndrica,  $Q_z = \frac{p_a D}{2}$ , que

substituido en la ecuación anterior da

$$u_z = \frac{p_a D}{E_z} \quad (C-34)$$

de donde  $u_z \text{ máx} = \frac{YH_0 D}{E_z} \quad (C-34')$

Despreciando la deformación por compresión uniforme del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión máxima igual a  $YH_0$ , sería

$$u_{r \text{ máx}} = u_d \text{ máx} + u_z \text{ máx} \quad (C-35)$$

$u_{r \text{ máx}}$  y  $YH_0$  son las coordenadas del punto R de la figura C 15e, que define la recta OR, representativa de la respuesta del revestimiento. Puede apreciarse que la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación; la línea 1 representa al revestimiento circular de dovelas retacadas con mortero estable, a presión; la 2 al circular de dovelas expansibles y la 3 al de concreto lanzado, con fondo abierto, provisto de zapatas bien diseñadas de acuerdo con la capacidad de carga y la deformabilidad del suelo en que se apoyan y construidas simultáneamente con el revestimiento.

### 3.2.3 Desplazamiento inicial

El desplazamiento inicial,  $u_i$ , se produce al excavar el frente del túnel antes de colocar el revestimiento primario. Antes de que la excavación del frente llegue a una sección cualquiera del trazo de un túnel, la presión vertical media a la profundidad del eje está representada por el punto 0 de la figura C 15b, y vale  $\sigma_{vo} = YH_0$ ; la presión horizontal es  $\sigma_{ho} = K_0 YH_0$ . Al aproximarse la excavación a la sección considerada se van disminuyendo gradualmente ambas presiones, hasta anularse la horizontal, en el caso de excavación a frente abierto, como se muestra en el mecanismo de falla del frente de la figura C 15c; en esta condición se habrá producido un desplazamiento vertical,  $u_i$  de la base del prisma 2 que hará disminuir la presión inicial  $\sigma_{vo}$ . Este es un problema tridimensional para el cual no se dispone de una solución analítica rigurosa, por lo que se emplea aquí un análisis simplista aproximado.

El desplazamiento radial en el frente,  $u_i$ , puede considerarse como el resultado de la interacción de un cilindro horizontal de suelo, imaginario, cuyo diámetro es el del túnel, representado en la figura C 15c por las letras abcd, que soporta una presión radial exterior,  $p_{oi}$ , aplicada por el suelo circundante, cuya respuesta a la presión radial interior en la frontera con el cilindro es representada por la curva OLFM de la fig C 15b. La respuesta del cilindro

está representada por la gráfica  $Q_{mn}$  de la figura C 15b;  $Q_m$  es la rama de respuesta elástica y mn la de respuesta plástica; esta última es la horizontal cuya ordenada al origen es la capacidad de carga del prisma frontal, expresada por,

$$q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5 \gamma_1 A_1 + p_f K_p$$

La rama elástica sigue la recta  $QC_0$  que representa la deformabilidad del cilindro de suelo sujeto a una presión radial exterior uniforme,  $YH_0$ , según la ecuación

$$u_{co} = \frac{(1-\nu) YH_0 D}{2E_1} \quad (C-36)$$

$u_{co}$  es el desplazamiento elástico radial de la periferia del cilindro, representada por el punto  $C_0$ .

$E_1$  es el módulo de elasticidad del suelo dentro del cilindro frontal.

Si la capacidad de carga  $q$  es mayor que la ordenada del punto de intersección I, como indica la curva  $Q_{mn}$ , la presión del equilibrio será  $p_{ai}$  y el desplazamiento radial inicial  $u_i$ . Pero si la capacidad de carga  $q'$  es menor que  $p_{ai}$ , la curva de respuesta del cilindro será  $Q_{m'n'}$ , cuyo punto de equilibrio es I' y cuyas coordenadas son  $u_i'$  y  $q'$ .

Cuando se ha producido el desplazamiento inicial  $u_i$  o  $u_i'$  se coloca el revestimiento primario.

### 3.2.4 Desplazamiento por holgura

Cuando se emplea revestimiento de dovelas atornilladas que se arman dentro de la cola del escudo, queda un espacio anular entre el revestimiento y el terreno, que es aproximadamente igual al espesor de la cola del escudo; este espacio se denomina aquí holgura. Si la holgura no se rellena de inmediato con mortero estable inyectado, el suelo circundante fluye plásticamente hasta ocupar el espacio y sufre un desplazamiento radial  $u_h$ , que se suma al desplazamiento inicial del frente,  $u_i$ , estableciendo el contacto con el revestimiento; el desplazamiento radial será entonces, como muestra la figura C 15f.

$$u_i = u_i + u_h \quad (C-37)$$

Es claro que el retaque inmediato y total de la holgura, inyectando mortero, eliminará el desplazamiento  $u_h$  y el asentamiento superficial correspondiente.

### 3.2.5 Interacción suelo-revestimiento

La gráfica de la figura C 15f; se obtiene superponiendo las b y e, y representa el

fenómeno de interacción entre el suelo y el revestimiento. La curva OLF corresponde a la respuesta del suelo circundante al túnel; la línea QI a la del prisma del suelo del frente; el punto I en que se interceptan ambas gráficas representa el equilibrio de la masa de suelo que se encuentra adelante y sobre el frente al concluir el avance de la excavación y antes de colocar el revestimiento; el desplazamiento radial medio alrededor de la cavidad en este momento es  $u_i$ ; si en este momento se coloca un revestimiento flexible en contacto perfecto con el suelo, es decir, sin holgura entre ambos, la presión que actúa sobre el revestimiento recién colocado es nula. Al continuar la excavación, a medida que el frente se aleja, su acción tridimensional se va perdiendo gradualmente, a consecuencia de lo cual el desplazamiento radial crece, aumentando la presión sobre el revestimiento a lo largo de la línea  $u_iR$ , que se determina, para cada caso de revestimiento, como se explica en el inciso 3.2.2. En el punto E se alcanza el equilibrio en el que la presión radial de apoyo  $p_{ae}$ , desarrollada en el contacto, estabiliza el sistema suelo-revestimiento, en su condición bidimensional final. Esta condición se alcanza cuando el frente se ha alejado de la sección considerada una distancia de 5 a 7 diámetros.

Si el revestimiento se coloca con holgura el suelo debe sufrir un desplazamiento radial  $u_h$ , adicional a  $u_i$ , antes de establecer el contacto suelo-revestimiento en el punto  $u_i$ , a partir del cual el desplazamiento crece según la línea  $u_iR'$ , hasta alcanzar el equilibrio en el punto E'. La presión de equilibrio disminuye hasta  $p'_{ae}$ , pero el desplazamiento radial crece hasta  $u'_e$ , lo que implica, necesariamente un mayor asentamiento superficial.

Es conveniente recordar que en un revestimiento flexible la presión de equilibrio,  $p_{ae}$  es prácticamente uniforme, por lo que los esfuerzos de flexión son muy pequeños, siendo importantes solamente los esfuerzos de compresión.

En arcillas saturadas, la presión de equilibrio  $p_{ae}$ , sobre un revestimiento flexible, se desarrolla en un periodo de una a dos semanas, Fig C 15g, pero continúa creciendo lentamente con el tiempo, hasta alcanzar valores cercanos o iguales a la presión total natural debida al peso propio del suelo a la profundidad del eje del túnel,  $YH_0$ . Este fenómeno ha sido observado en un buen número de mediciones realizadas en el revestimiento de túneles construidos, cuyos datos pueden verse en la referencia 10. La naturaleza del fenómeno no ha sido suficientemente investigada, pero parece estar relacionada con la evolución de la presión en el agua del suelo y de los esfuerzos efectivos, cuyo equilibrio inicial ha sido alterado por las diversas actividades de la construcción, y se requiere un tiempo largo para alcanzar un nuevo equilibrio. En contraste con este hecho,

la Fig C 15g muestra que, en los suelos granulares compactos, parcialmente saturados, en los que la evolución de los esfuerzos efectivos es casi simultánea con el avance de la excavación, la presión uniforme crece hasta valores del orden de  $1.3 p_{ae}$ . En las tobas de consistencia media, hasta  $1.2 p_{ae}$  y en las tobas duras permanece constante con el tiempo. La tabla C-5 contiene algunos valores finales empíricos, de la presión vertical de equilibrio  $p_{vf}$ , para distintos tipos de suelo y de revestimientos.

En las fichas FDT 2 y 3 se ilustra la aplicación de estos conceptos de interacción suelo-revestimiento en dos casos, que corresponden a dos túneles construidos en suelos del Valle de México con características geotécnicas extremas, uno en las tobas blandas de la "zona de transición alta", excavado a frente abierto con revestimiento primario de concreto lanzado (método FACOL) y el otro en las arcillas blandas de la "zona de lago" preconsolidadas por bombeo, excavado con escudo de frente abierto, bajo aire comprimido, colocando un revestimiento primario de dovelas atornilladas.

### 3.2.6 Túneles construidos en arcillas en proceso de consolidación

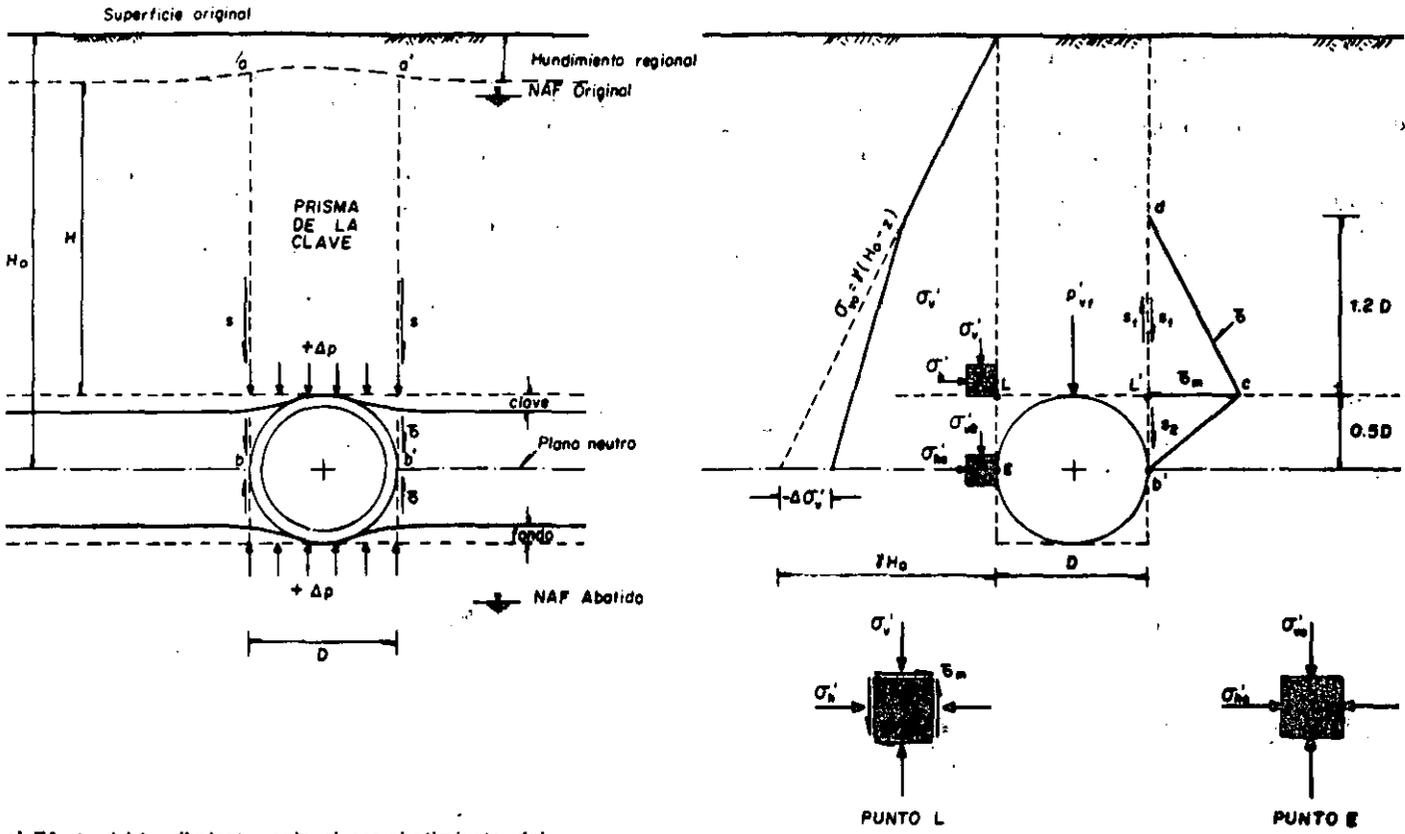
El hundimiento regional del Valle de México está acompañado por la disminución del espesor de las capas de arcilla compresible; si un túnel con revestimiento flexible se aloja en una de estas capas sufrirá un aplastamiento vertical grande que dañará el funcionamiento del túnel y su estabilidad a largo plazo.

En este caso, se requiere el diseño de un revestimiento secundario rígido, para garantizar que el túnel mantenga su sección dentro de los requisitos que impone su operación. El hundimiento provoca el revestimiento rígido un incremento de la presión vertical y una disminución de la horizontal.

Actualmente no se dispone de una solución analítica rigurosa para determinar la distribución de presiones sobre el revestimiento secundario una vez concluida la consolidación; a continuación se presenta un procedimiento aproximado de análisis, basado en el mecanismo del prisma deslizante de la clave, que permite estimar la magnitud de los incrementos de presión inducidos.

En la fig C 16 se presenta esquemáticamente un corte transversal de un túnel con revestimiento rígido, construido en una masa de arcilla en proceso de consolidación; la rigidez del conducto impone una restricción a la disminución del espesor del suelo limitado por los planos horizontales tangentes al túnel, originándose un desplazamiento relativo entre el prisma de suelo sobre la clave y el material adyacente.

Como consecuencia de este efecto, en las ca-



a) Efecto del hundimiento regional por abatimiento del nivel freático

b) Esfuerzos alrededor del túnel

c) Presiones finales sobre el revestimiento rígido

Fig C 16 Condiciones de esfuerzo en un túnel en arcilla en proceso de consolidación

ras ab-a'b' se generan fuerzas cortantes  $S$ , que inducen un incremento de presión vertical  $+\Delta p$  en el prisma de la clave y un decremento  $-\Delta\sigma'_v$  en el suelo contiguo al prisma; así se obtiene el diagrama de esfuerzos verticales reducidos,  $\sigma'_v$  mostrado en la fig C 16b.

La diferencia de esfuerzos verticales y horizontales en el suelo vecino al túnel origina que el diagrama de presiones sobre el revestimiento se modifique de la condición isotrópica inicial, a la presentada en la fig C 16c; este nuevo estado de esfuerzos se desarrollará lentamente, debido al tiempo necesario para que el NAF se abata por debajo del túnel.

El diagrama de los esfuerzos cortantes  $\tau$ ,

que actúan en las caras del prisma se representa en forma simplificada por el triángulo  $b'cd$  de la fig C 16b, cuyo valor máximo es la resistencia al corte al nivel de la clave (puntos  $L$  y  $L'$ ), en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau_m = \sigma'_h \tan \phi' = K_\phi \sigma'_v \tan \phi' \quad (C-38)$$

donde

$$K_\phi = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'}$$

Mediante la ecuación de Boussinesq (ref 1) para una carga lineal concentrada se deduce que la fuerza ascendente  $S_1$  produce en los

puntos L y L' ubicados en el exterior del prisma de la clave un decremento de esfuerzo vertical  $-\Delta\sigma'_v = -0.56 \Delta p$ ; por lo cual  $\sigma'_v = \gamma H - 0.56 \Delta p$ , que sustituido en (C-38) da

$$\tau_m = K_\phi (\gamma H - 0.56 \Delta p) \tan \phi' \quad (C-39)$$

Por otra parte, el incremento de presión  $\Delta p$  puede considerarse igual a la fuerza cortante total  $2S$  que se desarrolla en las caras del prisma de la clave, distribuida uniformemente en la base:

$$\Delta p = \frac{2S}{D}$$

$$\text{en la que } 2S = S_1 + S_2 = \frac{1.7D \tau_m \times 2}{2}$$

o sea

$$\Delta p = 1.7 \tau_m \quad (C-40)$$

Sustituyendo la ec (C-39) en la ec (C-40) y resolviendo para  $\Delta p$ , se obtiene:

$$\Delta p = \frac{1.7 K_\phi \tan \phi'}{1 + 0.95 K_\phi \tan \phi'} \gamma H \quad (C-41)$$

La sobrecarga  $\Delta p$  en las arcillas lacustres de la ciudad de México puede evaluarse considerando  $\phi' = 23^\circ$  (ref 7) y  $K_\phi = 0.7$  (inciso 2.3.3), por tanto:

$$\Delta p = 0.4 \gamma H$$

La presión vertical final será

$$p'_{vf} = \gamma H + \Delta p = 1.4 \gamma H \quad (C-42)$$

La presión horizontal final, al nivel del eje del túnel, en el punto E vale

$$p'_{hf} = \sigma'_{he} = K_\phi \sigma'_{ve} = K_\phi (\gamma H_0 - \Delta\sigma'_v)$$

De la ecuación de Boussinesq se deduce que

$$-\Delta\sigma'_v = -0.56 \Delta p$$

que sustituido en la ecuación anterior queda

$$p'_{hf} = K_\phi (\gamma H_0 - 0.56 \Delta p) \quad (C-43)$$

De las ecuaciones (C-41) y (C-43)

$$p'_{hf} = K_\phi \gamma (H_0 - 0.2H) \quad (C-44)$$

De (C-44) y (C-42), la relación de presiones horizontal y vertical resulta:

$$K_c = \frac{p'_{hf}}{p'_{vf}} = \frac{K_\phi (H_0 - 0.2H)}{1.4H} \quad (C-45)$$

Para un túnel profundo en el que  $H = 2.5D$ , la ecuación anterior da un valor de  $K_c = 0.5$ , cuando  $K_\phi = 0.7$ . La siguiente tabla muestra la variación de  $K_c$  para diferentes relaciones de profundidad  $H/D$ .

H/D	$K_c$
1.2	0.6
2.5	0.5
1.0	0.43
$\infty$	0.4

### 3.3 ESPESOR DEL REVESTIMIENTO

El comportamiento de revestimientos formados por anillos de dovelas de concreto colocados sin holgura, o de bóvedas de concreto lanzado es similar al de un cilindro de pared delgada sometido a presión radial uniforme; esto se debe a que la flexibilidad del revestimiento permite una reducción de la altura y un alargamiento del ancho del túnel, suficientes para redistribuir la diferencia inicial entre las presiones vertical y horizontal (ver inciso 3.2.2).

#### 3.3.1 Revestimientos flexibles

##### a) Anillo de dovelas precoladas

El espesor del anillo se determina con la expresión correspondiente al diseño plástico de un arco sujeto a una presión uniforme  $p_u$  (inciso 3.2.5):

$$t = \frac{F_c p_u D}{2f_c} \quad (C-46)$$

donde  $D$  diámetro del túnel

$f_c$  esfuerzo de fluencia plástica del concreto =  $0.8 f'_c$

$F_c$  factor de carga, generalmente igual a 2, para revestimiento primario, y 3 para revestimiento único

$p_u$  presión radial uniforme; de la tabla C-4, para revestimiento primario,  $p_u = \Phi u'$  para revestimiento único  $p_u = p_{vf}$

El espesor debe verificarse, además, para soportar esfuerzos de maniobra durante la prefabricación y la colocación en el túnel.

b) Revestimiento de concreto lanzado

El espesor de la bóveda del revestimiento se determina con la ec (C-46). Es necesario diseñar las zapatas longitudinales de apoyo de la bóveda para evitar que sufra asentamientos excesivos antes de la construcción de la cubeta.

Zapata longitudinal de apoyo. La posición de la zapata y su ancho se eligen de manera que la reacción del suelo sea colineal con la carga transmitida por la bóveda, a través de la ampliación gradual de su espesor, a la vez que permita formar el plano de unión con la cubeta.

En la fig C-17 se muestra esquemáticamente el polígono de fuerzas que determina el equilibrio de la zapata, despreciando la fuerza debida a la cohesión del suelo, ya que ésta depende del contenido de humedad y puede sufrir variaciones importantes durante la construcción; de este polígono se obtiene la fuerza por unidad de longitud  $Q_z$  que debe soportar la zapata.

El ancho  $B$  de la zapata se obtiene aplicando la fórmula de la capacidad de carga:

$$B = \frac{Q_z}{q_u} FS \quad (C-47)$$

$$q_u = c N'_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (C-48)$$

donde

- c      parámetro de cohesión del suelo al nivel de desplante
- $\gamma$       peso volumétrico del suelo
- $N'_c, N_\gamma$       factores de capacidad de carga dependientes del ángulo de fricción del suelo y la inclinación de la superficie de apoyo  $\beta$  (Tabla C-5, ref 8)
- FS      factor de seguridad ( $FS \geq 2$ )

Cubeta cilíndrica. En el diseño se consideran las fuerzas mostradas en la fig C-18, despreciando la fricción en el contacto con el suelo, ya que ésta puede sufrir disminución durante la vida útil del túnel.

La fuerza normal que actúa en la cubeta puede determinarse mediante modelos numéricos (ref.17) o bien, en forma simple, considerar que está sometida a una presión radial  $p_u$ , igual a la de la bóveda.

El espesor de la cubeta para una presión radial  $p_u$  se obtiene con la siguiente expresión:

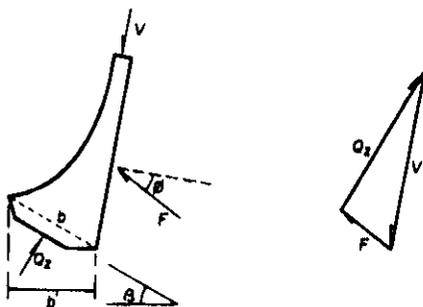
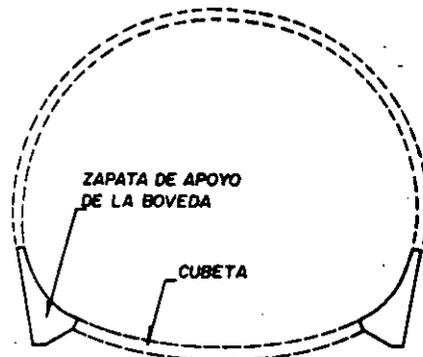


Fig C17 Equilibrio de la zapata de apoyo de la bóveda

$$t_c = \frac{F_c p_u R_c}{0.8 f'_c} \quad (C-49)$$

donde  $R_c$  es el radio de curvatura de la cubeta y las demás literales se definieron en el inciso 3.3.1a:

3.3.2 Revestimiento secundario rígido

Presión inicial. Antes de colocar el revestimiento secundario, el primario se encuen-

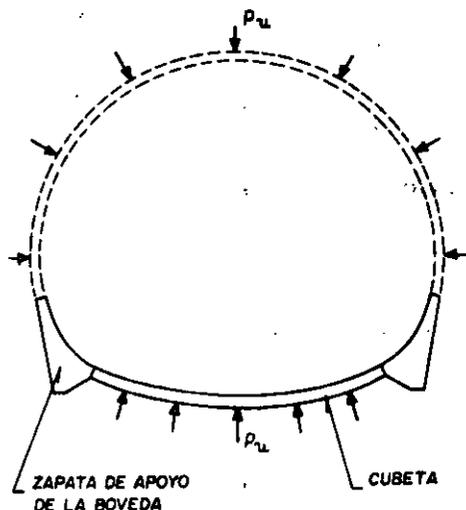


Fig C18 Equilibrio de la cubeta

TABLA C-4. VALORES DE LAS PRESIONES FINALES, VERTICAL  $p_{vf}$  HORIZONTAL  $p_{hf}$ , PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO SECUNDARIO (INCISO 3.3.2).

	TIPO DE SUELO	$p_{vf}^{(3)}$	$p_{hf}$	Revestimiento primario	
SATURADOS	Arcillas en proceso de consolidación	1.4 YH	0.7 YH	Dovelas atornilladas con retaque a presión $p_{ar}^{(1)}$	ESCUDO DE FRENTE A PRESION
	Arcillas de consistencia blanda a dura, no sujetas a consolidación por causas externas <sup>(4)</sup>	$YH_0$	0.7 $YH_0$	Dovelas atornilladas con retaque a presión $p_{ar}^{(1)}$	
	Limos y arenas en estado suelto a semi-compacto	$0.7 p'_{v0} + u_0$	$p_{ar}^{(1)}$	Dovelas atornilladas con retaque a presión $p_{ar}^{(1)}$	
NO SATURADOS	Arcillas no expansivas <sup>(4)</sup> , consistencia dura a muy dura, limos y arenas sueltos a semicompactos	$1.4 p_{ar}^{(1)}$ o $1.4 p_{ae}^{(2)}$	$p_{ar}^{(1)}$ o $p_{ae}^{(2)}$	Dovelas atornilladas con retaque a presión, $p_{ar}$ , o dovelas expansibles, o bóveda de concreto lanzado apoyada en zapatas.	ESCUDO ABIERTO O FACOL
	Limos y arenas compactas a muy compactas, tobas blandas	$1.2 p_{ar}^{(1)}$ o $1.2 p_{ae}^{(2)}$			
	Tobas duras a muy duras	$p_{ae}$ o $p_{ar}$			

(1)  $p_{ar}$ , presión de inyección del mortero de retaque; valores recomendables: suelo saturado  $p_{ar} \geq 1.1 u_f$ , donde  $u_f$  presión de agua en el fondo; suelo no saturado  $p \geq 0.4 YH$  Si  $p_{ar} < p_{ae}$ , usar  $p_{ae}$

(2)  $p_{ae}$ , presión de equilibrio obtenida del análisis de interacción suelo-revestimiento primario. (Véase 3.2.5)

(3)  $p'_{v0}$  presión efectiva natural a la profundidad del eje  $u_0$  presión en el agua al eje del túnel

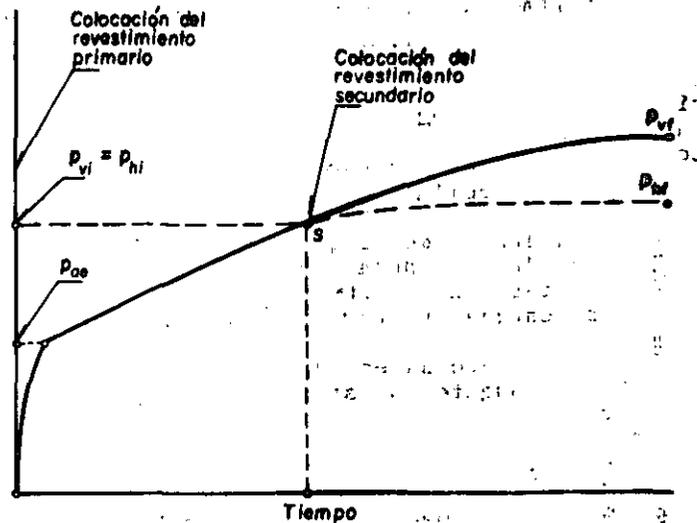
Los valores de  $p_{vf}$  son recomendables para diseño de revestimientos primarios flexibles y para revestimiento único; ver inciso 3.3.1, haciendo  $p_a = p_{vf}$

(4) Para arcillas expansivas usar  $p_{vf} = 1.4 YH_0$  y  $p_{hf} = 0.7 YH_0$

TABLA C-5 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA ZAPATA DE APOYO DE LA BOVEDA (REF 8)

$\alpha^\circ$	$\beta^\circ$	$N'_c$					$N_\gamma$	
		0	10	20	25	30		60
0	0	5.1	4.9	4.6	4.6	4.4	3.6	0
10	0	8.4	7.8	7.3	7.0	6.8	5.3	0.4
20	0	14.8	13.6	12.4	11.8	11.3	8.3	2.9
30	0	30.1	26.8	23.8	22.4	21.0	14.3	15.1
40	0	75.3	64.4	55.0	50.8	46.9	28.6	79.5

tra bajo una presión inicial uniforme,  $p_{vi} = p_{hi}$ , desarrollada con el tiempo, a partir de la presión de equilibrio  $p_{ae}$ , como muestra el esquema de la figura C 19. En el momento de colocar el revestimiento secundario, solamente habrá en él los esfuerzos debidos a su propio peso y al proceso de fraguado y endurecimiento, puesto que la presión inicial  $p_{vi}$  está siendo soportada por el primario. En tales condiciones, el secundario soportará solamente aquellos esfuerzos que se desarrollen a consecuencia de cambios futuros en la presión exterior, compartiéndolos con el primario, ya que ambos experimentarán las mismas deformaciones futuras. A partir del punto S, la presión vertical continúa creciendo hasta su valor final  $p_{vf}$ , mientras que la horizontal tiende a permanecer constante, igual a  $p_{hi}$ . El valor final de la presión horizontal  $p_{hf}$  dependerá de las rigideces relativas entre el suelo y el revestimiento, cuyo efecto se manifiesta a través del proceso de interacción suelo-revestimiento secundario.



$p_{oe}$  : Presión uniforme de equilibrio en el primario

$p_{vi} = p_{hi}$  : Presión uniforme inicial al colocar el revestimiento secundario

$p_{vf}, p_{hf}$  : Presiones finales, horizontal y vertical

Fig C19 Evolución de las presiones del suelo sobre revestimientos primario y secundario.

La magnitud de la presión inicial varía según el tipo de suelo y de revestimiento primario, el procedimiento para su colocación y el tiempo transcurrido entre ésta y la colocación del secundario. Cuando el primero está formado por dovelas de concreto atornilladas y retacadas con mortero estable inyectado a presión, inmediatamente detrás de la cola del escudo, a medida que éste avanza, la presión inicial es igual a la de inyección del mortero  $p_{ar}$ , la cual generalmente es mayor que la presión  $p_{ae}$  que se desarrollaría si no se hiciera el retaque, o se hiciera de manera deficiente y tardía. Los revestimientos de dovelas expansibles, así como los de concreto lanzado correctamente apoyado en zapatas, alcanzan su equilibrio bajo una presión  $p_{ae}$ , que puede estimarse mediante el análisis de interacción suelo-revestimiento.

La observación del comportamiento de revestimientos de concreto lanzado y de dovelas atornilladas retacadas, o expansibles, adecuadamente colocados, muestra que la magnitud de los desplazamientos radiales medidos (ref 12) es congruente con los estimados mediante el análisis de interacción.

Los métodos basados en la suposición del "aflojamiento" de un cierto volumen de suelo sobre la clave del túnel (Terzaghi, Protodyakonov, ref. 5) para estimar la presión vertical sobre el revestimiento primario, ignoran la importancia de la interacción y requieren, para el desarrollo del aflojamiento, de un desplazamiento radial de tal magnitud que los asentamientos superficiales resultarían inaceptables. Por tal motivo estos métodos se consideran inadecuados para el análisis de este tipo de revestimientos (ref 10).

Evolución de la presión inicial. La medición de la presión real en revestimientos de túneles (refs 10 y 16) muestra que la presión vertical evoluciona con el tiempo, lle-

gando, en algunos casos, a sobrepasar al valor inicial de la presión total del suelo al nivel del eje del túnel,  $YH_0$ . Esta evolución se relaciona estrechamente con la compresibilidad del suelo y con los cambios que sufre su estado de esfuerzos efectivos a través del tiempo. Un caso extremo de esta evolución, que se analiza en el inciso 3.2.6, corresponde a las arcillas blandas del Valle de México sujetas a un proceso de consolidación inducido por el abatimiento de la presión hidrostática original en los acuíferos que subyacen a las arcillas lacustres; en este caso, la presión vertical puede crecer hasta  $p_{vf} = 1.4 YH$  y la horizontal reducirse a  $p_{hf} = 0.7 YH$ , lo que da una diferencia  $p_{vf} - p_{hf} = 0.7 YH$  para un revestimiento rígido. Un fenómeno semejante puede ser causado en estos suelos por la aplicación de cargas superficiales sobre el túnel, dentro de una distancia del eje igual a su profundidad.

La reconsolidación de la arcilla circundante al túnel, cuyo equilibrio natural es alterado por la construcción, produce también un incremento de la presión con el tiempo. Las referencias 10 y 16 contienen información sobre mediciones de presión en revestimientos de túneles construidos en arcillas saturadas, de menor compresibilidad que las del

Valle de México, no sujetas a consolidación por causas externas; están ubicados en Londres, Chicago y Detroit.

La información muestra que, en revestimien-

tos flexibles, la presión vertical se mantiene igual a la horizontal y alcanza, después de varios años, valores comprendidos entre  $0.8 YH_0$  y  $YH_0$ . En revestimientos rígidos, la presión horizontal permanece casi constante, mientras la vertical crece con el tiempo, dando una diferencia final  $P_{vf} - P_{hf} = 0.33 YH_0$ .

En suelos no saturados (limos y arenas semicompatos a muy compactos, arcillas de consistencia dura a muy dura y tobas de consistencia variable) el aumento de la presión inicial con el tiempo se hace más pequeño a medida que crecen la compacidad o la consistencia.

En las tobas y en los suelos granulares compactos,  $P_{vf}$  es menor que  $1.3 p_{ae}$ , mientras que, en las arcillas, en los limos y arenas en estado suelto, puede llegar a un valor cercano a  $0.8 YH_0$ ; especialmente si la colocación del revestimiento primario es deficiente y permite desplazamientos radiales excesivos que producen el "aflojamiento". Esto ocurre en el caso de anillos de dovelas insuficientemente y/o tardíamente retacados o expandidos, así como en el de bóvedas de concreto lanzado, sin zapata de apoyo, con espesor escaso o con fraguado demasiado lento.

Con base en esta información y en la observación del comportamiento de revestimientos flexibles y rígidos en túneles del Metro y el Drenaje Profundo de la ciudad de México, se ha formado la tabla C-4, que presenta valores que se sugieren para  $P_{vf}$  y  $P_{hf}$ , a emplear en el diseño de revestimientos rígidos o flexibles, para diferentes tipos y condiciones de suelo, cuando el revestimiento primario está correctamente diseñado y colocado.

### 3.3.3 Interacción suelo revestimiento

Puesto que en la realidad no existe ningún revestimiento de rigidez infinita, se producirán siempre desplazamientos radiales, hacia el interior en la clave y el fondo y hacia el exterior en el diámetro horizontal, lo que implica una disminución de la presión vertical y un aumento de la horizontal, disminuyendo así la diferencia ( $P_{vf} - P_{hf}$ ) y los momentos flexionantes; habrá también un cambio en los valores de las fuerzas normales. La magnitud de estos cambios en los elementos mecánicos es función de las rigideces relativas del suelo y del revestimiento y pueden evaluarse mediante modelos numéricos (Referencia 17)

Para el caso de un anillo circular pueden usarse las ecuaciones propuestas por Burns y Richard en 1964 (ref 14) en las que se supone un anillo sujeto a presiones uniformes, horizontal  $p_h$  y vertical  $p_v$ , diferentes.

Momento flexionante máximo

$$M_i = \pm \frac{0.25 (1-K)}{F+1} P_v R_m^2 \quad (C-50)$$

Fuerzas normales

$$N_v = \frac{P_v}{2} \left( \frac{1+K}{C+1} + \frac{1-K}{F+1} \right) R_m \quad (C-51)$$

$$N_h = \frac{P_v}{2} \left( \frac{1+K}{C+1} - \frac{1-K}{F+1} \right) R_m \quad (C-52)$$

en estas ecuaciones:

$M_i$  momento flexionante máximo, reducido por interacción, (+) para la sección vertical y (-) para la horizontal.

$K$  relación de presiones horizontal/vertical ( $K = p_h/p_v$ ), antes de la deflexión del anillo.

$P_v$  presión vertical inicial, véase la tabla C-5

$R_m$  radio medio del anillo

$N_v$  y  $N_h$  fuerza normal modificada por la interacción,  $N_v$  para la sección horizontal y  $N_h$  para la vertical

$F$  relación de flexibilidades del suelo y el anillo, dada por

$$F = 1.5 \frac{E_s}{E_c} \left( \frac{R_m}{t} \right)^3 \quad (C-53)$$

en la cual

$E_s$  y  $E_c$  módulos de elasticidad del suelo y del concreto, respectivamente

$t$  espesor total del anillo

Las ecuaciones (C-53) y (C-54) se obtienen de las expresiones originales considerando que los módulos de Poisson para el suelo y el concreto son iguales;  $\nu_s = \nu_c = 0.25$ , que es un valor medio representativo.

$C$ , es la relación de compresibilidades del suelo y el anillo

$$C = 1.5 \frac{E_s}{E_c} \frac{R}{t} \quad (C-54)$$

En las figuras C 20 y C 21 se presentan gráficas para los valores de  $F$  y  $C$ , en función de la relación de esbeltez  $R_m/t$  y de la relación de módulos  $E_c/E_s$ , para un amplio rango de suelos, que va desde las arcillas blandas hasta las tobas muy duras.

Para ilustrar la importancia del fenómeno de interacción es de interés comparar el caso de un revestimiento hipotético de rigidez

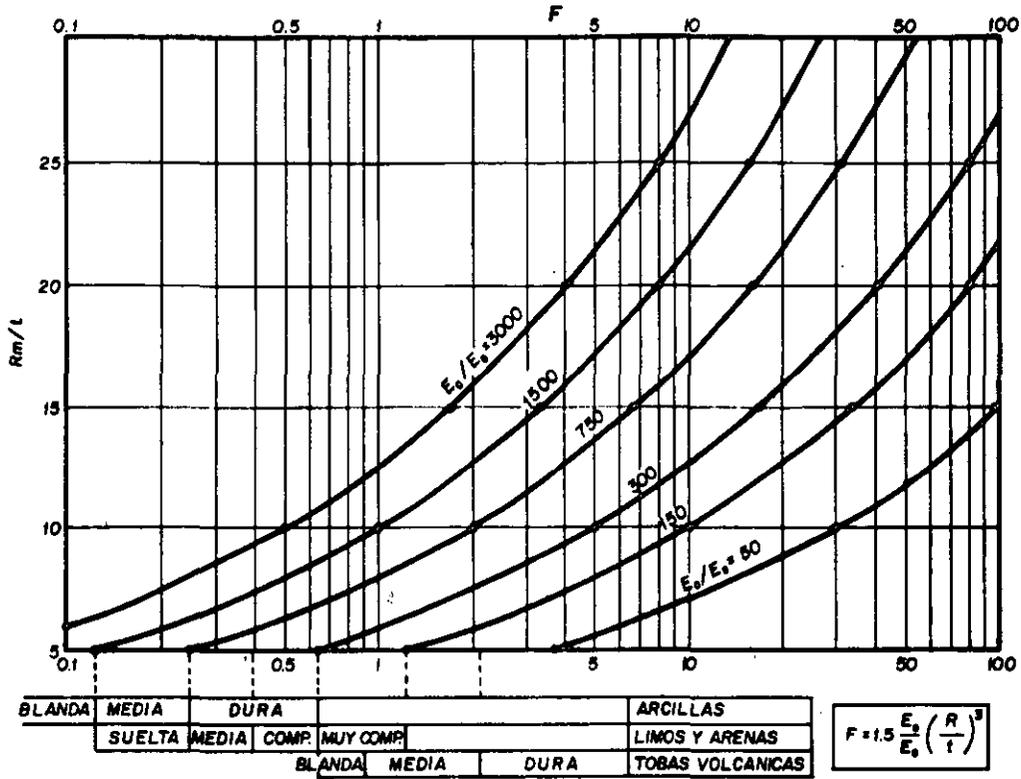


Fig C20 Relación de flexibilidad suelo-revestimiento, según la ecuación (C-53)

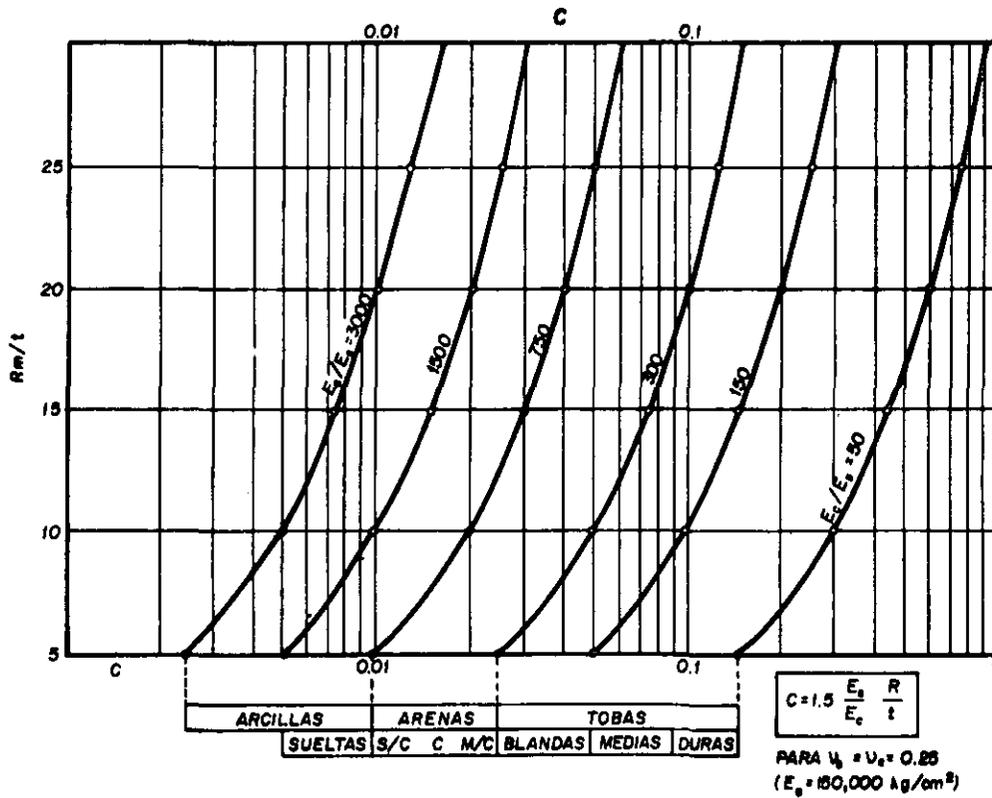


Fig C21 Relación de compresibilidad suelo-revestimiento, según la ecuación (C-54)

infinita, en el que  $E_c = \infty$  con revestimientos reales de rigidez finita. Para un valor muy grande de  $E_c$ , la relación  $F$  de la ecuación (C-53) tiende a ser nula; la ecuación (C-50) quedaría

$$M_o = \pm 0.25 (1 - K) p_v R_m^2 \quad (C-55)$$

Dividiendo (C-50) entre (C-55) se tiene

$$M_i = \frac{M_o}{F + 1} \quad (C-56)$$

Aplicando esta expresión a un túnel en el que  $R_m = 3$  m,  $t = 0.3$  m, construido en una arcilla de consistencia media cuyo  $E_s = 50$  kg/cm<sup>2</sup> y  $E_c = 150\,000$  kg/cm<sup>2</sup>, se tendría, de la figura C 20, para  $R/t = 10$ , de la curva  $E_c/E_s = 3000$ , un valor de  $F = 0.5$ , que sustituido en (C-56) da  $M_i = 0.67 M_o$ ; lo que significa una reducción del momento flexionante, por el efecto de la interacción, de 33% respecto al caso de rigidez infinita. Aplicando el mismo criterio a la fuerza normal  $N$ , con las ecuaciones (C-51) y (C-52), se observará que la influencia de la interacción sobre la fuerza normal es despreciable, en este caso.

Suponiendo ahora que el túnel se encuentra alojado en una toba blanda cuyo  $E_s = 500$  kg/cm<sup>2</sup>,  $E_c/E_s = 300$  y  $F$  es de 5; la ecuación (C-56) da  $M_i = 0.17 M_o$ ; es decir que, la interacción reduciría el momento en 83%, respecto a caso de rigidez infinita. En una toba dura en la que  $E_c/E_s = 50$ , la reducción del momento por interacción sería de 97%, para la misma relación  $R_m/t$ .

Aplicando este mismo razonamiento a un revestimiento "único" formado por una bóveda cilíndrica de concreto lanzado (fig C 19) con radio de 4.5 m y espesor 0.3 m, alojada en una toba blanda, se verá que los momentos flexionantes son despreciables y la bóveda puede diseñarse como un cilindro de pared delgada en compresión, según la ecuación (C-46); agregando el acero necesario por contracción y temperatura.

### 3.3.4 Revestimiento único

La discusión anterior relativa a la importancia del fenómeno de interacción suelo-revestimiento en la redistribución de las presiones y en la consiguiente reducción de los esfuerzos de flexión permite explicar el éxito logrado en el empleo de un revestimiento único, flexible o de baja rigidez, en túneles construidos en arenas compactas, en arcillas duras y en tobas de variada consistencia. Existen ejemplos notables de túneles construidos con revestimiento único de dovelas atornilladas y retacadas con mortero a presión, en Bruselas, Colonia, Roma y Tokio. En el Metro de la ciudad de México tienen también casos interesantes en los túneles de vía de las líneas 1 y 7, cons-

truidos en arenas limosas compactas y en tobas blandas, también con dovelas cilíndricas, expansibles o atornilladas, cuyo comportamiento a largo plazo es satisfactorio. El colector de drenaje semiprofundo de Iztapalapa, con 4 m de diámetro exterior y 10 m de profundidad a la clave, construido en arcillas muy blandas, con el empleo de un escudo de frente a presión y un revestimiento primario flexible de dovelas atornilladas y retacadas con mortero a presión constituye una experiencia digna de mencionar, porque demuestra que, con este procedimiento de construcción, aún en suelos muy deformables, el anillo de revestimiento flexible alcanzó su estabilización con un desplazamiento radial menor de 0.2% del radio exterior; lo cual implica que sólo se necesita un pequeño desplazamiento para desarrollar un estado de presión uniforme del suelo sobre el anillo. Sin embargo, este estado de presión uniforme será modificado por la consolidación de la arcilla por el abatimiento a largo plazo de la presión en el agua del suelo, según el inciso 3.2.6, lo que obliga a la colocación de un revestimiento secundario semi-rígido, capaz de soportar los esfuerzos de flexión futuros. Es también evidente que la colocación de un revestimiento primario de dovelas, debidamente diseñado para soportar flexión, evitaría la necesidad de recurrir al uso del revestimiento secundario.

El empleo del concreto lanzado, en México, se inició en 1954 con la construcción del revestimiento del nuevo túnel de Tequiquiac, excavado en tobas de consistencia media a dura. En 1971-74 se utilizó como revestimiento primario en el Emisor Central del Drenaje Profundo del D.F., en el tramo que atraviesa las tobas de la formación Tarango, semejantes a las anteriores, así como en las arcillas duras y expansivas de la formación Requena. En los túneles del Metro se ha aplicado también como revestimiento primario en arenas limosas compactas y en tobas de consistencia blanda a dura. Numerosas mediciones de convergencia efectuadas posteriormente a la colocación de la bóveda de concreto lanzado, de 15 cm de espesor, mostraron que basta un desplazamiento menor de 1 cm, en diámetros de 7 a 10 m para alcanzar la estabilización de las deformaciones del sistema suelo-revestimiento; es decir, menos de 0.12% del diámetro. En algunos puntos particulares de la obra de la línea 7, donde la bóveda quedaba apoyada en materiales de baja cohesión la estabilización se obtuvo aumentando el espesor de la bóveda a 25 cm y construyéndole una zapata de apoyo de 50 cm de ancho, también de concreto lanzado. Esta experiencia condujo al empleo de la zapata de apoyo como parte integral del diseño del revestimiento, eliminando el uso de anclas de la bóveda que se emplean en el método Austriaco (ref 15). La solución de revestimiento único se ha empleado ya en dos estaciones de la línea 7, en las que la bóveda cilíndrica de concreto lanzado tiene 15 m de diámetro y un espesor de 0.5 m, con una relación de esbeltez

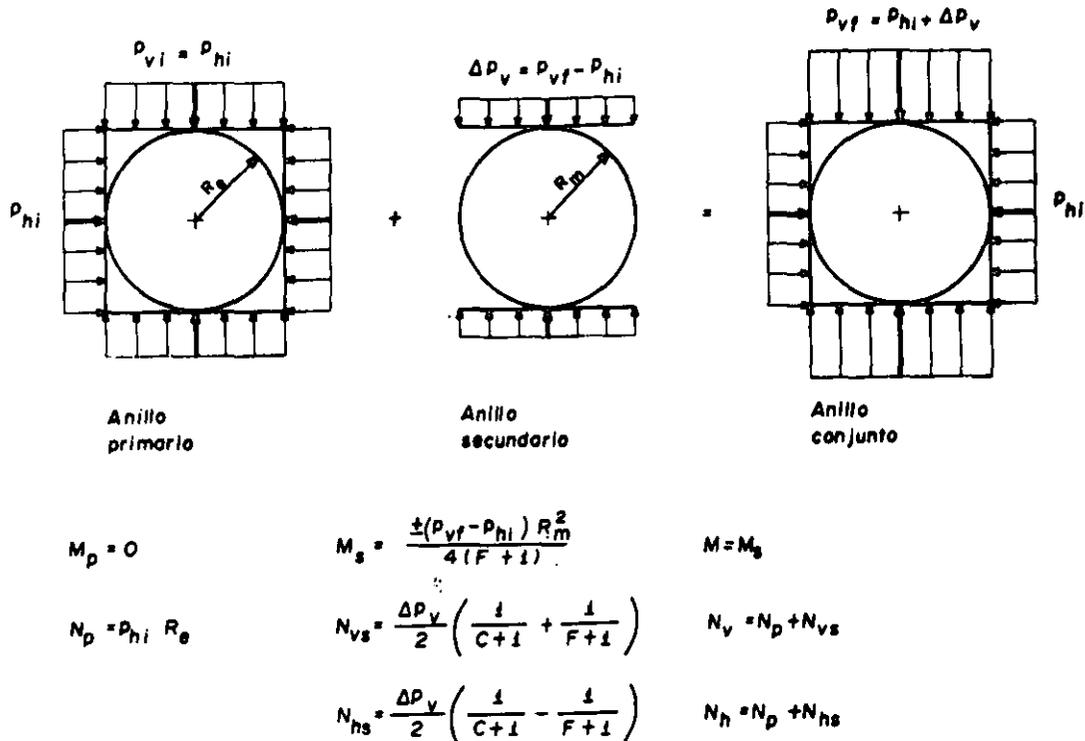


Fig C22 Presiones sobre un revestimiento circular formado por primario y secundario

$R/t = 15$ ; la bóveda está apoyada en muros laterales inclinados y una losa plana en el fondo, construidas de concreto hidráulico colado in situ. En los últimos años, el perfeccionamiento de los equipos para el lanzamiento del concreto en mezcla húmeda ha permitido lograr una mayor uniformidad del material y una considerable reducción en el desperdicio de concreto por rebote. Con base en este avance tecnológico y en los criterios y procedimientos de diseño contenidos en este manual, en el futuro se podrá hacer un mayor uso del revestimiento único de concreto lanzado, en secciones estructuralmente más eficientes, como la que muestra la figura C 18, cuando se tengan las condiciones adecuadas de suelo.

La figura C 22 muestra la aplicación de estos conceptos a la determinación de los elementos mecánicos para el diseño de un revestimiento secundario de un túnel de sección circular.

El anillo primario flexible está sujeto a una presión radial uniforme,  $p_{vl} = p_{hi}$ , cuyo valor se recomienda en la tabla C-5, en función del tipo y condición de suelo y de revestimiento primario empleado. En estas condiciones el momento flexionante  $M_p = 0$  y la fuerza normal para cualquier sección

$$N_p = p_{hi} R_e$$

Al instalar el anillo secundario, éste se

integra al primario, y el conjunto de ambos es sometido, a través del tiempo, a un incremento de presión vertical  $\Delta p_v = p_{vf} - p_{hi}$ . La presión vertical final  $p_{vf}$  se determina con base en los criterios de la tabla C-5.

Considerando que la presión horizontal no se incrementa,  $\Delta p_h = 0$ , se tiene  $K = \Delta p_h / \Delta p_v = 0$ ; sustituyendo estas condiciones en las ecuaciones (C-50) (C-51) y (C-52) se llega a las expresiones de momento y fuerza normal que aparecen en la figura C 22. Las relaciones F y C se obtienen de las gráficas de las figuras C 20 y C 21.

Se tendrá así, en el primario, una precompresión bajo la fuerza normal  $N_p$ , y en el conjunto del primario y el secundario los esfuerzos producidos por flexo-compresión bajo el momento  $\pm M_s$  y las fuerzas normales  $N_{sh}$  y  $N_{sv}$ . Esto implica que en el primario actuará la suma algebraica de los esfuerzos derivados de la precompresión del anillo y de la flexo-compresión del conjunto, mientras que en el secundario actuarán solamente los esfuerzos de flexo-compresión.

Si en las secciones horizontales se genera tensión en el revestimiento primario se podrá prever el refuerzo adecuado para tomarla, o bien si esto no es posible, se incluirá el refuerzo necesario en el secundario.

## 4. ANALISIS DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES

### 4.1 ASPECTOS GENERALES

La excavación de un túnel genera una disminución de los esfuerzos radiales naturales en la masa de suelo, provocando desplazamientos radiales hacia su interior, que se traducen en asentamientos de la superficie del terreno.

La estimación de la magnitud y distribución de los asentamientos es de importancia en los túneles urbanos, para diseñar un procedimiento constructivo que reduzca al mínimo la posibilidad de dañar edificios e instalaciones de servicio existentes (tuberías de agua y drenaje, gasoductos, etc.)

En este capítulo se describe un procedimiento simplificado de cálculo para evaluar el asentamiento máximo en la superficie, el cual tiene tres componentes principales.

- Desplazamiento del suelo del frente debido a la disminución de esfuerzos inducida por la excavación,  $u_i$
- Convergencia de las paredes del túnel para llenar el espacio anular (holgura) entre el suelo y el revestimiento,  $u_h$

Desplazamiento del revestimiento por flexión y por asentamiento de las zapatas de apoyo en túneles revestidos de concreto lanzado,  $u_r$

En la ref 9 se presenta un procedimiento de análisis más riguroso que incluye el asentamiento inducido por la consolidación de un anillo de arcilla sensitiva que rodea al túnel, remodelada durante la excavación.

### 4.2 ASENTAMIENTOS EN LA SUPERFICIE

En la fig C 23 se presenta esquemáticamente la configuración de asentamientos superficiales observados durante la construcción de túneles en suelos de la ciudad de México (ref 12).

En la dirección longitudinal (fig C 23b) el efecto de la excavación se manifiesta adelante del frente a partir de un punto A, localizado a una distancia aproximadamente igual a la profundidad al eje del túnel  $H_0$ ; en un punto O localizado sobre la vertical que pasa por el frente, se produce el asentamiento  $\lambda_0$ , que es de un 20% a 40% del valor total  $\lambda_m$  (ref 12); este último se presenta a una distancia de 5 a 7 diámetros hacia atrás del frente (punto P de la fig C 23b).

La magnitud de  $\lambda_0$  depende principalmente del decremento de los esfuerzos por descarga inducidos al avanzar la excavación del frente, lo que constituye un caso de equilibrio tridimensional; por su parte,  $\lambda_m$  se debe, ade-

más, a la interacción suelo-revestimiento, fenómeno bidimensional que ha sido descrito en el párrafo 3; la curva de asentamientos muestra la transición entre ambos tipos de comportamiento. Cabe señalar que el asentamiento sobre el frente  $\lambda_0$  tiene poca importancia desde un punto de vista práctico, ya que ocurre de manera transitoria hacia el valor final  $\lambda_m$ .

La configuración transversal de los asentamientos (fig C 23a) es una curva simétrica que se extiende a ambos lados del eje del túnel, hasta una distancia aproximada  $H + D/2$  (refs 2, 10 a 12); el valor máximo  $\lambda_m$  se presenta en la vertical que pasa por el centro del túnel, aunque eventualmente puede quedar desplazado hacia algún lado del eje, a causa de la heterogeneidad del suelo.

En el caso de túneles excavados en arcilla, los asentamientos superficiales descritos pueden incrementarse con el tiempo por efecto de la consolidación de los suelos circundantes remodelados durante la excavación (ref 9), o por abatimiento de presiones en el agua del suelo causado por infiltración hacia el interior del túnel.

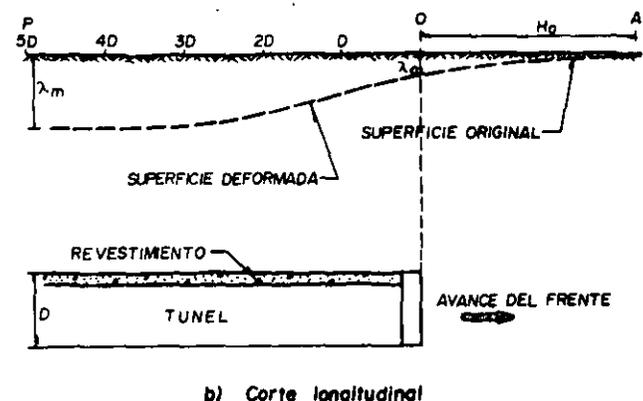
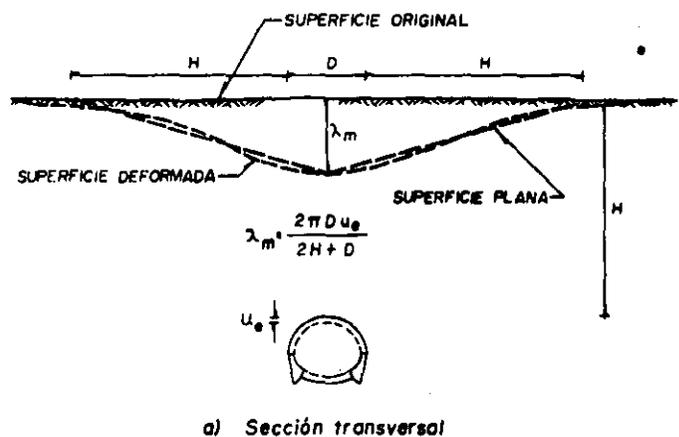


Fig C23 Asentamiento de la superficie producido por la construcción de un túnel

## 4.2.1 Estimación del asentamiento máximo

Numerosas mediciones indican (refs 10 y 12) que el asentamiento asociado a la construcción puede estimarse igualando el volumen de asentamientos superficiales  $V_a$  con el volumen de suelo que se desplaza hacia el interior del túnel. Considerando la configuración triangular simplificada de asentamientos que se presenta en la fig C 23a, se obtiene:

$$V_a = \frac{1}{2} (2H + D) \lambda_m \quad (C-58)$$

Por otra parte, el volumen de suelo desplazado en la periferia del túnel puede expresarse por

$$V_d = \pi D u_e \quad (C-59)$$

siendo  $u_e$  el desplazamiento radial medio que sufren el suelo y el revestimiento para alcanzar el equilibrio, de acuerdo con el análisis de interacción explicado en el inciso 3.2.5.

Dependiendo de si el revestimiento se coloca sin holgura o con ella, deberá tomarse el desplazamiento  $u_e$  o el  $u'_e$ .

Igualando estas ecuaciones y despejando se obtiene:

$$\lambda_m = \frac{2\pi D u_e}{2H + D} \quad (C-60)$$

La pendiente media del asentamiento se expresa por

$$\theta_m = \frac{\lambda_m}{H + \frac{D}{2}} \quad (C-61)$$

La tabla C-6 contiene valores máximos recomendables para  $\lambda_m$  y  $\theta_m$

## 5. REFERENCIAS

1. Terzaghi K (1951) *Theoretical soil mechanics*, Edit J Wiley, EUA
2. Moreno A y J J Schmitter (1981) *Failures of shafts and tunnels in soft soils*, Soft ground tunneling, Editores D Reséndiz y M P Romo, Edit A A Balkema, Rotterdam, Holanda
3. Kimura T y R J Mair (1981) *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*, X ICSMFE, Estocolmo, Suecia
4. Juárez Badillo E y A Rico (1967) *Mecánica de suelos*, Edit Limusa Wiley, México
5. Rico A y H del Castillo (1977) *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, Vol II Edit Limusa Wiley, México
6. Tamez E (1984) *Estabilidad de túneles excavados en suelos*, Trabajo de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, México
7. Alberro J y G Hiriart (1983) *Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México*, Publ 317, I de I, UNAM, México
8. Bowles J (1982) *Foundation analysis and design*, Edit Mc Graw Hill, 3a ed, EUA

TABLA C-6 ASENTAMIENTO SUPERFICIAL MAXIMO  $\lambda_m$  Y PENDIENTE MAXIMA  $\theta_m$  ADMISIBLES

OCUPACION DE LA SUPERFICIE	$\lambda_m$ , cm	$\theta_m$
Construcciones o instalaciones susceptibles al asentamiento diferencial, sobre el eje del túnel	2 a 4	0.0015
Construcciones e instalaciones cercanas al eje del túnel, dentro de la zona de ancho 1.5 (2H + D)	4 a 8	0.003
Superficie libre de construcciones o instalaciones dentro de la zona de ancho 1.5 (2H + D) sobre el eje del túnel	20	

9. Romo M P (1985) *Asentamientos inducidos por el tuneleo en suelos blandos*, Curso Víctor Hardy 85, Tomo I-Túneles y Excavaciones Subterráneas, AMITOS, México
10. Peck R B (1969) *Deep excavations and tunneling in soft ground*, State of the Art Report, VII ICSMFE, México
11. Reséndiz D y M P Romo (1981) *Settlements upon soft ground tunneling: Theoretical solution*, Soft-ground tunneling, Editores D Reséndiz y M P Romo, Edit A A Balkema, Rotterdam, Holanda
12. Trabajos contenidos en "Túneles en Suelos Blandos y Firmes", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (1982)
- Rendón R *Instrumentación de túneles en suelos blandos bajo aire comprimido*
- Moreno F A *Construcción del túnel Tacubaya con escudo abierto*
- Bello y otros, *Instrumentación en los túneles del Metro*
13. Terzaghi, K (1945-46) *Rock defects and loads on tunnel supports*, Harvard Graduate School of Engineering Soil Mechanics Series No. 25, Cambridge, Mass., USA
14. Túnel, S.A. (1975) *Memoria Técnica de las Obras del Drenaje Profundo del D.F.*, capítulo III-7, México, D.F.
15. H Wagner (1981) *Tunnelling Experiences with NATM in Soft Rock*. X ICSMFE, Estocolmo, Suecia. Véase también E T Brown, referencia 12
16. Tschebotarioff G P (1979) *Foundations, retaining and earth structures*, Edit Mc Graw Hill, 2a. ed, EUA; págs 304-306
17. Desai S Ch y Christian T J (1977) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, chapt 18, Mac Graw Hill
- Modelo de Elemento Finito para el Análisis de Interacción Suelo-Revestimiento en Suelos Estratificados. En preparación por COVITUR.
18. Deer, Peck, Monsees y Schmidt (1969). *Design of Tunnel Liners and Support Systems*. Final Report. Dept of Civil Eng University of Illinois.

TABLA C-3 FORMULAS DE ESTABILIDAD PARA TUNELES EXCAVADOS A SECCION COMPLETA  
(A = D) EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES, PARA  $p_a = p_f = 0$

Condición  
de análisis

Túnel somero  $Z_d = H$

Túnel profundo  $Z_d/D = 1.7$

Estabilidad  
general

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[ \frac{D}{\ell} \left(1 + \frac{a}{\ell}\right) + \left(1 + \frac{2a}{\ell}\right) \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{\ell}\right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c \sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{\ell}\right)}{\gamma H \left[ \frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{A}{\ell}\right) + \left(1 + \frac{a}{\ell}\right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{\ell}\right)^2} \quad (C-10')$$

$$s_{m2} = c + 0.25 q \tan \phi$$

$$s_{m2} = c + 0.25 [\gamma(H - 1.7D) + q] \tan \phi$$

$$s_{m3} = c$$

$$s_{m3} = c + 0.25 \gamma(H - 1.7D) \tan \phi$$

$$\ell = A \sqrt{K_p}$$

$$q = 2.7c \sqrt{K_p} - \frac{1}{2} \gamma A$$

Nota: Los factores de estabilidad  $N_1$ ,  $N_1'$  y  $N_2$  aparecen en la fig C 13

TABLA C-3 FORMULAS DE ESTABILIDAD PARA TUNELES EXCAVADOS A SECCION COMPLETA  
(Continúa). (A = D) EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES, SIN PRESION EN EL FRENTE  
( $p_f = 0$ )

Condición  
de análisis

Túnel somero

Túnel profundo

Estabilidad del  
frente ( $q < \gamma H$ )

$$FS_f = \frac{cN_1 - \frac{1}{2} \gamma AN_2}{\gamma H \left(1 + \frac{A}{3H}\right) + q_s} \quad (C-17')$$

$$FS_f = \frac{cN_1 + \frac{\gamma}{2} (H - Z_d - \frac{A}{2}) N_2}{\gamma H \left(1 + \frac{A}{3H}\right) + q_s} \quad (C-17)$$

Estabilidad del  
frente ( $q > \gamma H$ )

$$FS_f = \frac{cN_1' + \frac{1}{2} \gamma HN_2}{\gamma H \left(1 + \frac{A}{3H}\right) + q_s} \quad (C-19)$$

$$FS_f = \frac{cN_1' + \gamma(H - 0.85D) N_2}{\gamma H \left(1 + \frac{A}{3H}\right) + q_s} \quad (C-20)$$

Avance máximo  
sin soporte  
cuando  $c \geq 0.3 \gamma H$

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{2c \frac{H}{D}} - 1 \quad (C-23)$$

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{3.4c + 0.85 \gamma (H - 1.7D) \tan \phi} - 1 \quad (C-24)$$

Cuando  $c < 0.3 \gamma H$   
hay plastificación  
en la clave

$$\frac{D}{a_p} = \frac{FS_c \gamma D}{2c} - 1 \quad (C-22')$$

independiente de H y  $q_s$

Si se requiere un  
escudo con pre-  
sión en el frente

túnel profundo:

$$P_f = \frac{(H(1 + \frac{D}{3H}) FS_f - 0.5 [\gamma(H - 1.7D) - \gamma D/2] N_2 - cN_1}{K_p (FS_f + 0.5 N_2)} \quad (C-27)$$

túnel somero

$$P_f = \frac{\gamma H (1 + \frac{D}{3H}) FS_f + 0.25 \gamma DN_2 - cN_1}{K_p (FS_f + 0.5 N_2)} \quad (C-27')$$

TABLA C-3 RESUMEN DE ECUACIONES PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTOS  
(Continúa)... Y ANALISIS DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES

Desplazamientos radiales del suelo

$$u = (\gamma H_0 - p_a) \frac{(1 + \nu) D}{2E} \quad (C-28)$$

$$P_{a1} = \gamma H_0 (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi \quad (C-29)$$

Túnel profundo:  
 $H > 1.7D$

$$P_{af} = \frac{\gamma H - 3.4c - 0.85 \gamma (H - 1.7D) \tan \phi}{1 + 0.85 \tan \phi} \quad (C-30)$$

Túnel somero:  
 $H \leq 1.7D$

$$P_{af} = \frac{\gamma H - \frac{2cH}{D}}{1 + \frac{H}{2D} \tan \phi} \quad (C-30')$$

$$u_f = \frac{D}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \right) \quad (C-31)$$

suelo friccionante:

$$A = \frac{2(1 + \nu)}{E} (\gamma H_0 + c \cot \phi) \text{sen } \phi \left[ (1 - \text{sen } \phi) \frac{\gamma H_0 + c \cot \phi}{P_{af} + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{\text{sen } \phi}} \quad (C-31')$$

suelo cohesivo puro:

$$A = \frac{2c(1 + \nu)}{E} e^{\left( \frac{\gamma H_0 - P_a}{c} - 1 \right)} \quad (C-31'')$$

para  $u_{\text{máx}}$ ,  $p_a = 0$

Desplazamientos del revestimiento

compresión:  $u_c = \frac{p_a D_m^2}{4t E_c} \quad (C-32)$

flexión:  $u_d \text{ máx} = \frac{1}{2} (1 - K_0) \frac{(1 + \nu) \gamma H_0 D}{2E} \quad (C-33')$

zapatas:  $u_z \text{ máx} = \frac{\gamma H_0 D}{E_z} \quad (C-34')$

$$u_r \text{ máx} = u_d \text{ máx} + u_z \text{ máx} \quad (C-35)$$

Desplazamiento inicial, del frente  $u_i$

$$q = 2.7 c \sqrt{K_p} - 0.5 \gamma A$$

$$u_{co} = \frac{(1 - \nu) \gamma H_0 D}{2E_i} \quad (C-36)$$

holgura  $u_h$

$$u'_i = u_i + u_h \quad (C-37)$$

TABLA C-3 *Continuación*

Espesor del revestimiento flexible

$$t_b = \frac{F_c P_u D}{0.8 f'_c 2} \quad (C-46)$$

$F_c = 2$  para revestimiento primario

$F_c = 3$  para revestimiento único

$P_u$  = presión radial de equilibrio obtenida del diagrama de interacción suelo-revestimiento y de la tabla C-5.

Ancho de la zapata:

$$B = \frac{Q_z}{q_u} FS \quad (C-47)$$

$$q_u = cN'_c + \frac{1}{2}BYN_\gamma \quad (C-48)$$

$N_c$  y  $N_\gamma$  están dados en la tabla C-6

Espesor de la cubeta

$$t_c = \frac{F_c P_u R_c}{0.8 f'_c} \quad (C-49)$$

Revestimiento secundario

Interacción suelo-revestimiento circular

$$M_i = \pm \frac{0.25 (1 - K)}{F + 1} P_v R_m^2 \quad (C-50)$$

$$N_v = \frac{P_v}{2} \left( \frac{1+K}{C+1} + \frac{1-K}{F+1} \right) R_m \quad (C-51)$$

$$N_h = \frac{P_v}{2} \left( \frac{1+K}{C+1} - \frac{1-K}{F+1} \right) R_m \quad (C-52)$$

$F$  y  $C$  se obtienen de las figuras C 20 y C 21

ASENTAMIENTO SUPERFICIAL

$$V_a = \frac{1}{2}(2H + D) \lambda_m \quad (C-58)$$

$$V_d = \pi D u_o \quad (C-59)$$

$$\lambda_m = \frac{2\pi D u_o}{2H + D} \quad (\text{sin holgura; } u_h = 0) \quad (C-60)$$

$$\lambda_m = \frac{2\pi D u'_o}{2H + D} \quad (\text{con holgura; } u_h \neq 0) \quad (C-60')$$

$$\theta_m = \frac{\lambda_m}{H + D/2} \quad (C-61)$$

## **D: DISEÑO GEOTECNICO**

- **AYUDAS TECNICAS PARA EL DISEÑO DE TUNELES EN SUELOS Y EJEMPLOS DE APLICACION**

## D: DISEÑO GEOTECNICO

### FDT-1 Secuencia del diseño de túneles en suelos

#### 1 OBJETIVO

Mostrar en forma resumida la secuencia lógica que debe seguir el diseño de un túnel excavado en suelos de diferentes propiedades mecánicas, de acuerdo con los conceptos explicados detalladamente en los capítulos A, B y C. En esta exposición se distinguen tres casos:

- Túneles en suelos cohesivos, en los que  $\phi = 0$  y  $c \neq 0$
- Túneles someros ( $H/D < 1.7$ ) alojados en suelos cohesivo-friccionantes, en los cuales  $\phi \neq 0$  y  $c \neq 0$
- Túneles profundos ( $H/D \geq 1.7$ ) excavados en suelos cohesivo-friccionantes, en los cuales  $\phi \neq 0$  y  $c \neq 0$

En cada uno de estos casos la secuencia del diseño comprende los siguientes pasos:

- Cálculo del factor de seguridad del frente, considerando que la excavación se realiza a sección completa y la longitud de excavación sin soporte es nula; es decir,  $A = D$  y  $a = 0$ .
- Con base en el cálculo anterior se elige, tentativamente, un método de construcción que permita efectuar la excavación en condiciones adecuadas de seguridad contra colapso del frente.
- Definido el método de construcción, se hace enseguida una estimación de la magnitud del asentamiento superficial máximo y de su pendiente media, para verificar si están dentro de la tolerancia. En caso contrario, el método constructivo debe ser afinado o modificado para reducir el asentamiento a los límites aceptables.
- Diseño del sistema de revestimiento, según que éste se forme por la combinación de primario + secundario, o se emplee un revestimiento único.

#### 2 TUNELES EN SUELOS COHESIVOS

La fig DT-1 muestra esquemáticamente la secuencia del diseño que se sugiere para el

caso de un túnel alojado en una masa de arcilla saturada, bajo el nivel freático en la cual se puede considerar que la resistencia al corte del suelo, durante la excavación del frente, está representada por la prueba triaxial no drenada, en la que  $\phi = 0$  y  $s = c$ .

##### 2.1 Estabilidad del frente

El análisis se inicia con el cálculo del factor de seguridad del frente, para la condición de sección completa,  $A = D$ ,  $a = 0$  y frente abierto sin presión,  $p_f = 0$ ; condiciones incluidas en la ecuación (C-11') de la Tabla C-2, la cual puede resolverse con el auxilio de la fig C 11, del capítulo C. El símbolo  $\gamma$  representa el peso volumétrico húmedo del suelo.

##### 2.2 Método de construcción

Si el factor de seguridad del frente,  $FS_f$ , es mayor que 2, la excavación puede hacerse por el método convencional de frente abierto, con revestimiento de concreto lanzado; método FACOL. En cambio, si  $FS_f \leq 2$ , tratándose de un suelo elasto-plástico, es conveniente el empleo de un escudo, que puede ser de frente abierto si  $FS_f > 1.5$ , o de frente a presión si  $FS_f \leq 1.5$ .

##### 2.3 Método de análisis, FACOL

Avance máximo. Si se elige este método, se procede enseguida a definir la longitud del avance de excavación sin soporte  $a$ . Con las ecuaciones (C-23) o (C-24), para  $\phi = 0$ , se obtiene, en primera aproximación un valor de  $a_{m\acute{a}x}$ , necesario para que el factor de seguridad del prisma de la clave  $FS_c \geq 1.5$ ; con este valor tentativo, sustituyendo  $a_{m\acute{a}x} = a$ , en la ecuación (C-11) se verifica el factor de seguridad general de la excavación. Si  $FS_g > 1.5$  el análisis puede avanzar al siguiente paso de calcular el asentamiento superficial máximo; pero, si  $FS_g \leq 1.5$ , debe reducirse  $a_{m\acute{a}x}$  hasta que  $FS_g > 1.5$ . El avance de excavación recomendable es  $a_r \leq a_{m\acute{a}x}/2$ , con el fin de tomar en cuenta el tiempo de fraguado y endurecimiento del concreto.

Asentamiento superficial. El siguiente paso es el cálculo del asentamiento máximo super-

ficial  $\lambda_m$  y de la pendiente transversal media  $\theta_m$ , con auxilio de las ecuaciones (C-60) y (C-61), que requieren del análisis de la interacción suelo-revestimiento explicado en el inciso 3.2 al 3.2.5 del capítulo C, el cual se resume en el diagrama de la figura DT-4. Si  $\lambda_m$  o  $\theta_m$  exceden los límites tolerables recomendados en la tabla C-6, será conveniente recurrir al empleo de un escudo de frente abierto, con revestimiento formado por dovelas atornilladas y retacadas con mortero de cemento estabilizado, inyectado a presión, con el fin de reducir los asentamientos a límites tolerables.

Diseño del revestimiento. Si la condición de asentamiento superficial aceptable se cumple sin escudo, se puede proceder al diseño estructural del revestimiento, para el cual se plantean dos alternativas:

- Un revestimiento único, semejante al que muestra la figura C 18, formado por una bóveda cilíndrica de concreto lanzado, apoyada temporalmente en zapatas, si la capacidad de carga y deformabilidad del suelo de apoyo lo permiten. La sección se cierra, posteriormente, con un cubeta cilíndrica de concreto hidráulico colado in situ. Si el terreno de apoyo no es adecuado, se pueden eliminar las zapatas y construir la sección cerrada completa, en concreto lanzado, colocado en dos capas, cada una con la mitad del espesor total. El lanzado de la segunda capa va defasado en tiempo respecto al avance del frente, para reducir la interferencia de esta actividad con la excavación. Siendo éste un revestimiento de baja rigidez, su espesor total se diseña con la ecuación (C-46), aumentándolo en 5 cm, para dar un doble recubrimiento a dos mallas de acero, diseñado como refuerzo por temperatura, en ambas direcciones; la presión  $p_u = p_{vf}$ , se obtiene de la tabla C-5. Esta alternativa es adecuada en arcillas de consistencia dura a muy dura no sujetas a proceso de consolidación por abatimiento piezométrico o sobrecargas. En caso contrario, es recomendable la siguiente alternativa.

- Un revestimiento primario de concreto lanzado y otro secundario, de concreto hidráulico o lanzado. El primario se diseña con el mismo criterio del caso anterior empleando la ecuación (C-46) con una presión  $p_u = p_{hi}$ , de la tabla C-5 y un factor de carga de 2. El lanzado del concreto se hace en una sola capa.

El secundario se diseña analizando los elementos mecánicos mediante algún modelo numérico de interacción suelo-revestimiento, considerando los valores de presión vertical  $p_{vf}$  y horizontal  $p_{hi}$ , recomendados en la tabla C-5 (ref 17).

#### 2.4 Excavación con escudo

Si el factor de seguridad del frente  $FS_f > 1.5$ , puede emplearse un escudo de frente abierto; pero si  $FS_f \leq 1.5$  se requiere aplicar una

presión al frente para incrementar  $FS_f$ , a la vez que se disminuyen los asentamientos superficiales.

Asentamiento. En ambos sistemas es recomendable un revestimiento de dovelas atornilladas y retacadas con mortero inyectado a una presión  $0.5 \gamma H_0 < p_{or} < 0.7 \gamma H_0$ , con el doble propósito de reducir los asentamientos superficiales y precomprimir el revestimiento a una presión controlada.

En el escudo de frente abierto, si el prisma de la clave detrás del escudo es estable sin soporte, se puede emplear un revestimiento expansible de dovelas no atornilladas, siempre que el asentamiento superficial esté dentro de límites aceptables; en caso contrario deben usarse dovelas atornilladas y retacadas. Si aún con este tipo de revestimiento el asentamiento no es aceptable según la tabla C-6, es necesario cambiar a un escudo de frente a presión.

Presión en el frente. La presión necesaria para aumentar  $FS_f$  a un valor mayor de 2 se calcula utilizando la ecuación (C-12"). Enseguida debe verificarse si el asentamiento estimado para esta presión es aceptable; en caso contrario se incrementa la presión en el frente para reducir su desplazamiento.

Diseño del revestimiento. Se siguen los mismos criterios expuestos en el inciso 2.2.1, empleando la ecuación (C-46) para el revestimiento único o primario y las ecuaciones (C-50), (C-51) y (C-52) para el secundario, seleccionando los valores apropiados para  $p_{vf}$  y  $p_{hi}$ , de la tabla C-5.

### 3 TUNELES EN SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES, NO SATURADOS

#### 3.1 Generalidades

Este grupo está formado por los suelos "granulares", constituidos por partículas minerales no coloidales, de limo, arena o grava, en mezclas de muy variadas proporciones, algunas veces contaminadas por bajo contenido de partículas coloidales de arcilla; incluye también a las tobas volcánicas de consistencia variable. En la prueba triaxial no drenada, estos suelos exhiben un ángulo de fricción y una cohesión, la cual puede originarse por tensión capilar producida en el agua del suelo parcialmente saturado, o bien por una cementación real entre sus partículas, como en el caso de las tobas. La primera es una cohesión "aparente" que puede disminuir o desaparecer totalmente si el grado de saturación natural aumenta a consecuencia de la entrada de agua no controlada al suelo; mientras que la segunda es una cohesión "permanente", independiente del grado de saturación. En el Valle de México estos suelos se encuentran en las zonas de transición alta y de lomas.

A continuación se explica la secuencia del

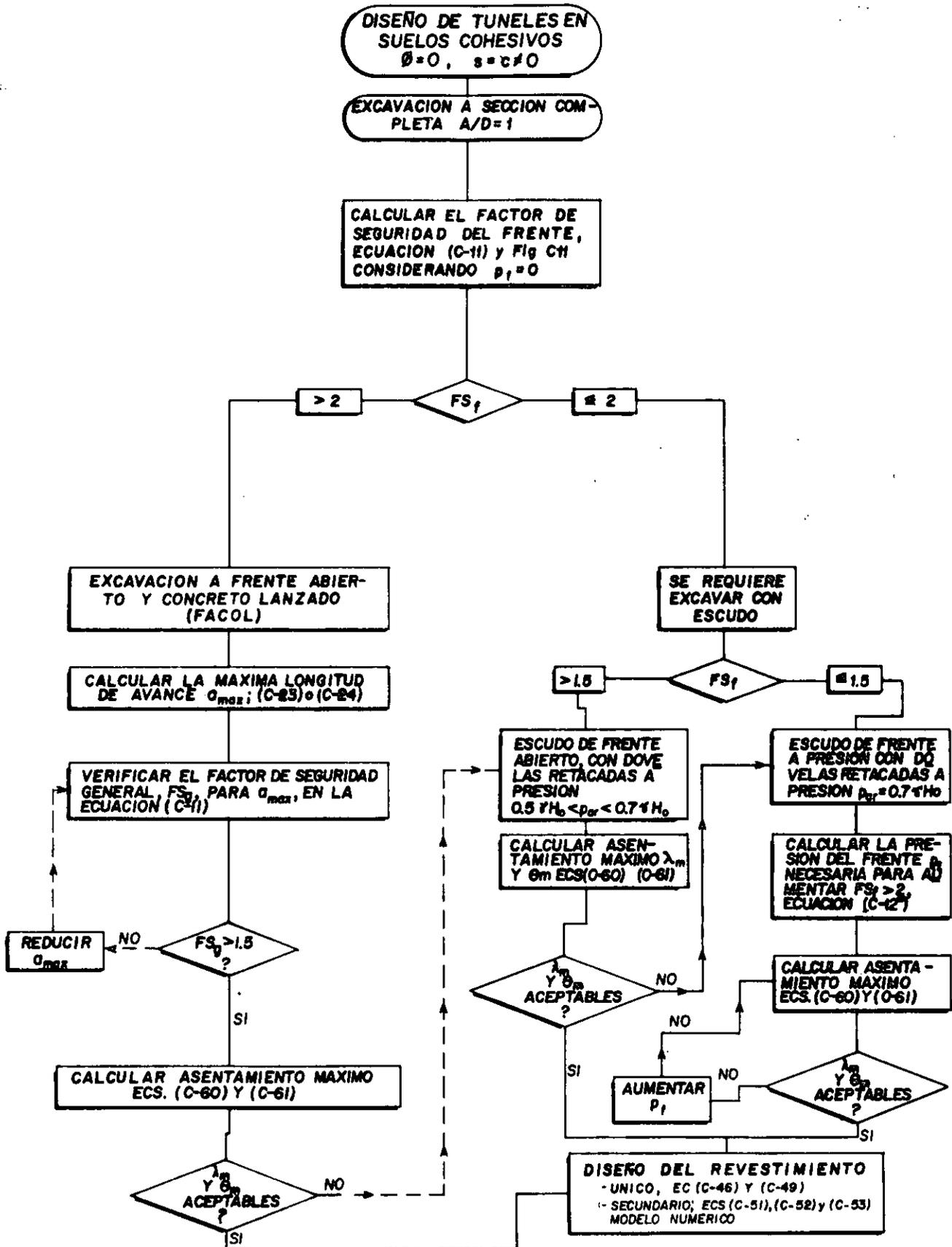


Fig DT-1 Secuencia del diseño de túneles en suelos cohesivos, elección del método de construcción y del revestimiento.

diseño para este tipo de suelos, la cual se resume en los diagramas de las figuras DT-2 y DT-3.

Cuando estos suelos se encuentren bajo el nivel freático, se recomienda seguir los criterios expuestos en el inciso 2.6 del capítulo C.

Muestreo de suelos parcialmente saturados. Es evidente que, si las propiedades mecánicas de estos suelos en su estado natural se alteran considerablemente al cambiar su grado de saturación, los estudios geotécnicos que servirán de base al diseño deberán realizarse en muestras en las que no se altere su contenido de agua por las operaciones de perforación y muestreo; por ello es indispensable evitar el uso de agua o lodo bentonítico en el muestreo de suelos no saturados. Para las técnicas adecuadas véanse las secciones C y D del capítulo 1, Volumen I, de este Manual Geotécnico.

### 3.2 Estabilidad del frente

El análisis se inicia con el cálculo del factor de seguridad del frente  $FS_f$ , considerando la sección completa, el avance nulo y sin presión en el frente, condiciones que en la fórmula general de la estabilidad (C-10) se representan por  $A \neq D$ ,  $a = 0$  y  $p_f = 0$ . Esto conduce a otras fórmulas para diferentes casos particulares que se resumen en la tabla C-3, en la que se ve la necesidad de definir, primero, si se trata de un túnel somero, en el que  $H/D < 1.7$  o de uno profundo en el que  $H/D \geq 1.7$ . La secuencia de diseño para ambos casos se resumen en el diagrama de la fig DT-2.

En ambos casos es necesario distinguir dos condiciones en función de la capacidad de carga del frente  $q$ , respecto a la presión vertical inicial al nivel de la clave,  $\gamma H$ . La capacidad de carga está expresada por  $q = 2.7 c \sqrt{K_p} - \gamma A/2$ . Si  $q < \gamma H$ , el factor de seguridad se determina como sigue:

- túnel somero, ecuación (C-17')
- túnel profundo ecuación (C-17)

Los valores de  $N_1$  y  $N_2$  se obtienen de las gráficas de la fig C 13. Si  $q > \gamma H$ , se emplean las siguientes ecuaciones para  $FS_f$ .

- túnel somero ecuación (C-19)
- túnel profundo ecuación (C-20)

$N'_1$  se obtiene de la figura C 13.

El cálculo de  $FS_f$  permite elegir el método de construcción para efectuar la excavación sin riesgo de colapso, de acuerdo con el siguiente criterio.

Llamando  $FS_m$  al valor mínimo aceptable del factor de seguridad, según las características esfuerzo-deformación del suelo se tiene:

Suelos elasto-plásticos  $FS_m = 1.5$

Suelos frágiles  $FS_m = 2$

Método de construcción. Si  $FS_f \geq 1.3 FS_m$ , puede excavarse con el método FACOL. Si  $FS_f < 1.3 FS_m$ , será necesario el empleo de un escudo.

#### 3.2.1 Método FACOL

Si la excavación se realiza a frente abierto con revestimiento de concreto lanzado, el siguiente paso es la determinación del avance de la excavación sin soporte que permite mantener un factor de seguridad adecuado contra colapso de la clave del túnel. Para determinar el avance es necesario distinguir si se produce la plastificación parcial del suelo de la clave o no se desarrolla este fenómeno; esto se expresa por las siguientes desigualdades

Si  $c < 0.3 \gamma H$ , hay plastificación

Si  $c > 0.3 \gamma H$  no plastificación

De acuerdo con esta distinción:

Cuando  $c \geq 0.3 \gamma H$ , el valor de  $a_{\max}$  se obtiene como sigue:

- Túnel somero, ecuación (C-23)
- Túnel profundo, ecuación (C-24)

Cuando  $c < 0.3 \gamma H$ , debe verificarse, además, que  $a_{\max} < a_p$ , obtenida de la ecuación (C-22'), para evitar desprendimiento local del material de la clave, por tensión desarrollada en la base del prisma de la clave.

Tomando como referencia el menor valor obtenido de  $a_{\max}$  o de  $a_p$ , el avance recomendable será  $a_r \leq a_{\max}/2$  o bien,  $a_r \leq a_p/2$ ; el que resulte menor.

En cualquier caso, el valor del factor de seguridad de la clave  $FS_c$  considerado en las ecuaciones anteriores deberá ser  $FS_c \geq FS_m$ .

Con el valor calculado de  $a_{\max}$  o de  $a_p$ , el que sea menor, se verifica el factor de seguridad general de la excavación  $FS_g$ , con la ecuación (C-10'), sustituyendo  $Z_d = H$  para túnel somero o  $Z_d = 1.7D$  para túnel profundo.

Si  $FS_g < FS_m$ , se puede aumentar éste reduciendo el avance  $a$ , o reduciendo la altura del frente  $A$ , excavando a media sección, o bien con una combinación de ambas soluciones, verificando nuevamente  $FS_g$  con la ecuación (C-10'), hasta satisfacer la condición  $FS_g \geq FS_m$ .

Asentamientos. Una vez definida la geometría de la excavación se procede a estimar el asentamiento superficial máximo  $\lambda_m$  y su pendiente transversal media,  $\theta_m$ , siguiendo los pasos indicados en el diagrama de la figura DT-3. Si ambos valores no son acepta-

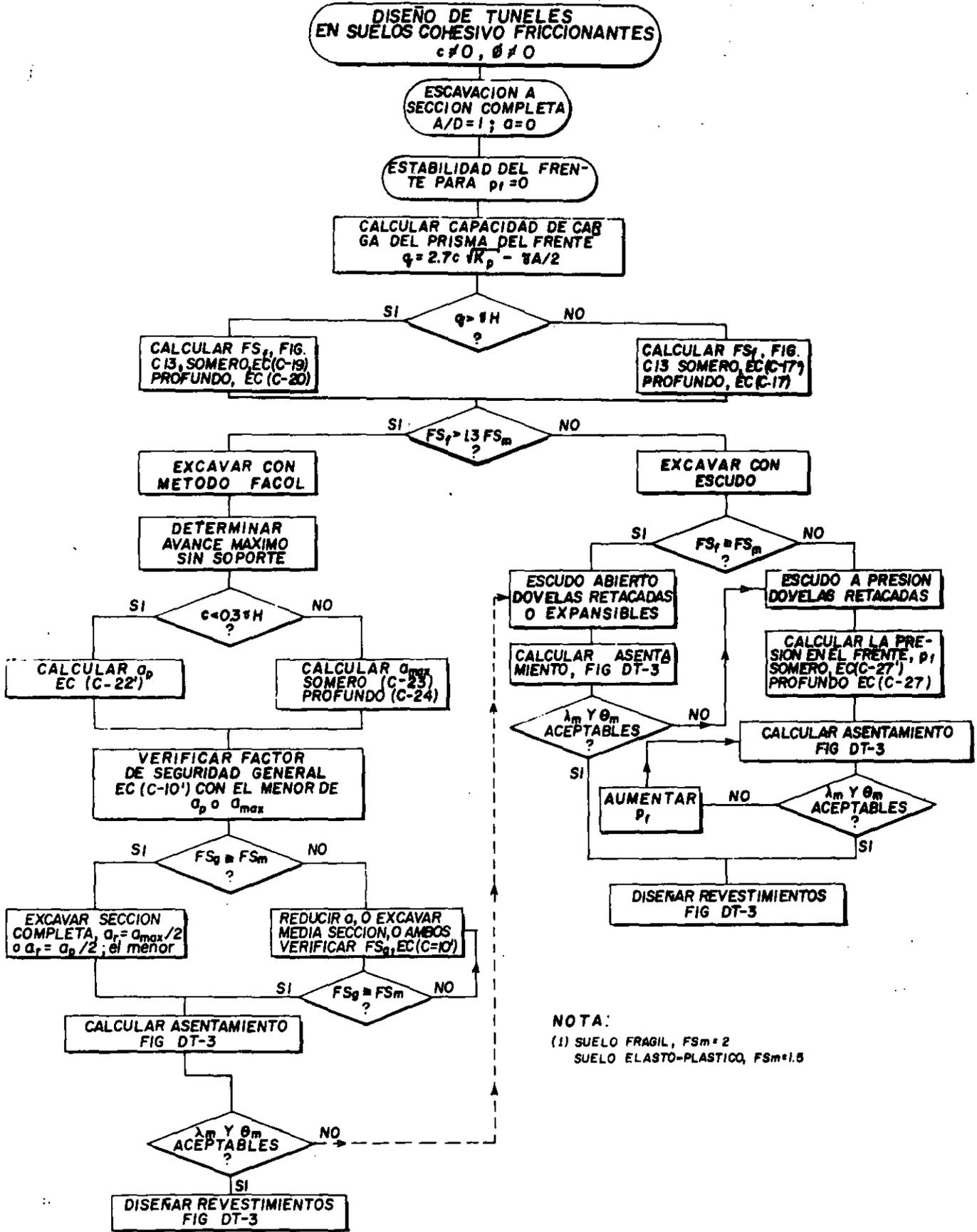


Fig DT 2 Secuencia de diseño del método de construcción y revestimientos para túnel excavado en suelo cohesivo friccional

bles, de acuerdo con la tabla C-6, será necesario cambiar el método FACOL por un escudo de frente abierto, con revestimiento de dovelas atornilladas y retacadas con mortero a presión o bien dovelas expansibles.

Diseño del revestimiento. Si  $\lambda_m$  y  $\theta_m$  son aceptables se procede a dimensionar el revestimiento de acuerdo con su función, como se indica en la fig DT-3.

Primario. Cuando se emplee la bóveda de concreto lanzado como revestimiento primario, su espesor efectivo se podrá calcular con la ecuación (C-46). El espesor total

será el efectivo aumentado en 5 cm para compensar irregularidades en la geometría de la bóveda y proveer un recubrimiento de 2.5 cm a la malla de acero, la cual se especifica como refuerzo mínimo por temperatura. Se recomienda usar en el cálculo del espesor de concreto un factor de carga  $F_c = 2$ , y  $P_u = P_{hi}$ , de la tabla C-5. El ancho de la zapata de la bóveda es función de la capacidad de carga del suelo en que se apoya; se define mediante la ecuación (C-48) y la tabla C-4.

Único. Cuando la bóveda funciona como el único revestimiento, su espesor efectivo se

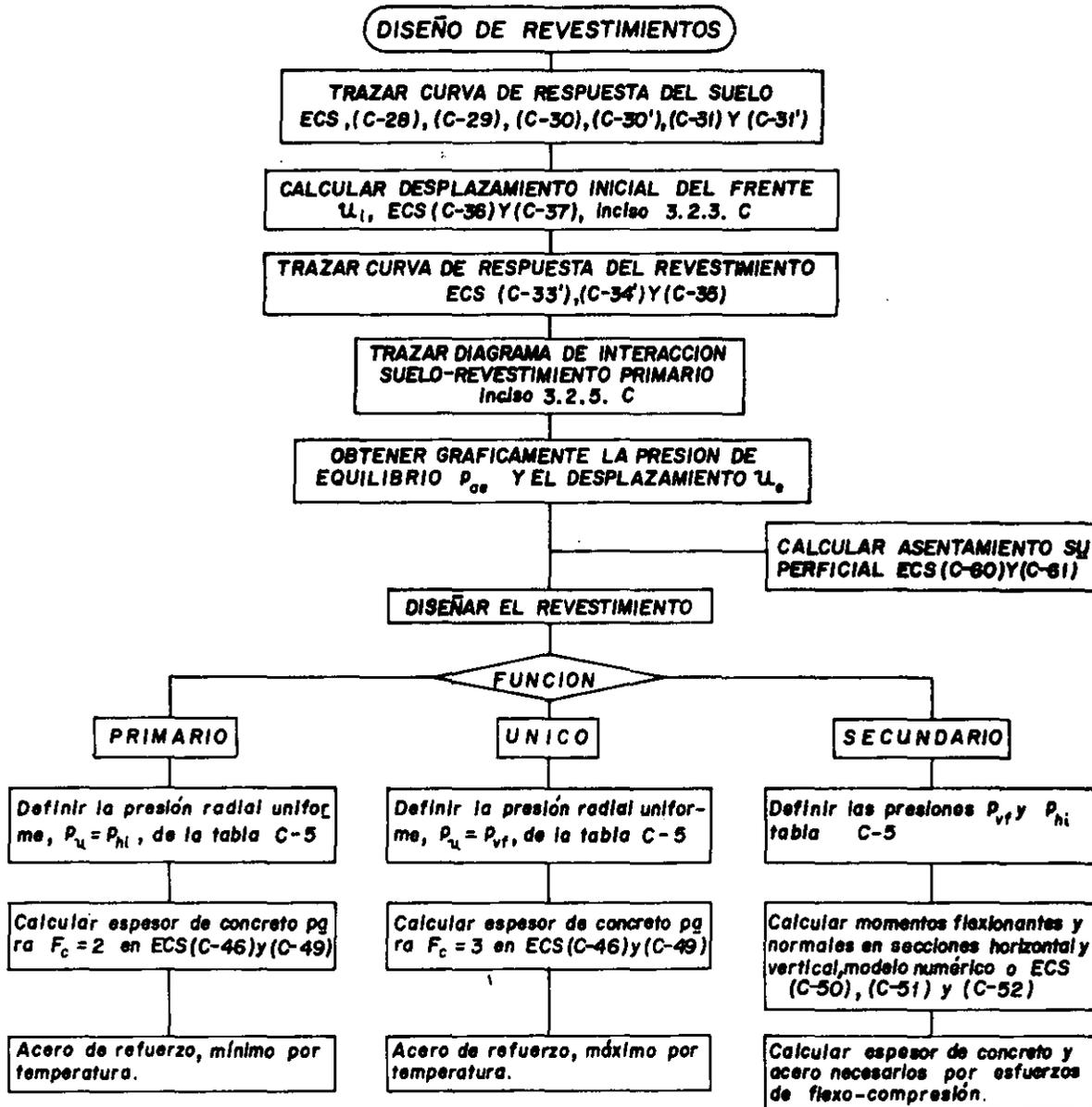


Fig DT 3 Secuencia del diseño de revestimientos, primario, único o secundario.

determina usando en la ecuación (C-46) un  $F_c \geq 3$  y  $p_u = p_{vf}$ , tabla C-5; el espesor total es igual al mínimo aumentado en 5 cm y se emplea una doble malla de acero.

El espesor total puede formarse en dos capas, la primera con el espesor del revestimiento primario, lanzando a medida que avanza la excavación del frente, y la segunda con el espesor necesario para completar el total del revestimiento único, lanzado a una distancia atrás del frente suficiente para no interferir con las actividades de la excavación.

La cubeta cilíndrica que cierra la sección, como se muestra en la figura C 18, se construye más eficientemente de concreto hidráulico. Su espesor está dado por la ecuación (C-49).

La presión de diseño  $p_{vf}$  se obtiene de la tabla C-5 y con el auxilio del análisis de interacción del suelo y el revestimiento primario, que se explica en los incisos 3.2 a 3.2.5 del capítulo C y se resumen en la fig. DT-3.

Secundario. Se considera que la presión inicial uniforme  $p_{hi}$  está soportada totalmente por el primario y que el incremento  $\Delta p_v$  es soportado por el conjunto de los dos revestimientos integrados en uno sólo, cuyo análisis se realiza mediante un modelo numérico de interacción (ref 17 ).

### 3.3 Excavación con escudo

Es necesario definir la posibilidad de emplear escudo de frente abierto o la necesidad de uno con frente a presión; la primera alternativa es aceptable cuando el factor de

seguridad del frente es mayor que el mínimo necesario,  $FS_f \geq FS_m$ ; en caso contrario será indispensable el escudo presurizado.

Escudo abierto. El revestimiento puede formarse por dovelas atornilladas, retacadas a presión,  $0.5 YH_o < p_{ar} < 0.7 YH_o$ , o dovelas expansibles, con el fin de reducir los asentamientos superficiales, los cuales se calculan con las ecuaciones (C-60) y (C-61).

Si el asentamiento estimado está dentro de los límites aceptables de la tabla C-6, se procede al diseño del revestimiento. En caso contrario será necesario usar un escudo presurizado.

La presión del frente,  $p_f$ , debe elegirse para cumplir la condición de  $FS_f > FS_m$  y verificar la magnitud del asentamiento superficial; si éste excede los límites tolerables será necesario aumentar la presión del frente y la de inyección de retaque del revestimiento. Cuando se haya cumplido esta condición se procede a diseñar el revestimiento, según la fig DT-3.

Diseño del revestimiento. En este tipo de suelos granulares de baja compresibilidad el uso de un revestimiento único es cada vez más común, aún cuando se encuentren bajo el nivel freático. El diseño estructural se realiza mediante la ecuación (C-46) y la tabla C-5.

En los casos en que se requiera un revestimiento secundario se podrá diseñar tomando en cuenta la interacción con el suelo mediante las ecuaciones (C-50), (C-51) y (C-52), de acuerdo con los valores de presión de la tabla C-5.

## FDT-2 Ejemplo del diseño de un túnel en la zona del lago

### 1 OBJETIVO

Diseñar un túnel para el drenaje de la ciudad de México; de sección circular con 6.25 m de diámetro exterior, ubicado en la "zona del lago centro I", en arcillas preconsolidadas por bombeo y carga superficial, construido con escudo de frente abierto bajo aire comprimido, empleando doble revestimiento, el primario formado por dovelas atornilladas y el secundario de concreto colado en sitio.

### 2 GEOMETRIA DEL TUNEL

Diámetro exterior  $D = 6.25$  m

Profundidad de la clave	$H = 22.9$ m
Profundidad al eje	$H_o = 26.0$ m
Holgura radial	$u_h = 7$ cm
Carga superficial	$q_s = 0$

### 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECANICAS

La figura D2-1 muestra el perfil estratigráfico y la variación de la resistencia a la penetración del cono eléctrico,  $q_c$ , con la profundidad, representativos del promedio en el tramo de túnel. De correlaciones experimentales con  $q_c$  se obtienen los valores medios de la resistencia al corte y del módulo de elasticidad, determinados en pruebas triaxiales no drenadas. Los valores de  $v$  y de

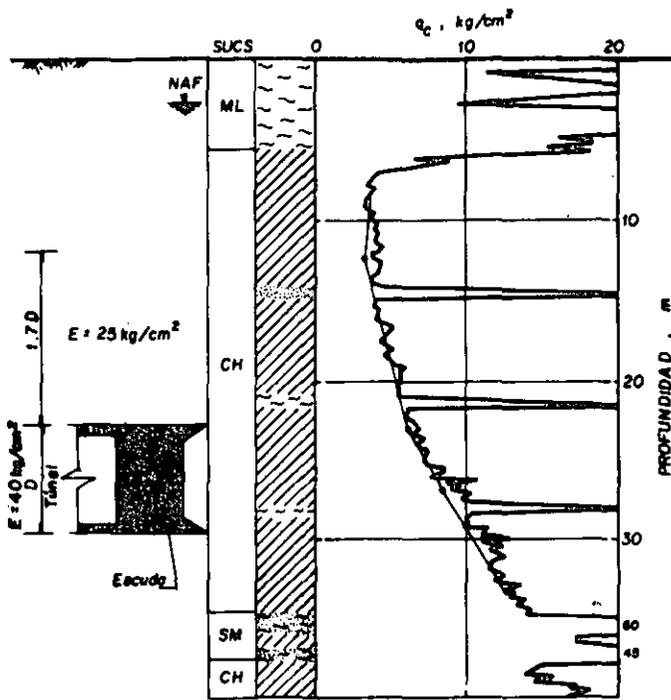


Fig D2-1 Estratigrafía y resistencia a la penetración del cono eléctrico, típico de "Zona de lago, centro I"

$K_0$  son los correspondientes a una arcilla saturada. Los valores medios de las propiedades considerados en el análisis se muestran en la tabla siguiente.

PROPIEDADES MECANICAS PROMEDIO DE LOS SUELOS

	Sobre la clave	prisma frontal
$\gamma$	1.25 t/m <sup>2</sup>	1.2 t/m <sup>2</sup>
$c$	4.0 t/m <sup>2</sup>	6.0 t/m <sup>2</sup>
$E$	250.0 t/m <sup>2</sup>	400.0 t/m <sup>2</sup>
$\nu$	0.5	0.5
$K_0$	0.7	0.7

4 ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE

4.1 Conceptos básicos

El factor de seguridad del frente a presión atmosférica, se obtiene de la ecuación (C-11'), para  $p_f = 0$ .

$$FS_f = \frac{4Z_d}{\left(\frac{D}{3} + 2.7\right) c} \gamma (H + D/3)$$

puesto que  $H/D = 22.9/6.25 = 3.66 > 1.7$ , se trata de un túnel profundo, en el que  $Z_d/D = 1.7$

$$FS_f = \frac{(4 \times 1.7 + 2.7) 4}{1.25 (22.9 + 2.08)} = \frac{9.5 \times 4}{31.23} = 1.22$$

Siendo  $FS_f < 1.5$  se requiere aplicar presión al frente para aumentar el factor de seguridad. Se empleará un escudo de frente abierto y la presión se dará mediante aire comprimido.

4.2 Presión necesaria de aire

Dada la alta deformabilidad de la arcilla, es deseable mantener los asentamientos superficiales dentro de valores admisibles, por lo cual es recomendable aumentar el factor de seguridad del frente hasta un valor no menor de 2. La presión que se debe aplicar al frente para alcanzar este valor mínimo del factor de seguridad se obtiene de la ecuación (C-12''); el factor  $N_e$  se obtiene de la fig C 11.

$$p_f = \gamma(H + D/3) - \frac{cN_e}{FS_f}$$

$$p_f = 1.25(22.9 + 2.08) - \frac{4 \times 9.5}{2} = 12.23 \text{ t/m}^2$$

Con el propósito de mostrar la influencia de la presión del aire en el asentamiento superficial y en la presión de tierra que actúa sobre el revestimiento se analizan enseguida tres casos: uno con presión de aire  $p_a = 10 \text{ t/m}^2$ , otro con  $p_a = 15 \text{ t/m}^2$  y el tercero con un hidroescudo cuya presión al frente  $p_f$  es la misma que la presión de retaque de la holgura  $p_{ar}$ , y ambas son de  $22.5 \text{ t/m}^2$ , que equivale, aproximadamente, a  $0.7 \gamma H_0$ . En el primer caso, el factor de seguridad del frente, según la ecuación (C-11) es de 1.79; en el segundo de 2.34 y en el tercero de 4.35.

5 ANALISIS DEL ASENTAMIENTO SUPERFICIAL

5.1 Curva de respuesta del suelo circundante

Se requiere definir las coordenadas de los puntos O L y F para trazar la curva correspondiente, que muestra la fig D2-2a

- Punto 0

$$\gamma H_0 = 1.25 \times 26 = 32.5 \text{ t/m}^2$$

- Punto L

$$p_{ol} = \gamma H_0 - c = 32.5 - 4 = 28.5 \text{ t/m}^2 \quad (C-29)$$

$$u_1 = (\gamma H_0 - p_{ol}) \frac{(1 + \nu) D}{2E} = \frac{4(1 + 0.5) 6.25}{2 \times 250}$$

$$= 7.5 \text{ cm} \quad (C-28)$$

- Punto F

$$p_{af} = \gamma H_0 - 3.4c = 32.5 - 3.4 \times 4 = 18.9 \text{ t/m}^2 \quad (C-30)$$

$$A = \frac{2c(1+\nu)}{E} \left( \frac{\gamma H_0 - p_{af}}{c} - 1 \right) = \frac{2 \times 4 \times 1.5}{250} \left( \frac{32.5 - 18.9}{4} - 1 \right) = 0.53 \quad (C-31)$$

$$u_f = \frac{D}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right) = 312 \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1+0.53}} \right) = 59.7 \text{ cm} \quad (C-31)$$

5.2 Respuesta del cilindro del frente

La capacidad de carga frontal (fig D2-2b) resulta:

$$q = 2.7c_f - 0.5 \gamma_f D + p_f = 2.7 \times 6 - 0.5 \times 1.2 \times 6.25 + p_f = 12.5 + p_f \quad (C-36)$$

asignando a  $p_f$  valores de 0, 10, 15 y 22.5 t/m<sup>2</sup> se obtienen los de  $q_0$ ,  $q_{10}$ ,  $q_{15}$  y  $q_{he}$  que muestra la fig D2-2b, que representan en forma simplificada el comportamiento elasto-plástico del suelo del frente. La pendiente de la rama elástica está dada por la recta  $OC_0$ , cuya abscisa  $u_{co}$  se determina mediante la ecuación

$$u_{co} = \frac{(1-\nu) \gamma HD}{2E_f} = \frac{(1-0.5) 32.5 \times 6.25}{2 \times 400} = 12.7 \text{ cm}$$

Con estos valores se forman las gráficas de la figura D2-2b que dan la respuesta del cilindro frontal para presiones  $p_{a10}$ ,  $p_{a15}$ , y  $p_{he}$ .

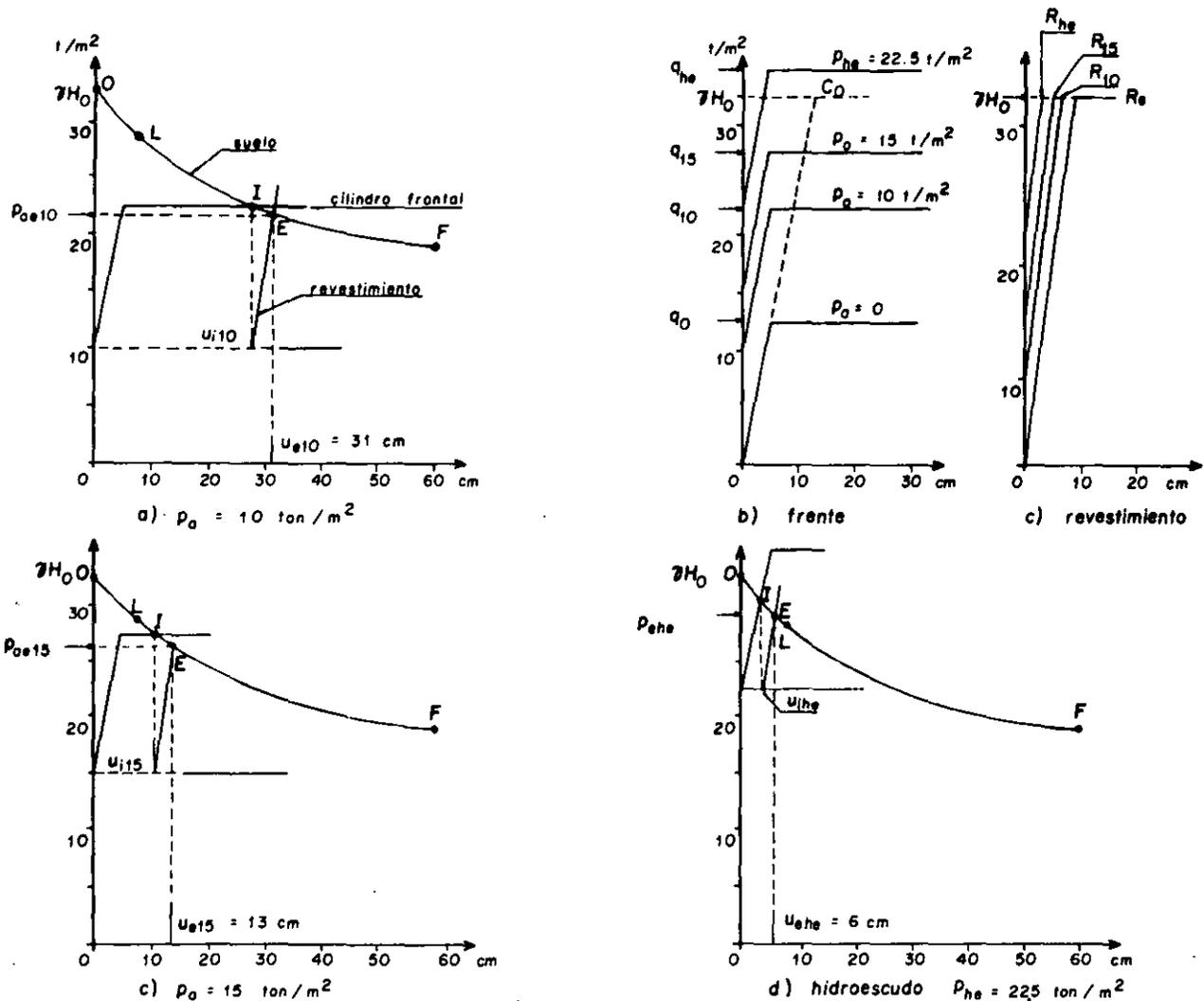


Fig D2-2 Curvas de interacción suelo revestimiento primario para diferentes presiones de aire,  $p_a$ , o del hidrosucado,  $p_{he}$

### 5.3 Desplazamiento inicial

Para una presión  $p_a = 10 \text{ t/m}^2$ , la fig D2-2a muestra la superposición de las curvas de respuesta del suelo circundante y del cilindro frontal, obtenida de la gráfica b. La intersección de ambas gráficas en el punto I marca el desplazamiento radial inicial  $u_{i10} = 27.5 \text{ cm}$ . Este desplazamiento será incrementado en 7 cm, si no se hace oportunamente el retaque de la holgura. Las figs D2-2c y D2-2d corresponden a  $p_a = 15 \text{ t/m}^2$  y al hidroescudo.

### 5.4 Deflexión del anillo

Se calcula con la ecuación C-33

$$u_{d\text{máx}} = \gamma H_0 0.5 (1 - K_0) \frac{(1 + \nu) D}{2E}$$

$$= 32.5 \times 0.5 (1 - 0.7) \frac{1.5 \times 6.25}{2 \times 250} = 9.1 \text{ cm}$$

con las coordenadas,  $\gamma H_0$  y  $u_{d\text{máx}}$  se dibuja el punto R y la recta OR, que representala deflexión del anillo para  $p_a = 0$ . Las rectas  $R_{10}$ ,  $R_{15}$  y  $R_{he}$  corresponden a  $p_a = 10 \text{ t/m}^2$ ,  $p_a = 15 \text{ t/m}^2$  y  $P_{he} = 22.5 \text{ t/m}^2$

### 5.5 Punto de equilibrio

Las curvas de respuesta del suelo y del revestimiento para  $p_a = 10 \text{ t/m}^2$  se interceptan en el punto de equilibrio  $E_{10}$  fig D2-2a, cuyas coordenadas son:

$$u_{e10} = 31 \text{ cm} \quad \text{y} \quad P_{ae10} = 22 \text{ t/m}^2$$

### 5.6 Asentamiento superficial máximo

Se calcula con la expresión:

$$\lambda_{m10} = \frac{2\pi D u_{e10}}{2H + D} = \frac{6.28 \times 6.25 \times 0.31}{2 \times 22.9 + 6.25} = 23.3 \text{ cm}$$

Repitiendo este análisis para una presión de aire  $p_a = 15 \text{ t/m}^2$  y suponiendo el retaque inmediato de la holgura, se tiene,  $P_{ae15} = 26.5 \text{ t/m}^2$ ,  $u_{e15} = 13 \text{ cm}$  y  $\lambda_{m15} = 9.8 \text{ cm}$ . Esto muestra que el asentamiento disminuye marcadamente al aumentar la presión interior en el túnel y hacer el retaque de la holgura inmediatamente detrás de la cola del escudo.

Los asentamientos medidos en el túnel del Interceptor Central varían entre 8 y 22 cm, dependiendo de las propiedades mecánicas de las arcillas y de la presión de aire aplicada. Es de notar que estos valores son semejantes a los calculados en este ejemplo.

### 5.7 Escudo de frente a presión (Hidroescudo)

Los modernos escudos de este tipo permiten mantener en el frente una presión considerable, a la vez que se retaca la holgura inyectando mortero a presión controlada, inmediatamente junto a la cola del escudo,

de manera que se impide totalmente el desplazamiento inicial del frente,  $u_i$ . Como ejemplo, si en este caso se aplicara al frente una presión  $p_{he} = 0.69 \gamma H_0 = 22.5 \text{ t/m}^2$  y se retacara la holgura con mortero a igual presión, se produciría un desplazamiento radial de equilibrio,  $u_{ehe} = 6 \text{ cm}$ ,  $P_{ehe}$  de  $29 \text{ t/m}^2$  y un asentamiento  $\lambda_{mhe} = 4.5 \text{ cm}$ , fig D2-2d.

### 6 ESPESOR DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO

Puede verse de los análisis anteriores que la presión de equilibrio  $p_{ae}$  resulta sólo un poco menor que la presión inicial  $\gamma H_0$ , por lo que en la práctica se suele considerar, en arcillas saturadas, que el anillo se encuentra sujeto a presión uniforme  $\gamma H_0$ . El espesor de concreto para esta presión será

$$t = \frac{\gamma H D F_c}{2 \times 0.8 f'_c} = \frac{32.5 \times 6.25 \times 2}{2 \times 0.8 \times 2500} = 10 \text{ cm}$$

En la práctica suelen construirse dovelas con espesores de 15 a 30 cm y un refuerzo adecuado para soportar los esfuerzos de maniobras, transporte y colocación, lo cual implica que, en arcillas que no estén en proceso de consolidación, donde la presión sobre el revestimiento se mantiene sensiblemente uniforme con el tiempo, es posible usar el revestimiento primario, así diseñado y colocado, como revestimiento único, evitando el costo de un revestimiento secundario. Esta solución se ha empleado con éxito en el túnel del tramo Juanacatlán-Tacubaya de la Línea 1 y en la cola de Tacuba de la línea 7, así como en túneles para Metro en varias ciudades europeas. En las arcillas de las zonas "Lago Virgen", "Centro I" y "Centro II" de la ciudad de México se requiere diseñar un revestimiento secundario de tipo rígido, ya que el hundimiento regional modifica desfavorablemente el estado de esfuerzos inicial alrededor del túnel, con el transcurso del tiempo.

### 7 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO SECUNDARIO

Al colocar el revestimiento secundario, éste se debe integrar al primario mediante llaves de cortante previstas en el intrados de las dovelas, de manera que ambos anillos soporten los esfuerzos que se generan al evolucionar la presión de tierra con el tiempo. En el presente caso el túnel estará alojado en arcilla blanda en proceso de consolidación por bombeo, por lo que, según se muestra en la tabla C-5, la presión vertical final  $p_{vf}$  tenderá a  $1.4 \gamma H$ , mientras la horizontal  $p_{hf}$  disminuirá a  $0.7 \gamma H$ , como se explica en el inciso 3.2.6. Este cambio en las presiones inducirá en el revestimiento integrado un momento flexionante y fuerzas normales, que generarán esfuerzos de flexo-compresión en el conjunto de los dos revestimientos y modificarán los esfuerzos de precompresión que existían en el anillo de dovelas antes del colado del anillo interior.

Los elementos mecánicos para el diseño se determinan mediante las ecuaciones (C-50), (C-51) y (C-52).

$M_i$  Momento flexionante

Se calcula con la expresión:

$$M_i = \pm \frac{(P_{vf} - P_{hf}) R_m^2}{4(F+1)} = \frac{(1.4 - 0.7) YH R_m^2}{4(F+1)}$$

en la que  $F = 1.5 \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{R}{t}\right)^3$

considerando el espesor de las dovelas de 0.25 m y el del anillo interior de 0.30 m, se tiene un espesor total de 0.55 m y  $R_m = 2.78$  m

$E_s = 400$  t/m<sup>2</sup> y  $E_c = 1\ 500\ 000$  t/m<sup>2</sup>

$$F = \frac{1.5 \times 400}{1\ 500\ 000} \left(\frac{2.78}{0.55}\right)^3 = 0.05$$

$$M_i = \pm \frac{0.7 \times 28.6 \times 2.78^2}{4(0.05 + 1)} = \pm 36.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

## 7.2 Fuerzas normales

Precompresión en el anillo primario

$$N_p = \frac{YHD}{2} = \frac{28.6 \times 6.25}{2} = 89.4 \text{ t}$$

Normal final en la ecuación horizontal

$$N_v = \frac{P_{vf}}{2} \left(\frac{1+K}{C+1} + \frac{1-K}{F+1}\right) R_e;$$

$$P_{vf} = 1.4 YH = 1.4 \times 28.6 = 40 \text{ t/m}^2$$

$$K = 0.7/1.4 = 0.5 ; C \text{ es despreciable en este caso}$$

$$N_v = \frac{40}{2} \left(1 + 0.5 + \frac{0.5}{1.05}\right) 3.125 = 123.5 \text{ t}$$

Incremento de normal vertical en el revestimiento integrado

$$\Delta N_v = N_v - N_p = 123.5 - 89.4 = +34.1 \text{ t}$$

En el plano vertical

$$N_h = \frac{40}{2} \left(1.5 - \frac{0.5}{1.05}\right) 3.125 = 64 \text{ t}$$

Incremento de normal horizontal en el revestimiento integrado

$$\Delta N_h = N_h - N_p = 64 - 89.4 = -25.4 \text{ t}$$

Con los valores de  $M_i$ ,  $\Delta N_v$  y  $\Delta N_h$  se analizan los esfuerzos de flexocompresión y flexotensión producidos en el revestimiento integrado, los cuales se sumarán algebraicamente a los esfuerzos de precompresión en el anillo primario, para obtener así el estado final de esfuerzos en cada uno de los dos anillos.

Para tomar los esfuerzos de tensión que aparezcan en el extrados de la sección horizontal podrá preverse el acero necesario en las dovelas del anillo primario. Las tensiones en el intrados de la clave y el fondo requerirán refuerzo en el anillo secundario.

## 8 CONCLUSIONES

El ejemplo anterior permite establecer las siguientes conclusiones:

- La presión en el aire del interior del túnel actúa horizontalmente sobre el plano del frente,  $p_f$ , incrementando el factor de seguridad contra el colapso y disminuyendo el desplazamiento radial inicial del frente,  $u_i$ . También actúa radialmente, contra la periferia del túnel,  $p_a$ , lo cual reduce el desplazamiento radial del suelo circundante al revestimiento. Como consecuencia de ambas acciones, la presión interior contribuye a reducir el asentamiento superficial.
- Con el hidroescudo se obtienen los mismos resultados, pero con esta herramienta es posible aplicar al frente presiones mayores que las permisibles en el aire comprimido, ya que éstas son limitadas por la tolerancia del cuerpo humano a los procesos de compresión y descompresión.

En los suelos puramente cohesivos suele emplearse una presión frontal,  $p_f$ , dada por el fluido confinado en la cámara, de  $0.7 YH_0$ , mientras que, en los suelos granulares, bajo el nivel freático, la presión del frente puede ser  $p_f = \gamma_w h_w + 0.5 \sigma'_{vo}$ ; es decir, la presión hidrostática en el eje del túnel aumentada del 50% del esfuerzo vertical efectivo a la misma profundidad. Mediante este criterio se consigue reproducir, aproximadamente, el estado natural de esfuerzo horizontal efectivo en el frente y, con ello, reducir al mínimo el desplazamiento radial inicial!

La presión radial se consigue mediante el mortero de retaque, inyectado inmediatamente detrás de la cola del escudo, a una presión,  $p_{ar}$ , generalmente igual a  $p_f$ . Además de reducir el desplazamiento radial del suelo, la presión de retaque,  $p_{ar}$ , aplicada uniformemente sobre el revestimiento, lo precomprime uniformemente y establece el contacto perfecto e inmediato entre el suelo y el revestimiento primario, o único, creando así una condición inicial ideal de compresión pura en el anillo.

- Si se emplea un revestimiento secundario, éste debe diseñarse para soportar solamente los esfuerzos que deriven de la evolución del estado de presión uniforme

con el tiempo, considerando que el secundario y el primario formarán finalmente una estructura integrada.

## FDT-3 Ejemplo del diseño de un túnel en la zona de transición alta.

### 1 OBJETIVO

Diseñar un túnel para doble vía de metro alojado en suelos estratificados, no homogéneos de la zona de transición alta.

### 2 GEOMETRIA DEL TUNEL

Se trata de un túnel profundo, en el que  $H/D = 2.2$  con sobrecarga superficial  $q_s = 2 \text{ t/m}^2$ ; la profundidad de la clave  $H = 20 \text{ m}$ , ancho  $D = 9.1 \text{ m}$ , altura  $A = 8 \text{ m}$ . El túnel se construirá con sección de arcos múltiples como se describe en la fig D3-1.

### 3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS

La figura D3-2 muestra el perfil estratigráfico representativo de este tramo, en el que se observa la presencia de depósitos de suelos de origen fluvio-lacustre, hasta 14 m de profundidad; en los primeros 5 m se encuentran estratos de limo arenoso (ML) de

estructura semicompacta, no saturados, a los que subyace un estrato de arena limosa (SM) semicompacta, saturada, de 3 m de espesor, seguido de una capa de arcilla blanda de alta plasticidad (CH) sobre la cual aparece un manto freático colgado que comienza a 6 m de profundidad y mantiene saturados los estratos de arena (SM) y de arcilla (CH). Bajo los depósitos lacustres, entre 14 y 27 m de profundidad, se identificaron suelos limo-arenosos provenientes de la erosión de tobas depositados en abanicos aluviales; son suelos de estructura compacta con cementación débil a nula, cuyo grado de saturación natural varía de 54 a 73%, condición que les comunica una cohesión aparente, de 4 a 8  $\text{t/m}^2$ ; esta cohesión puede disminuir a valores comprendidos entre 0 y 2  $\text{t/m}^2$  al saturarse, lo que implica, evidentemente, la conveniencia de evitar la saturación de estos materiales para conservar su cohesión aparente natural.

Entre las profundidades de 27 a 38 m se encuentran las tobas piroclásticas que afloran al poniente del Valle, en la "zona de lomas", formadas por cenizas volcánicas cementadas, cuya textura, variable de limo-arenosa a la de las arenas con grava y boleros, es típica de la formación "Tarango". Se trata de "suelos cementados" o "rocas blandas", no saturados, cuya cohesión varía de 18 a 40  $\text{t/m}^2$ , en ensayos de compresión triaxial no drenada. La información detallada correspondiente a cada estrato, relativa a clasificación, peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción no drenados y módulo de elasticidad se muestran en la figura D3-2. Esta información se obtuvo a partir de muestras inalteradas, tanto en su estructura como en su grado de saturación naturales, extraídas de perforaciones realizadas sin la adición de agua.

Los primeros 14 metros fueron perforados con barrena helicoidal y las muestras de suelo se obtuvieron con tubo Shelby dentado, en los primeros 9 m y Shelby común, en las arcillas blandas saturadas. Después de instalar un tubo de ademe sellado en la capa de arcilla para evitar la entrada de agua procedente del manto freático colgado, se continuó la perforación en los estratos inferiores no saturados empleando broca de

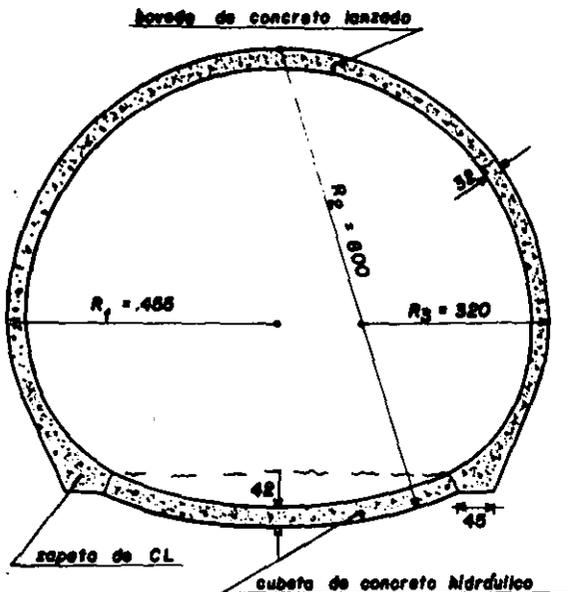
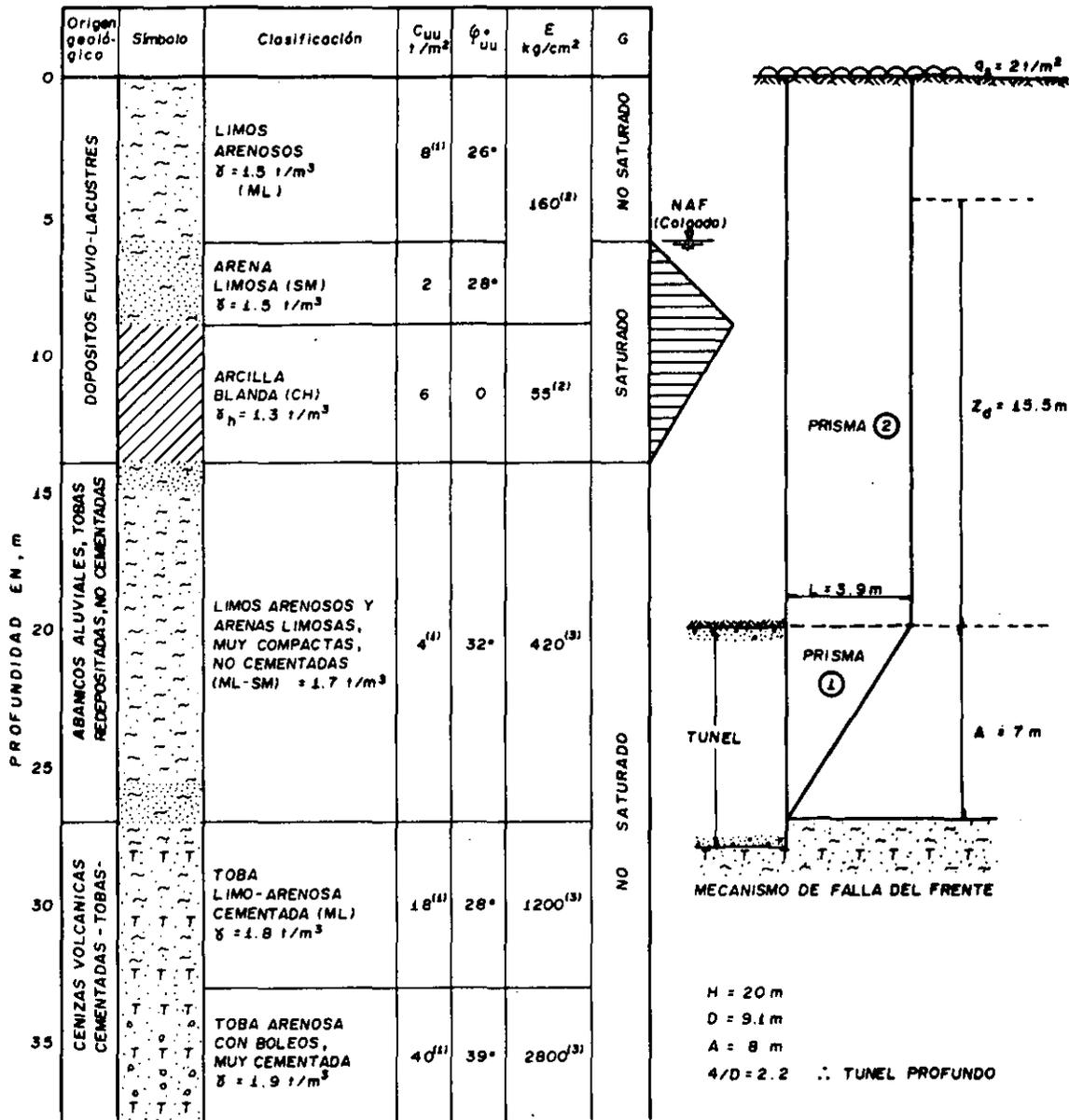


Fig D3-1 Sección de arcos múltiples con revestimiento único de concreto lanzado



(1) COHESION DETERMINADA EN PRUEBA TRIAXIAL (NO DRENADA, CON GRADO DE SATURACION NATURAL DE 54% A 73%)

(2) MODULO SECANTE PARA DEFORMACION UNITARIA DE 50% DE LA FALLA

(3) EN PRUEBAS DE PLACA IN SITU

Fig D3-2 Estratigrafía y propiedades mecánicas en un tramo de túnel ubicado en "Zona de Transición Alta"

arrastre y aire comprimido como fluido de perforación. El muestreo se realizó con el auxilio de un barril muestreador Denison limpiado por aire comprimido y provisto de una broca con insertos de carburo de tungsteno para obtener un corte uniforme de las muestras con el mínimo de vibración y lograr así una buena recuperación de muestras de calidad confiable.

Una vez terminados los trabajos de muestreo, cada perforación fue sellada rellenándola con una lechada de bentonita-cemento, para evitar la infiltración del agua del manto colgado a los estratos inferiores no saturados y mantener así su cohesión natural.

En los abanicos aluviales y en las tobas se realizaron pruebas de placa para la determi-

nación del módulo E.

#### 4 ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE

##### 4.1 Factor de seguridad

De acuerdo con la información geotécnica comentada en el párrafo 3, el túnel será construido en un suelo estratificado y heterogéneo, mientras que las premisas básicas del análisis del mecanismo de falla del frente consideran un material homogéneo y no estratificado. Este inconveniente del modelo analítico puede resolverse, de manera aproximada, sustituyendo el material real por otro idealizado con propiedades homogéneas iguales a los valores promedio pesados del material real, teniendo cuidado de verificar condiciones locales de la estabilidad que puedan resultar más críticas que las promedio representadas en el modelo idealizado. El promedio pesado de la resistencia al corte a lo largo de las caras del prisma 2 del mecanismo de falla que ilustra la figura D3-2 puede obtenerse en dos formas diferentes, según la manera como se aplique la ecuación general de la estabilidad, C-10, al caso particular que nos ocupa. Esto se explica de la manera siguiente: Obsérvese la forma y dimensiones del mecanismo de la figura D3-2 y se verá que en este mecanismo, el vértice del prisma 1 del frente se encuentra a la profundidad de 27 m; es decir, 1 m arriba del fondo de la excavación de la sección completa, debido a que la alta resistencia de la toba no permitirá el desarrollo de una cuña plástica con la altura total de la sección de túnel. En tal situación el mecanismo de falla corresponde al de una excavación del frente a sección parcial con altura  $A' = 7$  m en lugar de sección completa con  $A = 8$  m. Por tal razón, la ecuación (C-17), deducida para el caso de sección completa no es rigurosamente aplicable. Sin embargo, para fines de comparación se presenta aquí el análisis con esta ecuación considerando  $A' = 7$  m. Se calculan primero los promedios pesados de  $\bar{c}_{uu}$  y de  $\tan \bar{\phi}_{uu}$  para los estratos comprendidos entre 27 m y la altura  $Z_d = 1.7D = 15.5$  m, de lo cual se obtienen  $\bar{c}_{uu} = 4$  t/m<sup>2</sup> y  $\bar{\phi}_{uu} = 24^\circ$ .

La capacidad de carga del frente es

$$q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5\gamma A' = 2.7 \times 4 \times 1.8 - 0.5 \times 7 \times 1.7 = 13.5 \text{ t/m}^2$$

La presión  $\gamma H = 1.54 \times 20 = 30.8$  t/m<sup>2</sup>. Lo que implica que  $q < \gamma H$ ; por lo cual se emplea la ecuación (C-17), de acuerdo con la fig DT-2.

De las gráficas de la fig C 13, para el caso del túnel profundo en el que  $Z_d/D = 1.7$ , se obtienen  $N_1 = 17$  y  $N_2 = 2$ , que sustituidos en la ecuación (C-17) dan un factor de seguridad del frente, con avance  $a = 0$ , de:

$$FS_f = \frac{\bar{c}_{uu} N_1 + 0.5 \gamma (H - 1.7D - A/2) N_2}{\gamma H + \frac{\gamma_1 A'}{3} + q_s} \quad (C-17)$$

$$FS_f = \frac{4 \times 17 + 0.5 \times 1.54 (20 - 15.5 - 7/2) 2}{1.54 \times 20 + \frac{1.7 \times 7}{3} + 2} = 1.9$$

Otro enfoque más aproximado consiste en analizar el mecanismo de sección parcial, sustituyendo sus parámetros geométricos y mecánicos en la ecuación general C-10, de la cual, considerando primero la condición  $a = 0$ , se obtiene:

$$FS_f = \frac{2\bar{s}_{m2} \left( \frac{D\sqrt{K_p}}{A'} + 1 \right) \frac{Z_d}{D} + 2.7 \bar{c}_{uu} \sqrt{K_p}}{\gamma H + \frac{\gamma_1 A'}{3} + q_s} \quad (C-16)$$

En esta ecuación se requiere determinar el valor medio pesado de  $\bar{s}_{m2}$ , para lo cual se analiza la resistencia desarrollada en cada capa, como se muestra en la figura D3-3.

Las resistencias de cada estrato representado en el lado izquierdo de la figura, son función del esfuerzo vertical,  $\sigma_v$ , representado en el diagrama simplificado del lado derecho de la figura; este diagrama tiene como abscisas el valor  $\sigma_v = q = 2c\sqrt{K_p} - 0.5 \gamma A'$ , en la base del prisma 2 y  $\sigma_v = \gamma (H - 1.7D)$  a la altura  $Z_d = 15.5$  m sobre la clave del túnel, según se explica en la figura D3-3. Para fines de ilustración es interesante comparar el diagrama de resistencias con el de esfuerzo cortante elástico dado por el triángulo OAB; se observa que en toda la altura  $Z_d$ , las resistencias  $s_1$ ,  $s_2$  y  $s_3$  son siempre mayores que los cortantes  $\tau_e$ , por lo que en el prisma 2 no se desarrolla plasticificación. El promedio pesado de  $s_{m2}$ , es de 6.2 t/m<sup>2</sup>, que sustituido en (C-16) da

$$FS_f = \frac{2 \times 6.2 \left( \frac{9.1 \times 1.8}{7} + 1 \right) 1.7 + 2.7 \times 4 \times 17}{1.54 \times 20 + 1.7 \times 7/3 + 2} = 2.44$$

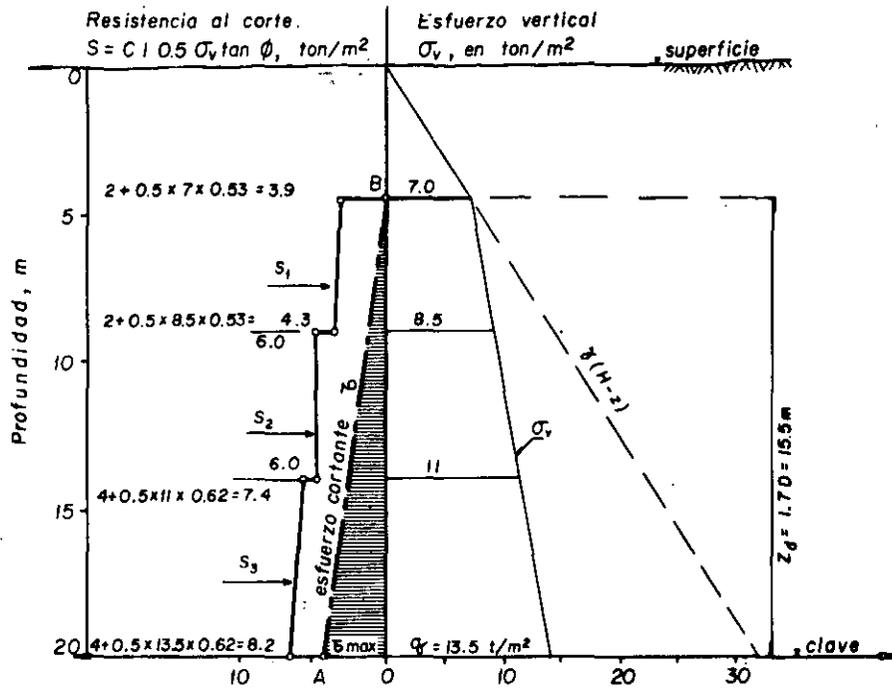
$$\left( \text{siendo } \sqrt{K_p} = \tan (45^\circ + 32^\circ/2) = 1.8 \right)$$

valor que es 28% mayor que el obtenido con la ecuación (C-17).

Tanto el prisma del frente como el prisma 2 se encuentran en suelos elasto-plásticos, en los que el factor de seguridad mínimo admisible es  $FS_m = 1.5$ , por lo que se cumple la condición  $FS_f > 1.3 FS_m$ . De aquí se concluye que se puede excavar con el método FACOL.

##### 4.2 Longitud de avance de la excavación sin soporte

Puede calcularse mediante la ecuación (C-23) aplicada al equilibrio del prisma de la clave (prisma 3), con la suposición de material homogéneo idealizado, y verificarse localmente para el material limo-arenoso aluvial que se encuentra inmediatamente arriba de la clave, donde los esfuerzos cortantes son máximos; esta condición local de equilibrio puede verificarse mediante la ecuación (C-22') para el arqueado tridimensional, como se ilustra más adelante.



$$q = 2.7 c \sqrt{kp} - 0.5 \gamma A' = 2.7 \times 4 \tan \left( 45^\circ + \frac{32^\circ}{2} \right) - 0.5 \times 1.7 \times 7 = 13.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\tau_{\max} = 0.3 (\gamma H - q) = 0.3 (30.8 - 13.5) = 5.2 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{s}_{m2} = \frac{\frac{(3.9 + 4.3) 4.5}{2} + 6 \times 5 + \frac{(7.4 + 8.2) 6}{2}}{15.5} = 6.2 \text{ t/m}^2$$

Fig D3-3 Diagramas de presión vertical y resistencia al corte en las caras del prisma 2, sobre el prisma del frente

#### 4.2.1 Material homogéneo idealizado

De la ecuación (C-24) se obtiene

$$a_{\max} = \frac{D}{\frac{FS (\gamma H + q_s)}{3.4 \sigma_{ud} + 0.85 \gamma (H - 1.7D) \tan \phi_{uu}} - 1} \quad (C-24a)$$

Considerando  $FS_c = 2$ , para reducir la plasticificación de la clave,

$$a_{\max} = \frac{9.1}{\frac{2(1.54 \times 20 + 2)}{3.4 \times 4 + 0.85 \times 1.54 (20 - 15.5) \tan 24^\circ} - 1} = 3 \text{ m}$$

#### 4.3 Verificación por desprendimiento local de la clave

Debe revisarse, puesto que  $c < 0.3 \gamma H$ ;  $4 < 0.3 \times 1.54 \times 20$ . De la ecuación (C-5) del arco tridimensional, considerando  $p_a = 0$  se deduce que, para evitar el desprendimiento local del material de la clave se requiere que no se desarro-

llen esfuerzos verticales negativos (tensiones) en la base del prisma 3, lo que implica que, en el límite, en el que  $\sigma_v = 0$ ,  $2c(1 + D/a) = \gamma D$ , de donde puede obtenerse una expresión del factor de seguridad contra derrumbe local del techo, por arqueo, como sigue:

$$FS_c = \frac{2c(1 + D/a_p)}{\gamma D}$$

de la cual

$$a_p = \frac{D}{\frac{FS_c \gamma D}{2c} - 1} \quad (C-22')$$

Considerando  $FS_c = 2$  y sustituyendo valores numéricos

$$a_p = \frac{9.1}{\frac{2 \times 1.7 \times 9.1}{2 \times 4} - 1} = 3.17 \text{ m}$$

valor prácticamente igual que el obtenido con la ecuación (C-24a).

Para tomar en cuenta el tiempo de endurecimiento del concreto lanzado es recomendable un avance real de  $0.5 a_{\text{máx}}$ .

#### 4.4 Verificación de la estabilidad general

Se efectúa aplicando la ecuación general de la estabilidad del frente C-10'; en la que se requiere determinar los valores medios de  $s_{m2}$  y  $s_{m3}$ . El primero ya ha sido determinado en el párrafo 4.1. y es  $s_{m2} = 6.2 \text{ t/m}^2$ ; el segundo se calcula con la expresión,  $s_{m3} = c_u + 0.25 \bar{\gamma}(H - Z_d) \tan \phi_u$  para el material homogéneo idealizado.

$$\bar{s}_{m3} = 4 + 0.25 \times 1.54 (20 - 15.5) \tan 24^\circ = 4.7 \text{ t/m}^2$$

considerando  $a = 3 \text{ m}$ ;  $\ell = A' / \sqrt{K_p} = 7 / 1.8 = 3.9 \text{ m}$ ;  
 $a/\ell = 3/3.9 = 0.77$

sustituyendo valores en la ecuación C-10

$$FS_q = \frac{2 \times 6 \times 2 \times 1.7 \left[ \frac{9.1}{3.0} (1.77) + (1 + 2 \times 0.77) \right] + 2 \times 4.7 \times 1.7 \times 0.77^2 + 2.7 \times 4 \times 1.8 (1 + 2 \times 0.77)}{1.54 \times 20 \left[ \frac{7}{20} (0.33 + 0.77) + (1 + 2 \times 0.77) + 0.77^2 \right] + 2 \times 1.77^2}$$

$FS_q = 1.74 > 1.5$   $\therefore$  es aceptable para suelos de comportamiento elasto-plástico

#### 5. CALCULO DEL ASENTAMIENTO

La figura D3-1 muestra la geometría de la sección transversal del túnel y su revestimiento único formado por una bóveda de concreto lanzado apoyada en zapatas y una cubeta de concreto hidráulico.

##### 5.1 Curva de respuesta del suelo

De la figura D3-4 se puede establecer que:

Punto O: presión inicial

$$\gamma H_o = 1.54 \times 24 = 37 \text{ t/m}^2$$

Punto L: límite plástico

$$p_{al} = \gamma H_o (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi \\ = 37 (1 - 0.41) - 4 \times 0.91 = 18.2 \text{ t/m}^2$$

$$u_\ell = (\gamma H - p_{al}) \frac{(1 + \nu) D}{2E} = (37 - 18.2) \frac{1.25 \times 9.1}{2 \times 2600} = 4.1 \text{ cm}$$

Punto F

$$p_{af} = \frac{\gamma H - 3.4c - 0.85 \bar{\gamma} (H - 1.7D) \tan \phi}{1 + 0.85 \tan \phi}$$

$$\frac{30 - 3.4 \times 4 - 0.85 \times 1.5 (20 - 1.7 \times 9.1) 0.45}{1 + 0.85 \times 0.45} = 10 \text{ t/m}^2$$

$$u_f = \frac{D}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \right) = \frac{9.1}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{1}{1.03}} \right) = 7 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2(1 + \nu)}{E} (\gamma H_o + c \cot \theta) \text{sen } \theta \left[ (1 - \text{sen } \theta) \frac{\gamma H + c \cot \theta}{p + c \cot \theta} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \theta}{\text{sen } \theta}}$$

$$A = \frac{2 \times 1.25}{2600} (37 + 4 \times 2.25) 0.41 \left[ (1 - 0.41) \frac{37 + 4 \times 2.25}{10 + 4 \times 2.25} \right]^{\frac{1 - 0.41}{0.41}} = 0.03$$

Desplazamiento inicial,  $u_i$

$$q' = 2.7c \sqrt{K_p} - 0.5 \gamma_1 A' = 13.5 \text{ t/m}^2$$

$$u_{co} = \frac{(1 - \nu) \gamma H_o D}{2E} = \frac{0.75 \times 37 \times 9.1}{2 \times 4200} = 3 \text{ cm}$$

Se traza la curva de respuesta  $Q_m n'$  del cilindro frontal; la intersección en el punto I' define el desplazamiento  $u_i'$ .

##### 5.2 Desplazamiento del revestimiento

deflexión máxima:

$$u_{dmáx} = \frac{1}{2} (1 - K_o) \frac{(1 + \nu) \gamma H_o D}{2E} \\ = 0.5 (1 - 0.5) \frac{1.25 \times 37 \times 9.1}{2 \times 2600} = 2 \text{ cm}$$

asentamiento de zapatas

$$u_{zmáx} = \frac{\gamma H_o D}{E_z}$$

$$u_{zmáx} = \frac{37 \times 9.1}{12000} = 3 \text{ cm}$$

$$u_{rmáx} = 2 + 3 = 5 \text{ cm}$$

Se traza la recta QR de respuesta del revestimiento.

Del diagrama de interacción, fig D3-4 se obtienen las coordenadas del punto de equilibrio E'

$$p_{ae} = 10 \text{ t/m}^2 ; \quad u'_e = 7 \text{ cm}$$

En aquellos tramos del túnel donde la cohesión del material del frente alcanza  $8 \text{ t/m}^2$  o más, la curva de respuesta del cilindro frontal es  $Q_{mn}$ , cuyo punto de intersección I tiene un desplazamiento inicial  $u_i$ . El nuevo punto de equilibrio es E, cuyas coordenadas son

$$p_{ae} = 17.5 \text{ t/m}^2 \quad \text{y} \quad u_e = 4.4 \text{ cm}$$

### 5.3 Asentamiento superficial

Se puede estimar con la expresión:

$$\lambda_m = \frac{2\pi D u'_e}{2H + D} \quad (C-60)$$

$$= \frac{2 \times 3.14 \times 9.1 \times 0.07}{2 \times 20 + 9.1} = 8.1 \text{ cm}$$

$$\theta_m = \frac{\lambda_m}{H + 0.5D} = \frac{0.081}{20 + 0.5 \times 9.1} = 0.003$$

De acuerdo con la tabla C-6, para construcciones o instalaciones cercanas al eje del túnel, dentro de una distancia de  $0.75(2H + D) = 0.75(2 \times 20 + 9.1) = 36 \text{ m}$  del eje del túnel, la pendiente media del asentamiento admisible es  $\theta_m = 0.003$  y el asentamiento  $\lambda_m = 8 \text{ cm}$ . Por lo tanto ambos valores son admisibles.

En los tramos de mayor cohesión el asentamiento correspondiente a un desplazamiento radial  $u_e = 4.4 \text{ cm}$ , resulta de  $\lambda_m = 5.1 \text{ cm}$ .

Los asentamientos medidos en condiciones semejantes de suelos, en la Estación Auditorio de la línea 7 del Metro de la ciudad de México variaron de 4 cm a 6.8 cm (ref 12).

## 6 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO UNICO

### 6.1 Estimación de la presión uniforme, a largo plazo

La presión de equilibrio para el periodo de construcción ha sido estimada, en el inciso 5.2,  $p_{ae} = 10 \text{ t/m}^2$ .

El túnel se encuentra alojado en el estrato de limos arenosos y arenas limosas muy compactos, con una cobertura de estos materiales de 5 m sobre la clave. De acuerdo con las recomendaciones de la tabla C-5, la presión uniforme final debería ser  $p_{vf} = 1.2 p_{ae} = 12 \text{ t/m}^2$ . Sin embargo, arriba de estos materiales se encuentran arcilla blanda y arena limosa suelta saturadas; por lo cual la presión final tendería a  $0.8 \gamma H_0 = 30 \text{ t/m}^2$ .

Considerando el mayor valor, conservadoramente, se calcula el espesor de la bóveda.

### 6.2 Espesor de la bóveda de concreto lanzado

Se puede estimar con la expresión:

$$t_b = \frac{F_c p_{vf} D}{2 \times 0.8 f'_c} ; \text{ para } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{3 \times 30 \times 9.1}{2 \times 0.8 \times 2000} = 26 \text{ cm, efectivos}$$

$$h_{\text{total}} = 26 + 6 = 32 \text{ cm, para recubrimientos}$$

### 6.3 Espesor de la cubeta

Considerando que se colará en el sitio un concreto de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  su espesor resulta:

$$t_c = \frac{F_c p_{vf} R_c}{0.8 f'_c} = \frac{3 \times 30 \times 8}{0.8 \times 2500} = 36 \text{ cm, efectivos}$$

$$h_{\text{total}} = 36 + 6 = 42 \text{ cm, con recubrimientos}$$

### 6.4 Ancho de la zapata

Propiedades mecánicas de la toba a 27 m de profundidad

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$c = 18 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 28^\circ$$

De la tabla C-4, para  $\beta = 30^\circ$

$$N'_c = 19 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 12$$

de la ecuación (C-48)

$$q_u = 18 \times 19 + 0.5 \times 1.8 \times 12 = 353 \text{ t/m}^2$$

para el máximo valor de  $p_{ae} = 17.5 \text{ t/m}^2$ , de la fig D3-4.

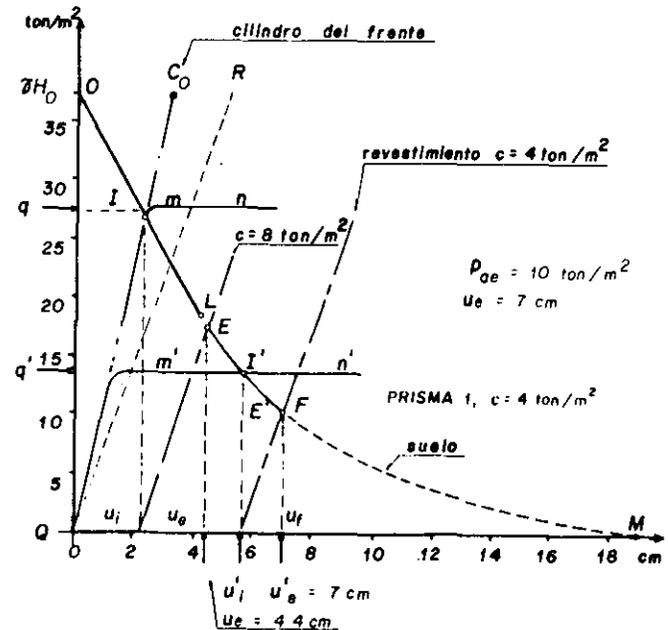


Fig D3-4 Gráficas de interacción suelo - revestimiento

en (C-47)

$$B = \frac{Q_z FS}{q_u} = \frac{P_{ae} R FS}{q_u} = \frac{17.5 \times 4.55 \times 2}{353} = 0.45 \text{ m}$$

## 7 CONCLUSIONES

- Procedimiento de construcción. En estos suelos granulares parcialmente saturados, el método FACOL es aplicable con un avance real de 1.5 m, lo que permite mantener un factor de seguridad general de la excavación de 1.74, con una cohesión mínima de 4 t/m<sup>2</sup>; FS<sub>0</sub> aumentará en los tramos con mayor cohesión.
- Efecto de la saturación. Si se permitiera la saturación de los limos arenosos del frente y de la clave del túnel, la cohesión aparente de estos materiales disminuiría peligrosamente, lo que puede comprobarse si en las ecuaciones (C-16) o (C-17) se reduce la cohesión a 1.6 t/m<sup>2</sup>; este valor daría factores de seguridad del frente menores que la unidad, lo que implicaría que el método FACOL no sería aplicable y debería emplearse un escudo con frente a presión. Es por ello, necesario enfatizar que, en estos suelos no saturados debe evitarse, a toda costa, la entrada de agua proveniente del manto freático colgado en el estrato de arcilla lacustre que los sobreyace; por ello debe tenerse especial precaución de sellar todo tipo de perforaciones verticales, incluyendo barrenos de muestreo, de instrumentación y lumbreras de acceso al túnel,

a través de los cuales puede establecerse la comunicación permanente del acuífero. Esta condición es también un inconveniente para la operación y mantenimiento del túnel terminado, porque origina filtraciones indeseables y trabajos de impermeabilización permanentes.

- Asentamientos superficiales. La magnitud de los asentamientos estimados es semejante a los valores observados en mediciones realizadas en la línea 7 del Metro, construida en suelos de características similares a las consideradas en este ejemplo, en el cual se observa que la cohesión del suelo que constituye al prisma del frente tiene una influencia importante, así como el valor medio del módulo de elasticidad de los suelos. Las variaciones de estas propiedades mecánicas a lo largo del túnel están relacionadas con la variación de los asentamientos observados.
- Revestimiento. La solución planteada de revestimiento único formado por bóvedas de radio variable es una solución factible.

Una alternativa de revestimiento único formado por dovelas precoladas, atornilladas o expansibles, instaladas mediante un escudo excavador, ha sido empleada con éxito en las líneas 1 y 7. En este caso, el escudo de frente abierto se emplea como una herramienta de construcción, en lugar de un método para estabilizar el frente, con la cual se obtienen mayores velocidades de avance.

## FDT-4 Recomendaciones generales para el diseño y construcción de túneles en la ciudad de México

### 1 OBJETIVO

Dar recomendaciones generales de diseño y construcción de túneles, aplicables a las distintas zonas geotécnicas de la ciudad de México.

### 2. TUNELES EN LA ZONA DE LOMAS

#### 2.1 Condiciones geotécnicas

En la zona de Lomas predominan las tobas formadas por depósitos de arenas limosas o limos arenosos con cementación variable de baja (cohesión de 5 a 10 t/m<sup>2</sup>) a muy alta (Cohesión mayor de 50 t/m<sup>2</sup>); su comportamiento mecánico es típico de los suelos duros cohesivo-friccionantes, parcialmente saturados y son generalmente materiales

frágiles, con excepción de las tobas blandas. Su módulo de elasticidad varía de 500 a 5000 kg/cm<sup>2</sup> y su ángulo de fricción interna de 25° a 40°.

#### 2.2 Comentarios al diseño

En la revisión de la estabilidad del prisma de la clave para determinar el avance máximo sin soporte se debe aplicar un factor de seguridad mínimo igual a 2, por tratarse de suelos frágiles.

#### 2.3 Procedimiento constructivo

La alta resistencia al corte de estos suelos permite la excavación a frente abierto y sección completa, utilizando equipo convencional; el soporte del túnel puede resolver-

se con un revestimiento único formado por concreto lanzado o por dovelas precoladas en caso de emplearse un escudo abierto con excavación manual o mecanizada. En ambos casos, debe garantizarse un contacto perfecto del terreno y el revestimiento durante la construcción para prevenir asentamientos superficiales excesivos; para ello, es necesario cumplir con los requisitos siguientes.

La bóveda de *concreto lanzado* deberá tener zapatas de apoyo adecuadas para que su asentamiento sea mínimo; en cada caso, se juzgará la necesidad de agregar una cubeta de concreto colado *in situ*, dependiendo de la capacidad de carga y de la susceptibilidad de los materiales en la base del túnel a degradarse por intemperismo.

El revestimiento de *dovelas precoladas*, de tipo expansible o atornilladas, se colocará de manera inmediata y eficiente, evitando la sobreexcavación alrededor del escudo; asimismo, deberá minimizarse el tiempo que transcurra entre la salida del anillo de dovelas del escudo y el retaque, con mortero a presión, del espacio anular entre el suelo y el revestimiento.

### 3 TUNELES EN LA ZONA DE TRANSICION

#### 3.1 Condiciones geotécnicas

La zona de Transición se caracteriza por la presencia de una capa de suelos fluvio-lacustres de espesor variable entre 5 y 15 m, que en el poniente de la ciudad sobreyace a tobas redepositadas de consistencia blanda a dura, y en el sur, a depósitos aluviales de gravas, arenas y limos, a veces ligeramente cementados.

Los depósitos fluvio-lacustres son suelos de consistencia media, cuya cohesión no drenada varía de 5 a 10 t/m<sup>2</sup> y su ángulo de fricción de 20° a 35°, con excepción de los estratos de arcilla saturada en los que el módulo de elasticidad puede variar de 50 a 200 kg/cm<sup>2</sup>. Su comportamiento esfuerzo-deformación es de tipo elasto-plástico. Un manto freático colgado se apoya sobre los estratos de arcilla.

Las tobas redepositadas son suelos duros parcialmente saturados, compuestos por mezclas de arenas y limos, producto del transporte y depositación aluvial de partículas erosionadas de los materiales piroclásticos que afloran hacia el poniente del Valle de México; su cementación varía de blanda a media, con cohesión aparente de 5 a 25 t/m<sup>2</sup>, ángulo de fricción de 25° a 35°, módulos de elasticidad de 500 a 2500 kg/cm<sup>2</sup> y falla frágil; con frecuencia se encuentran capas de arena azul o pumítica ligeramente cementadas, con espesores de 0.5 a 1.5 m, intercaladas con los estratos de toba.

Los depósitos aluviales del sur tienen capacidad relativa media a alta; su cohesión varía de 3 a 10 t/m<sup>2</sup>, su ángulo de fricción de 30° a 45° y su módulo de elasticidad de

100 a 500 kg/cm<sup>2</sup>. Dependiendo de la distancia a la zona de Lomas, estos suelos se encuentran por debajo o arriba del nivel freático.

#### 3.2 Comentarios al diseño

En la zona de transición baja, cuando la clave del túnel se encuentre en los depósitos fluvio-lacustres, podrá permitirse la plastificación del suelo en la clave, por lo que el factor de seguridad mínimo permisible es de 1.5.

En la mayoría de los casos, podrá utilizarse un revestimiento único, ya que el hundimiento regional es prácticamente nulo.

#### 3.3 Procedimiento constructivo

En esta zona se han construido con buen éxito los túneles de las líneas 1, 3 y 7 del Metro, con excavación a frente abierto y revestimiento de concreto lanzado, así como con escudo y anillos de dovelas expansibles o atornilladas, siguiendo las recomendaciones del inciso 2.3. En tramos donde el túnel está bajo el nivel freático, se ha recurrido a su abatimiento previo mediante pozos profundos. Otra alternativa es el empleo de escudos de frente a presión para excavar en suelos granulares bajo el NAF.

### 4 TUNELES EN LA ZONA DEL LAGO

#### 4.1 Condiciones geotécnicas

La zona del Lago se caracteriza por la presencia de depósitos de arcillas lacustres saturadas, blandas, de alta compresibilidad, con espesor variable entre 20 y 80 m, cubiertas por una costra superficial de limos arenosos con pequeños contenidos de arcilla. La costra superficial ha sido sometida a secado solar, fenómeno al que debe su alta consistencia; su espesor varía de pocos centímetros en el centro del lago de Texcoco, hasta unos 6 m en el poniente y sur de la ciudad; su cohesión es de 5 a 10 t/m<sup>2</sup>, con ángulos de fricción del orden de 25°, en condiciones no drenadas. La resistencia al corte no drenada de las arcillas varía de 1 t/m<sup>2</sup> en la zona Virgen del oriente, a 5 t/m<sup>2</sup> en la zona preconsolidada del Centro de la ciudad.

En esta zona se manifiesta, con intensidad variable, el fenómeno de hundimiento regional, inducido por abatimiento de presión de poro en los estratos profundos de arenas y gravas que subyacen a los depósitos de arcilla, por efecto de la extracción de agua por bombeo. Este abatimiento de presión ha avanzado con el tiempo, ascendiendo desde los estratos permeables hacia las arcillas que se encuentran sobre ellos, hasta alcanzar en algunos lugares, una profundidad de unos 15 m bajo la superficie. Este fenómeno se originó en la segunda mitad del siglo pasado, y de acuerdo con los resultados de mediciones piezométricas, continúa avan-

zando paulatinamente con velocidad decreciente, según lo confirman los hundimientos superficiales, que en la última década fueron de unos 4 a 8 cm por año en el centro de la ciudad. En otras áreas se registran aún velocidades mayores de 10 cm/año.

#### 4.2 Comentarios al diseño

La consolidación regional genera, sobre el revestimiento, una distribución de presiones variable con el tiempo, incrementando la presión vertical y disminuyendo la horizontal. Esta condición debe considerarse en el diseño, para proporcionar al revestimiento una rigidez adecuada, que garantice la sección de operación del túnel a largo plazo; asimismo, es necesario distinguir entre las condiciones de trabajo de un doble revestimiento y un revestimiento único.

##### a) Doble revestimiento

Por su flexibilidad, el revestimiento primario puede diseñarse como un anillo sujeto a presión radial uniforme igual a la presión total del suelo sobre la clave; generalmetne, esta condición de carga del anillo no es la más crítica, ya que los esfuerzos generados por maniobras de fabricación y transporte, así como por las cargas concentradas aplicadas por los gatos de empuje del escudo suelen ser más altos, por lo que la capacidad estructural del revestimiento primario es mayor que la requerida para soportar la presión total del terreno. De aquí se concluye que mientras la presión radial actuante sobre el revestimiento primario sea uniforme, no se requiere de ningún revestimiento adicional. En la zona del lago tal condición no se cumple, ya que el proceso de consolidación regional aún continúa; por ello, el revestimiento primario flexible se deforma lentamente después de su colocación, disminuyendo su dimensión vertical y aumentando la horizontal; este proceso de deformación es suficientemente lento para permitir que el revestimiento primario se comporte satisfactoriamente, en tanto se coloca el secundario.

El revestimiento secundario debe diseñarse para soportar la diferencia entre la condición de carga uniforme inicial y el estado anisotrópico de presiones que se generará con el tiempo. Deben preverse las soluciones estructurales pertinentes que garanticen el funcionamiento integrado de los dos revestimientos.

##### b) Revestimiento único

En este caso es indispensable que el conjunto de dovelas formen anillos rígidos para evitar deformaciones radiales significativas; esta condición puede lograrse con un anillo formado por cinco dovelas atornilladas, cuyas juntas se localicen en planos radiales a 45° respecto

a la horizontal.

#### 4.3 Procedimiento constructivo

##### a) Escudo de frente con aire a presión

La excavación de túneles en arcilla para el sistema de drenaje profundo se ha realizado estabilizando el frente con el auxilio de aire comprimido a una presión máxima de 1.5 atmósferas (véase la ficha técnica FDT-2). Con esta técnica se han producido asentamientos en la superficie de 8 a 20 cm, atribuibles básicamente a dos causas:

El factor de seguridad del frente se mantuvo en valores cercanos a 1.7, disminuyéndose en algunos tramos hasta 1.5, por lo que los esfuerzos inducidos en el suelo circundante fueron relativamente altos respecto a su resistencia al corte, lo cual dió lugar a la plastificación del suelo y a un desplazamiento importante del frente

Los escudos empleados no tenían sellos entre el faldón y el anillo de dovelas atornilladas, por lo que no era posible inyectar inmediatamente detrás del faldón para retacar completamente el espacio anular entre el suelo y el revestimiento; en tales condiciones, se produjo un desplazamiento plástico radial alrededor del revestimiento primario.

##### b) Escudo de frente cerrado

Los desplazamientos del frente y alrededor del revestimiento se redujeron considerablemente en el Colector de Iztapalapa y el Colector Central, donde se utilizó un escudo de frente a presión hidráulica provisto de sellos en el faldón.

La presión horizontal aplicada al frente por una suspensión de lodo coloidal fue por lo menos igual al 70% de la presión vertical total inicial al nivel del eje del túnel  $\gamma H_0$ , con lo cual la descarga horizontal total del suelo fue despreciable; esta condición de descarga indujo esfuerzos relativamente bajos en la arcilla blanda, por lo que los desplazamientos del frente fueron pequeños. El factor de seguridad contra colapso del frente se mantuvo en valores mayores de 4.

El retaque del espacio anular entre el revestimiento de dovelas atornilladas y el terreno se hizo inyectando mortero de cemento y arena a una presión igual a  $0.7 \gamma H_0$ ; esta operación se efectuó siempre inmediatamente detrás del faldón del escudo, con lo que se impidió el flujo plástico radial de la arcilla.

De esta manera, el asentamiento máximo registrado en la superficie del terreno fue menor de 2 cm, correspondiendo apro-

ximadamente la mitad a la descarga del frente y el resto al ajuste entre el suelo y el revestimiento. Esta experiencia ha demostrado el gran potencial que ofrece el empleo del escudo de frente a presión como una valiosa herramienta para tuneleo en las arcillas blandas de la zona del Lago, no solamente por permitir el control de la seguridad del frente y de los asentamientos superficiales, sino también por su alta eficiencia como herramienta de perforación.

## 5. BIBLIOGRAFIA

1. Túnel, S.A. *Memoria técnica de las obras del drenaje profundo del Distrito Federal*, México
2. *Soft-ground tunneling. Failures and displacements* (1981), Editores: D Reséndiz y M P Romo, Ed A A Balkema, Rotterdam, Holanda
3. Aragón C H (1984) *Construcción de túneles someros con escudos de gran diámetro*, XII Reunión Nal Mec Suelos, SMMS, Querétaro, México.
4. Gracia C G et al (1981) *Construcción de túneles del drenaje profundo*, Instrumentación y Mediciones en Túneles, SMMS, Oaxtepec, Morelos, México

## FDT-5 Características del informe del estudio geotécnico de un túnel

### 1 INTRODUCCION

La introducción será un bosquejo general del contenido del informe; se presentará un croquis a escala del tramo de la línea estudiada, indicando la localización de las estaciones y la zona geotécnica a la que pertenece.

Además se describirán las características más importantes de los materiales en la zona, así como cada una de las alternativas de diseño consideradas.

### 2 INTERPRETACION ESTRATIGRAFICA

En este capítulo se deberá presentar un corte estratigráfico, con los valores de las propiedades mecánicas representativas de los materiales del sitio, para fundamentar la localización, sección y procedimiento de excavación del túnel; el corte estratigráfico se dibujará a escala 1:5000 en la dirección horizontal y 1:100 verticalmente.

#### 2.1 Corte estratigráfico

Se presentará la interpretación geológica de los depósitos a lo largo del túnel, apoyándose en la información obtenida de pozos y sondeos convencionales; en las zonas del lago y de transición se identificarán los materiales, especificando sus espesores, e indicando claramente los estratos asociados a un evento geológico (*marcadores*), apoyándose en sondeos de cono.

En la zona de las lomas, además de lo anterior, se describirán las características de cementación, localización de cavernas y, de ser posible, la clasificación según la

etapa geológica a la que pertenezcan.

#### 2.2 Perfil geotécnico de los sondeos

Se incluirá la clasificación y un dibujo detallados, donde se definan claramente los límites entre estratos y la proporción de los materiales componentes.

Los perfiles incluirán además el resumen de las propiedades mecánicas de los materiales, así como las propiedades índice y posición del nivel freático, acuíferos y mantos colgados.

#### 2.3 Informe de laboratorio

Se elaborará un reporte de cada muestra obtenida, que incluya los siguientes aspectos:

- Clasificación de campo y de laboratorio
- Propiedades mecánicas
- Propiedades índice
- Curvas esfuerzo-deformación
- Círculos de Mohr
- Módulos de elasticidad

La clasificación de campo será extensa y detallada, de manera que se pueda comparar con la obtenida en el laboratorio, y de preferencia la realizará un ingeniero o personas con experiencia.

En caso de que se desee analizar el efecto de humedecimiento de los materiales, se reportarán las propiedades mecánicas e índice de los materiales saturados, además de las correspondientes al contenido de

agua natural.

En las curvas esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales de varios ciclos, se deberá presentar al menos un ciclo cuyo esfuerzo vertical máximo sea el del nivel de esfuerzo en el sitio; en suelos que presenten mayor rigidez y cementación, se debe realizar previamente una prueba adicional para determinar en forma aproximada el esfuerzo de falla y llevar los ciclos a un 90% de este valor. Los círculos de Mohr se presentarán con una interpretación de la ley de resistencia aplicable al nivel de esfuerzos en el sitio.

Finalmente se deberá incluir una gráfica donde se aprecie la variación del módulo de elasticidad con el confinamiento, indicando en ella el nivel de esfuerzos natural.

### 3 CONDICIONES HIDROLOGICAS Y PROPIEDADES MECANICAS

#### 3.1 Hidrología

Es importante determinar las condiciones hidrológicas que se van a encontrar a lo largo del túnel antes de su construcción, para conocer si la excavación se hará en seco o no y, en caso de que sea necesario un sistema de abatimiento, estimar el gasto manejable y la capacidad de las bombas para manejarlo; las condiciones hidrológicas permiten además determinar la distribución de los esfuerzos efectivos en el sitio.

La información anterior se define con los datos obtenidos de piezómetros y pozos de observación instalados a lo largo de la línea; así se conocerá la profundidad del nivel freático y la eventual presencia de acuíferos y mantos colgados, además de las condiciones de abatimiento generadas por bombeo regional.

#### a. Instrumentación

Se reportará el tipo y número de piezómetros, así como las profundidades y los criterios de instalación; se deberán presentar las siguientes gráficas:

- *Calibración de piezómetros neumáticos*
- *Variación de las lecturas piezométricas con respecto al tiempo, con el fin de verificar el comportamiento de los piezómetros y detectar variaciones estacionales en períodos largos de observación*
- *Distribución de la presión hidráulica con la profundidad, comparada con la distribución hidrostática, para mostrar el grado de abatimiento y obtener el diagrama de esfuerzos efectivos.*

#### b. Nivel freático, acuíferos y mantos colgados

Se determinará la existencia de cualquiera de ellos y la profundidad a la cual se encuentran a lo largo de la línea; en el

caso de acuíferos o mantos colgados, se anotarán los espesores y, si existe flujo, el gasto. Esta información se presentará esquemáticamente en el corte estratigráfico descrito en el inciso 2.1.

Si el túnel se va a excavar abajo del nivel freático, se determinarán los componentes químicos del agua para especificar las características del material de revestimiento.

### 3.2 Propiedades mecánicas

Se presentará un resumen de los parámetros de diseño de los estratos principales y el tipo de pruebas que se realizaron en cada material, así como el criterio de ejecución de los ensayos; en caso de que se haya realizado alguna prueba no convencional, se detallará el procedimiento utilizado.

### 4. ANALISIS Y DISEÑO GEOTECNICO DEL TUNEL

#### 4.1 Sección y profundidad del túnel

Con base en la información geotécnica y geológica, se propondrá la sección más apropiada, indicando el procedimiento de ataque del frente y las profundidades a lo largo de la línea; también se describirá brevemente el criterio de selección aplicado.

#### 4.2 Análisis de estabilidad

Permite analizar la factibilidad de excavar el túnel a sección completa y evaluar el avance máximo sin soporte.

En este punto, se detallarán los criterios y modelos utilizados en la determinación de la estabilidad para diferentes condiciones constructivas, variando la sección de excavación y el avance sin soporte, así como la presión actuante sobre el revestimiento; en cada caso se especificará el factor de seguridad calculado.

#### 4.3 Análisis de deformaciones

Se reportarán las magnitudes de las deformaciones que inducirá la excavación en el interior del túnel, así como el asentamiento máximo en la superficie; en el resumen de la memoria de cálculo, se especificará la teoría utilizada y los criterios de obtención de los parámetros de diseño, incluyendo fórmulas.

#### 4.4 Diseño del revestimiento

En este inciso se resumirán los criterios de cálculo empleados, aclarando las hipótesis de análisis y fórmulas; en el diseño se determinarán las sobrecargas que soportará el revestimiento durante la construcción y su vida útil, para especificar el espesor de la bóveda (revestimiento primario y secundario), así como las dimensiones de la zapata de apoyo y cubeta.

### 5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Una vez que se han definido los requisitos de excavación dados por las condiciones geológicas y geotécnicas, se detallará el procedimiento definitivo, que es función de las técnicas de construcción y equipo disponible; se propondrá un ciclo de trabajo que redunde en tiempos y movimientos más eficientes.

#### 5.1 Procedimiento de excavación

Para la excavación, deberá especificarse:

- Sección y secuencia de ataque (con escudo o método convencional)
- Avance admisible sin soporte
- Equipo de excavación y colocación del revestimiento.

#### 5.2 Revestimiento de la bóveda y cubeta

En este inciso se describirá:

- Tipo y características del revestimiento
- Especificaciones de los materiales de construcción
- Procedimiento y secuencia de colocación
- Equipo

#### 6. INSTRUMENTACION

La propuesta de instrumentación se enfocará a obtener mayor información de zonas específicas, para aclarar las incertidumbres existentes en el cálculo teórico.

En todos los casos se definirá la distancia mínima a la posición del frente, para la colocación de los aparatos e inicio de las mediciones.

Cuando se vayan a utilizar varios aparatos, se instalarán en una misma sección, de manera que la información pueda ser comparada entre sí; para cada cadenamiento a instrumentar, se especificará el tipo y características de los aparatos, indicando el criterio y propósito de las mediciones, así como la precisión mínima necesaria.

#### 7. CONCLUSIONES

En las conclusiones se resumirá el contenido del informe, enfatizando los siguientes aspectos:

- Localización de la línea dentro de la zonificación geotécnica de la ciudad
- Breve descripción de la estratigrafía a lo largo de la línea, indicando la presencia de acuíferos o mantos colgados y características generales de los suelos
- Resultados del análisis geotécnico, especificando la sección de excavación, avance máximo permisible sin soporte y características del revestimiento
- Características del procedimiento constructivo más adecuado
- Localización de las secciones a instrumentar, especificando el criterio y propósito de las mediciones.

## **E: INSTRUMENTACION DE CAMPO**

- DESCRIPCION DE LA INSTRUMENTACION DE EMPLEO MAS FRECUENTE PARA OBSERVAR EL COMPORTAMIENTO DE UN TUNEL EXCAVADO EN SUELOS

## E: INSTRUMENTACION DE CAMPO

### FIT-1 Medición de convergencias del interior del túnel

#### 1 OBJETIVO

Las convergencias son desplazamientos entre dos puntos fijos localizados en la superficie expuesta de un túnel; el conocimiento de estas magnitudes permite detectar condiciones de riesgo, revisar el diseño del revestimiento con apoyo en la velocidad con que se desarrollan las deformaciones y determinar el tiempo en que se estabiliza la excavación.

#### 2 DESCRIPCION DEL APARATO

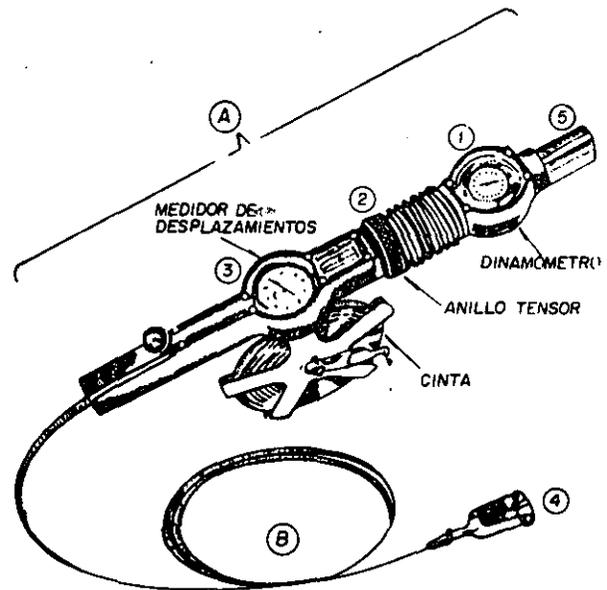
Los extensómetros de convergencia idóneos son aquellos que utilizan alambre *Invar* de diámetro pequeño, tensionado a valor constante, y que cuentan con dispositivos de alta calidad y confiabilidad para la medición de deformaciones y el ajuste de tensiones. Este tipo de aparatos, siendo de una precisión alta, se utilizan de preferencia en túneles excavados en roca; sin embargo, para túneles en suelos, donde las convergencias son de mayor magnitud, los aparatos con cinta de acero o barras de aluminio tienen una precisión aceptable (de 0.01 mm), con la ventaja de que su costo es menor.

##### 2.1 Extensómetro de cinta o de alambre

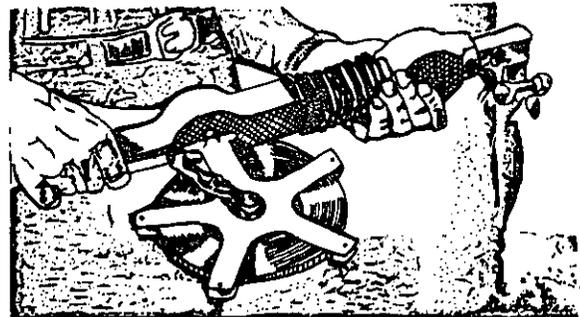
##### a. Características

Los extensómetros de cinta y de alambre mostrados en las figs 1 y 2, respectivamente, constan de una unidad de lectura A y de la cinta con referencias fijas o el alambre con que se efectúa la medición B.

A la unidad de lectura la conforman los siguientes aditamentos: a) un dinamómetro 1 y un dispositivo tensor 2 para asegurar que la cinta o el alambre tengan la misma tensión en mediciones sucesivas entre dos puntos, y b) un medidor de desplazamientos 3, que en el caso del extensómetro de cinta proporciona lecturas complementarias de los tramos



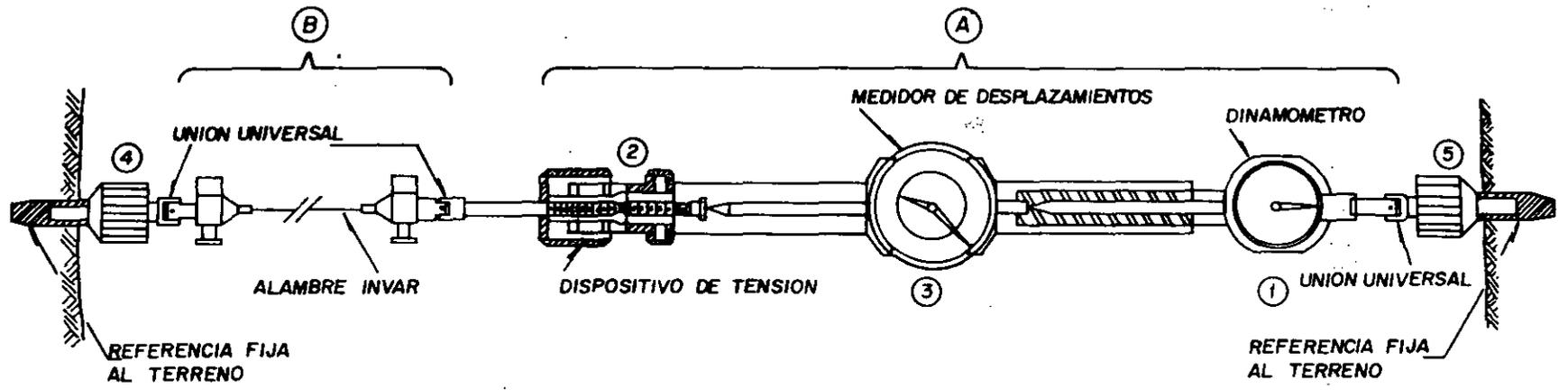
a) Componentes del extensómetro de cinta



b) Colocación del extensómetro en la referencia fija

Fig 1 Extensómetro de cinta

Fig 2 Extensómetro de alambre



de longitud fija.

La cinta tiene perforaciones de precisión para garantizar la repetibilidad de las mediciones; las perforaciones se encuentran a intervalos iguales que dependen de las características del medidor de desplazamientos; tanto el extensómetro de cinta como el alambre cuentan con dispositivos de sujeción en ambos extremos, 4 y 5.

#### b. Instalación

Una vez seleccionados los puntos de referencia para las líneas de medición (fig 3), se instalan las pijas permanentes de referencia, empotrándolas de preferencia en el terreno natural, para seguir el desarrollo completo de las deformaciones, incluyendo la etapa de colocación del ademe; si esto no es posible, se instalarán en el revestimiento.

#### c. Procedimiento de medición

Los extremos del aparato se fijan a las

dos pijas de referencia elegidas, se tensa el alambre o la cinta y se efectúa la lectura según las especificaciones particulares del instrumento (fig 4).

Se tendrá cuidado que la tensión aplicada a la cinta o alambre sea constante en todas las lecturas de una misma línea de convergencia, para que las lecturas sean comparables entre sí; si se utiliza alambre *Invar*, deberá contarse con un alambre de longitud adecuada para cada línea de convergencia.

#### 2.2 Extensómetro de barra

##### a. Características

Consiste en dos barras huecas de aluminio de sección circular o cuadrada, que pueden deslizar libremente una dentro de la otra (fig 5); para determinar los desplazamientos entre barras, una de ellas está graduada 1 y la otra cuenta con un vernier 2; el instrumento está equipado con un termómetro 3 para corregir las lecturas por cambios de temperatura. Este

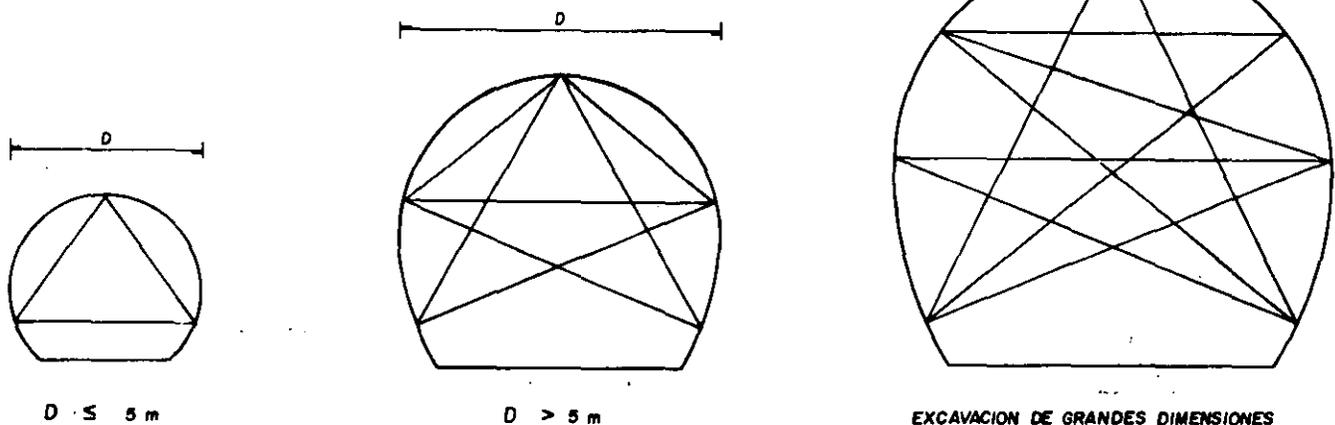
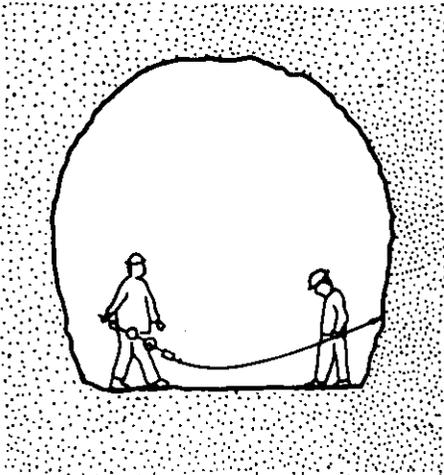


Fig 3 Líneas de medición de convergencia recomendables

aparato se utiliza en túneles pequeños, con alturas menores de 6 m, y su precisión varía de 0.1 a 1.0 mm



#### b. Instalación

Las referencias de medición son pernos de punta cónica o varillas con punta de bala empotrados en la pared del túnel, para garantizar que los apoyos de medición sean siempre los mismos.

#### c. Procedimiento de medición

Los extremos de las barras se apoyan en las referencias empotradas en la pared del túnel y se toma la lectura marcada en la barra graduada, precisando el valor con el vernier; al mismo tiempo se registra la temperatura para efectuar la corrección correspondiente.

### 3. ACTIVIDADES DE CAMPO

Es importante registrar las lecturas en forma clara para que se facilite la interpretación; los registros y gráficas de campo se elaborarán de manera que contengan toda la información requerida y sean a la vez sencillos para el operador.

A continuación se ejemplifica una forma de registro de campo, así como la gráfica de control necesaria.

#### 3.1 Registro de las mediciones de convergencias

Deberá contener la siguiente información (fig 6):

- Identificación. Se especificarán los datos de la obra, tramo, fecha y cadenamiento de la sección instrumentada
- Croquis de localización de los puntos de medición. Permitirá identificar las líneas de convergencia
- Línea de convergencia. Donde se identifican los puntos extremos de la línea de medición
- Tensión a la cual se realizó la lectura. Deberá ser igual para mediciones sucesivas de una misma línea de convergencia
- Lectura. Se anotarán mínimo dos lecturas para cada línea; en caso de que exista una dispersión importante entre las lecturas, se realizará una tercera
- Diferencia entre las dos lecturas inmediatas. No deberán exceder la precisión especificada para el aparato
- Convergencias. Serán la diferencia entre la lectura inicial y la actual
- Observaciones. Se anotará cualquier imprevisto o acontecimiento importante que afecte las mediciones.

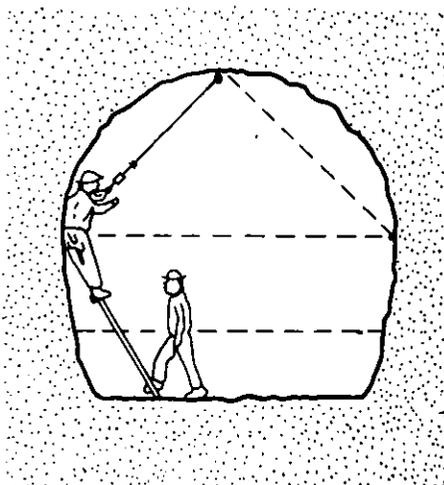
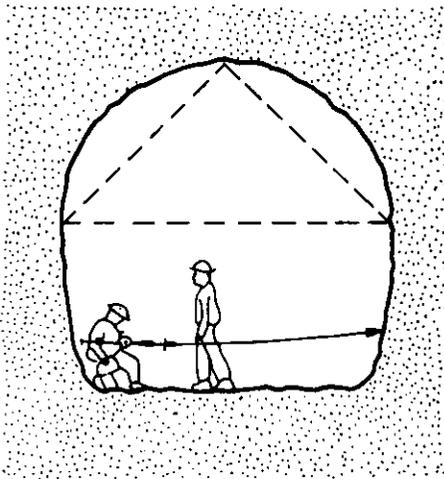


Fig 4 Medición de convergencias

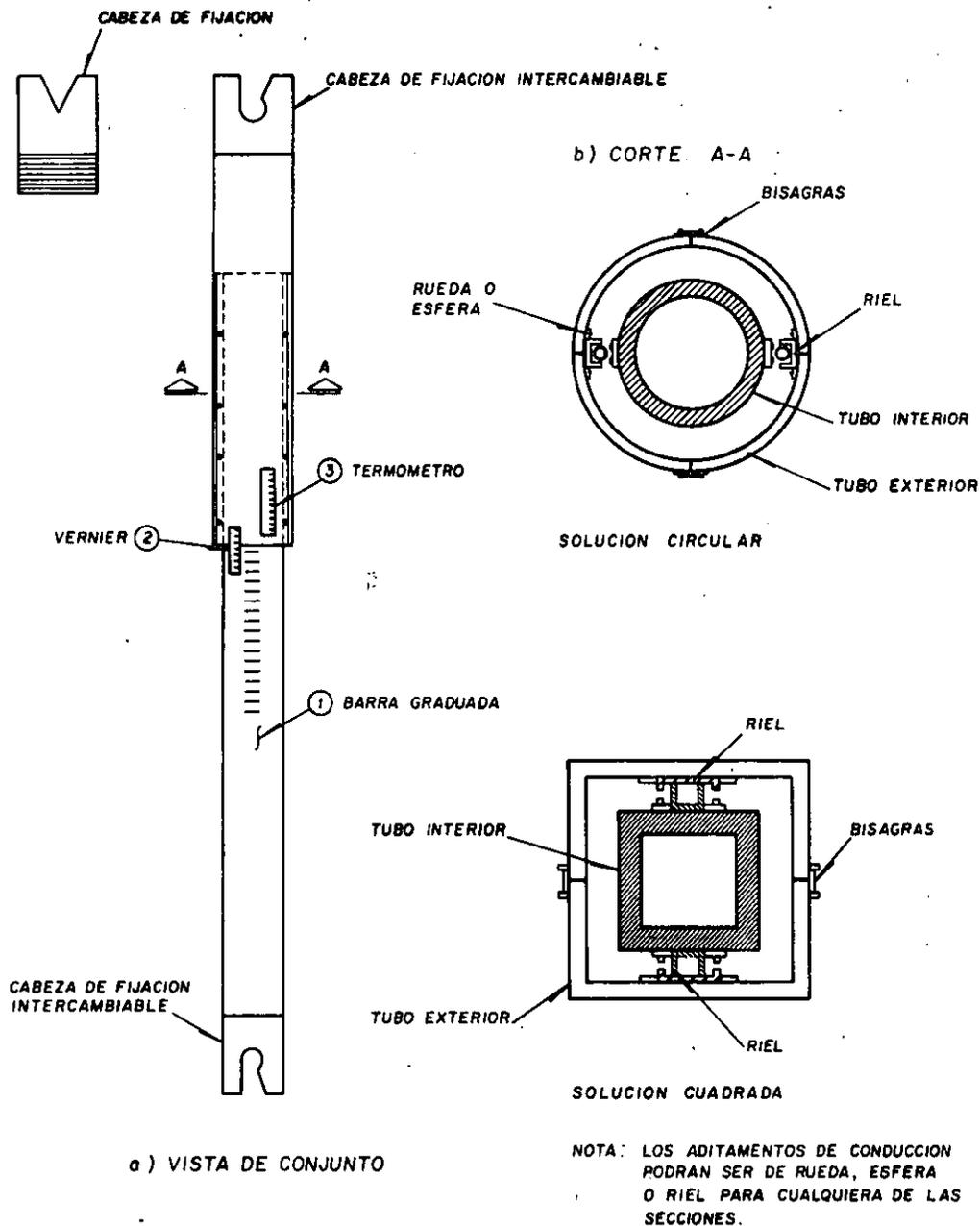


Fig 5 Extensómetro de barra

### 3.2 Gráfica de control de campo

En esta gráfica se presentará la evolución de las convergencias en el tiempo (fig 7), con el fin de evaluar la eficiencia del revestimiento; esto se logrará conociendo la velocidad y tiempo de estabilización de los desplazamientos radiales del suelo.

## 4 INTERPRETACION

La interpretación se enfoca principalmente a tres aspectos fundamentales: la correlación de las convergencias con los asentamientos medidos en la superficie y las revisiones del análisis teórico del comportamiento del túnel y del procedimiento constructivo (excavación y revestimiento).

### 4.1 Correlación asentamientos-convergencias

Las convergencias o desplazamientos radiales son la fuente principal de los asentamientos



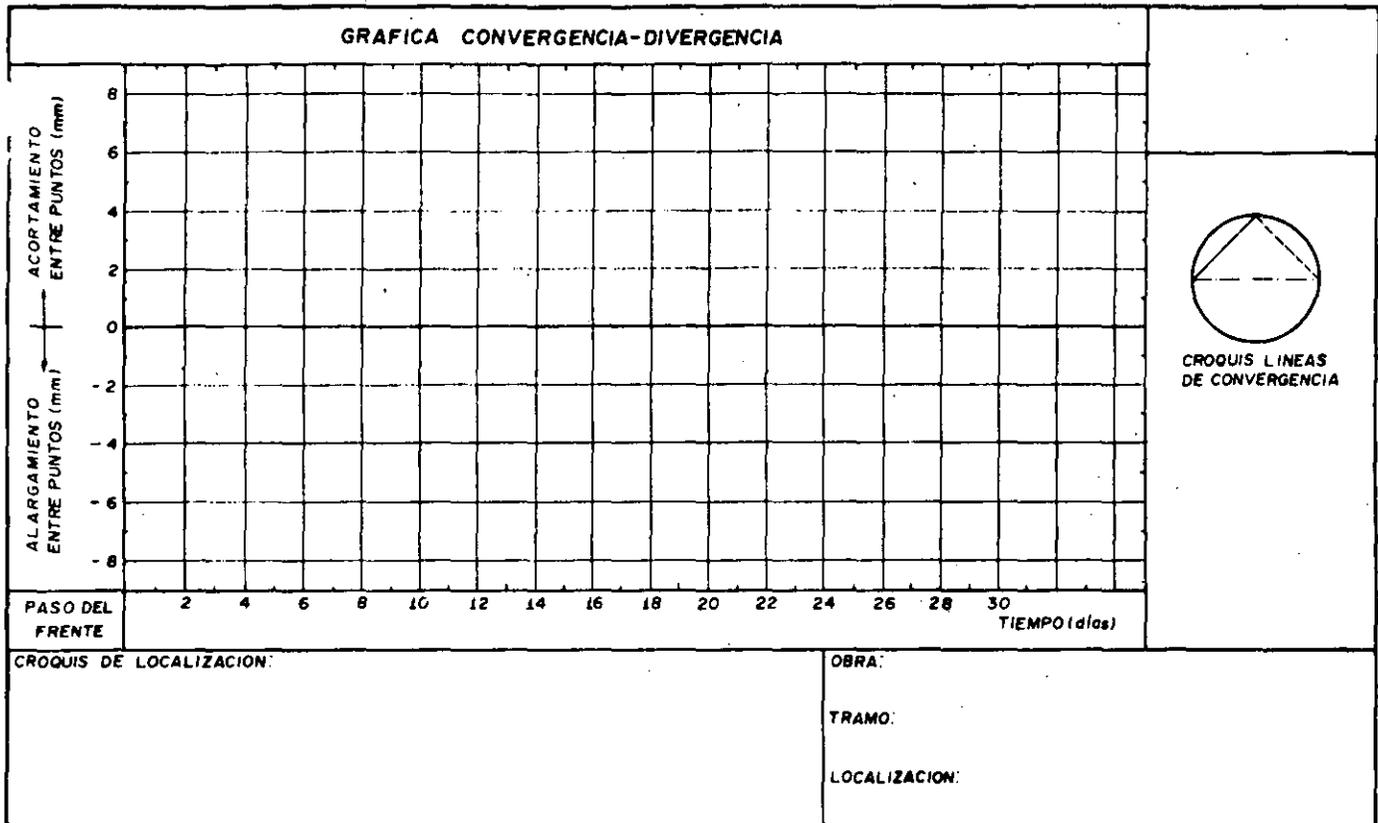


Fig 7 Gráfica de control de campo

denamientos.

Las mediciones de convergencias permiten estimar el volumen de suelo que se ha movilizad hacia el interior y exterior del túnel; este volumen se compara con el de asentamientos superficiales, que pueden idealizarse en la forma de un triángulo (fig 9).

La evolución de las convergencias puede sufrir diferencias importantes por efecto de sobreexcavación o expansión, y a largo plazo, consolidación del suelo circundante; en cualquier caso, se debe tener cuidado en identificar correctamente las causas de estas diferencias.

#### 4.2 Revisión del procedimiento constructivo

La medición de las convergencias proporciona información sobre el comportamiento del ademe, ya sea provisional o definitivo; de esta manera se podrán proponer, en caso necesario, modificaciones al procedimiento constructivo para mantener los desplazamientos dentro de límites tolerables. El indicador más sensible es la velocidad de deformaciones en el túnel, que es determinante en la longitud de excavación sin soporte y en el tipo de revestimiento requerido.

#### 4.3 Revisión del cálculo teórico

Los resultados que se obtengan de las mediciones de convergencia se compararán con los cálculos teóricos para verificar la confiabilidad de éstos; si la diferencia existente llegara a ser importante, se tomará una decisión sobre cuál de los valores es confiable y se procederá a establecer las bases para mejorar el cálculo o los procedimientos de medición.

#### 5. COMENTARIOS

- La medición de las convergencias deberá realizarse tan pronto se tenga acceso al túnel, con el fin de seguir la evolución completa de los desplazamientos y el comportamiento del revestimiento inmediatamente después de su colocación
- Los puntos de apoyo de los extensómetros de convergencia deberán estar empotrados fijamente, para evitar que con la tensión aplicada durante la medición, tengan algún movimiento que proporcione una lectura errónea
- El operador debe estar familiarizado con el aparato y tener un conocimiento claro de la importancia de las mediciones para evaluar la estabilidad del túnel, de manera que pueda detectar y corregir inmediatamente cualquier mal funcionamiento del

PERFILES DE ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES EN EL EJE DEL TUNEL

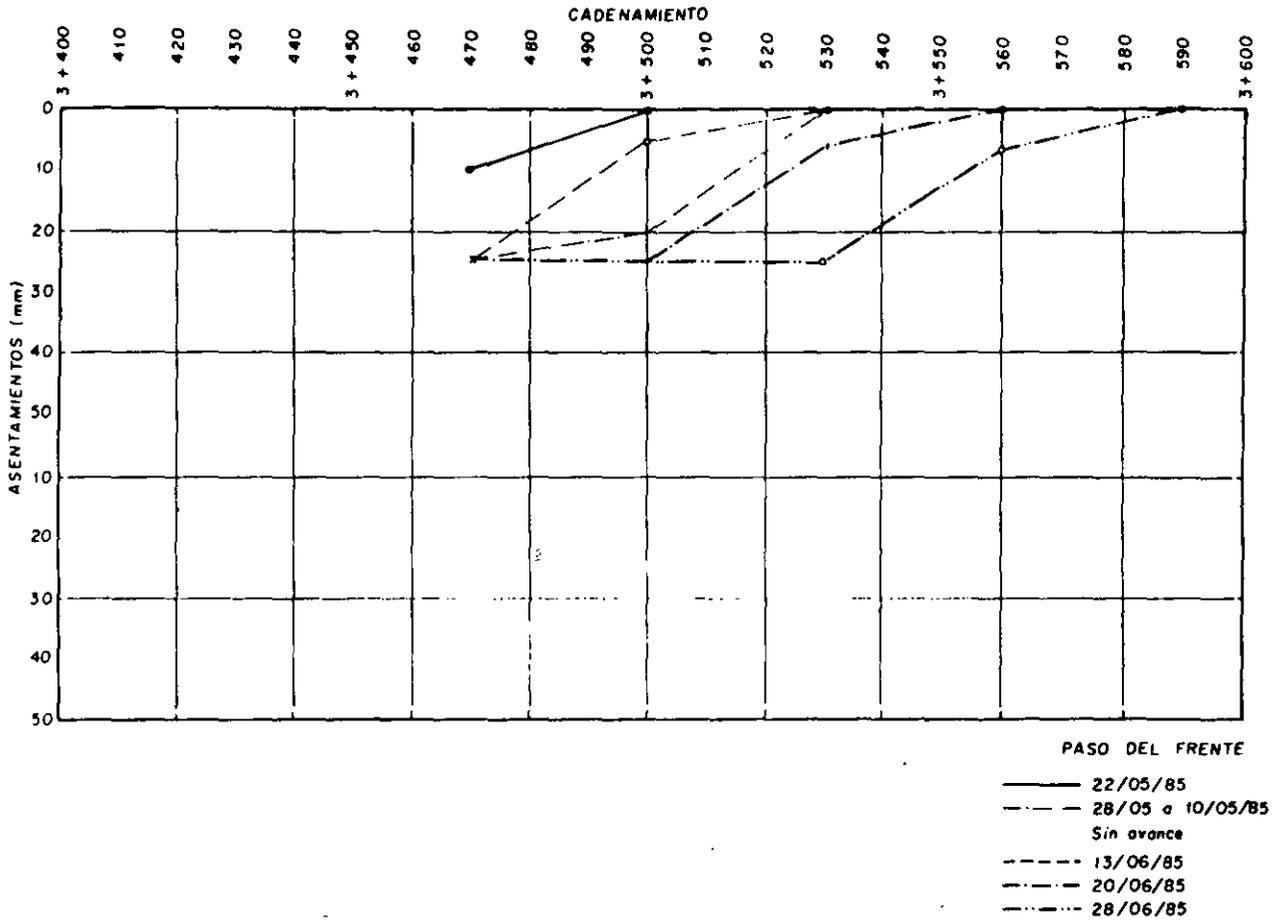


Fig 8 Perfiles de asentamientos superficiales en el eje del túnel

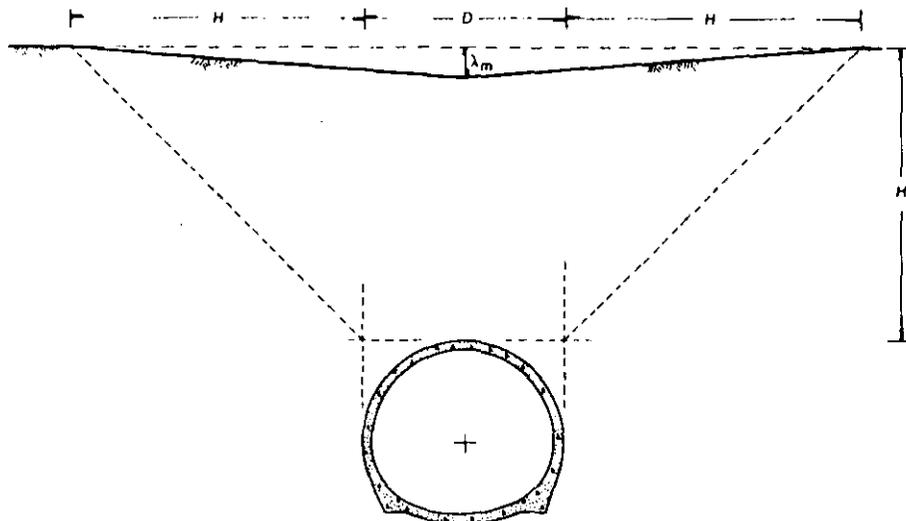


Fig. 9 Perfil simplificado de asentamientos transversales.

aparato o identificar alguna anomalía en relación al comportamiento esperado.

- Los registros de la medición deberán ser sencillos y contener toda la información requerida para facilitar su interpretación.
- La validez de las conclusiones derivadas de comparar las convergencias medidas en el túnel con las previstas en el análisis teórico dependerá de la precisión y confiabilidad de las mediciones efectuadas

## 6. BIBLIOGRAFIA

1. Sánchez T R (1985) *Mediciones de campo en túneles*, curso Victor Hardy'85: Túneles excavados en suelos, AMITOS, México
2. Cording J E (1975) *Tunnels in soils*, 5o. Cong Pan Mec Sue Ing Fund, Tomo IV, Buenos Aires, Argentina
3. SMMS (1981) *Instrumentación y mediciones en túneles*, Oaxtepec, Morelos, México
4. Széchy K (1973) *The art of tunneling*, Hungarian Academy of Science, Budapest, Hungría

## FIT-2 Mediciones de deformación en la masa de suelo

### 1 INTRODUCCION

Las deformaciones de puntos representativos del medio que circunda al túnel, localizados en planos sensiblemente perpendiculares al eje de la excavación, se determinan con objeto de conocer:

La seguridad de la excavación

- La distribución de los desplazamientos en la masa de suelo inducidos por la excavación
- La extensión de la zona plastificada alrededor del túnel
- La altura de la zona de alteración de esfuerzos sobre la clave

En este escrito se describe brevemente la técnica de medición de los desplazamientos radiales del suelo con ayuda de extensómetros; por su parte, para la determinación de los desplazamientos horizontales con inclinómetros, se recomienda consultar el Manual de Estudios Geotécnicos para la solución del metro en cajón (ver cap 6).

El criterio de selección de la profundidad de colocación de estos instrumentos se fundamenta en la estratigrafía del sitio; preferentemente, las anclas de los extensómetros se instalarán limitando los estratos más susceptibles a sufrir deformaciones.

### 2. DESCRIPCION DEL APARATO

El orden de magnitud de los desplazamientos radiales de la masa de suelo que circunda a la excavación subterránea es aún menor que el de las deformaciones de convergencia, por lo que se requieren sistemas de medición

igualmente confiables, con sensibilidad de por lo menos 0.01 mm para lograr una precisión de 0.1 mm entre lecturas.

#### 2.1 Extensómetro de barra

##### a. Características

Es un dispositivo formado por una o varias barras de acero, uno de cuyos extremos se ancla al terreno y en el otro se apoya un micrómetro o cualquier otro transductor de desplazamientos montado en un marco de referencia (fig 1).

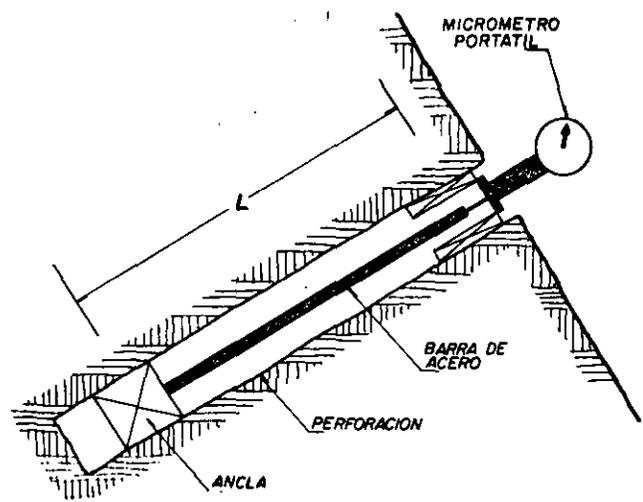


Fig. 1 Extensómetro de barra con micrómetro

### b. Instalación

Al igual que en las líneas de convergencia, la instalación de los aparatos dentro del túnel será tan pronto como el avance de la excavación lo permita, exceptuando aquéllos que se vayan a colocar desde la superficie.

El extensómetro se coloca dentro de un barreno, con el extremo fijo anclado al terreno y la punta libre reaccionando al mecanismo de medición (fig 2); cuando el terreno de la perforación sea inestable se requerirá instalar un ademe. Las profundidades a las que se colocan las anclas fijas normalmente varían entre 2 y 8 m, medidos a partir de la pared del túnel.

El anclaje de la barra se logra con un muerto de concreto o con un dispositivo mecánico que se fija firmemente al terreno y no permite movimientos en su base, para evitar errores en la medición (Fig 3)

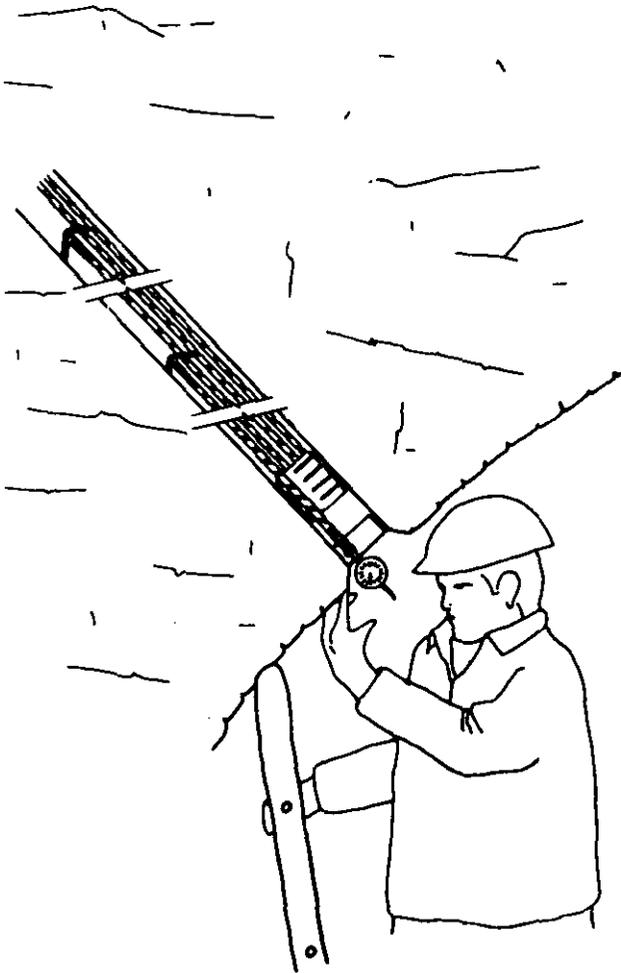


Fig 2 Medición con extensómetro de barra

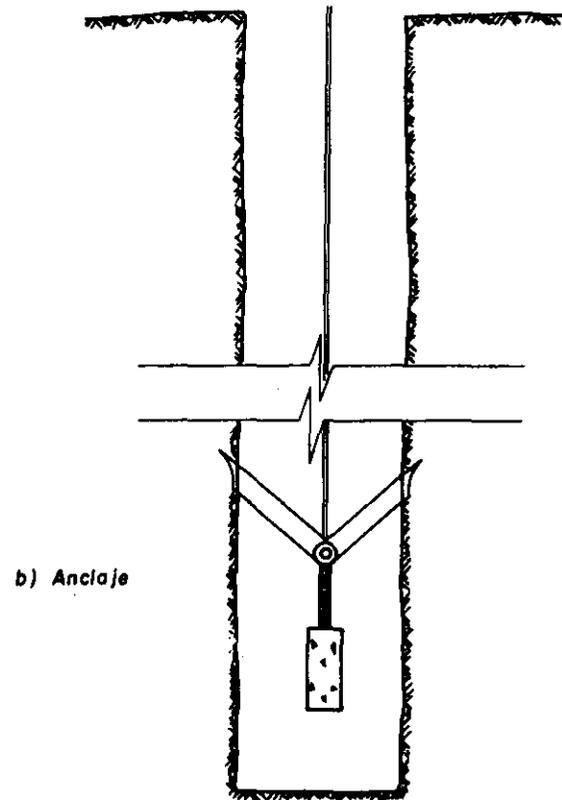
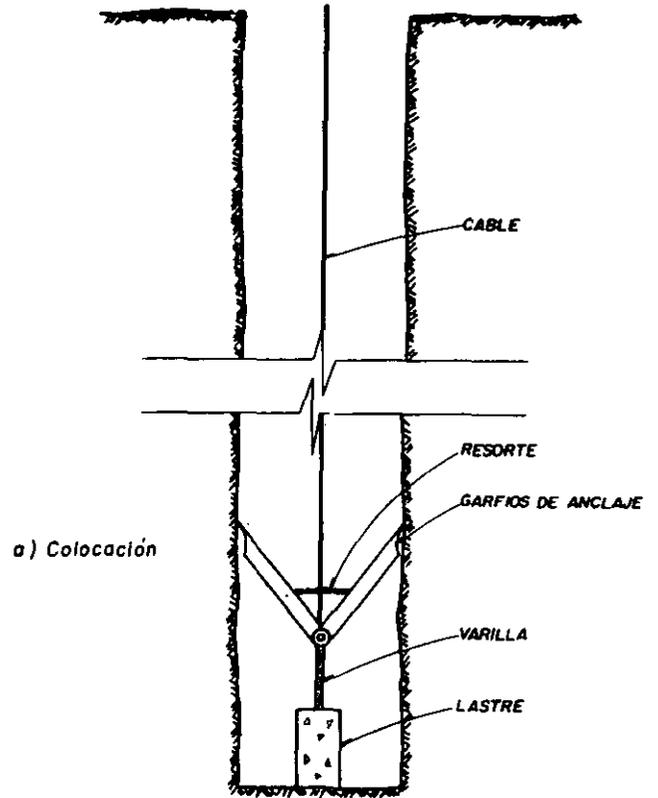


Fig. 3 Dispositivo de anclaje

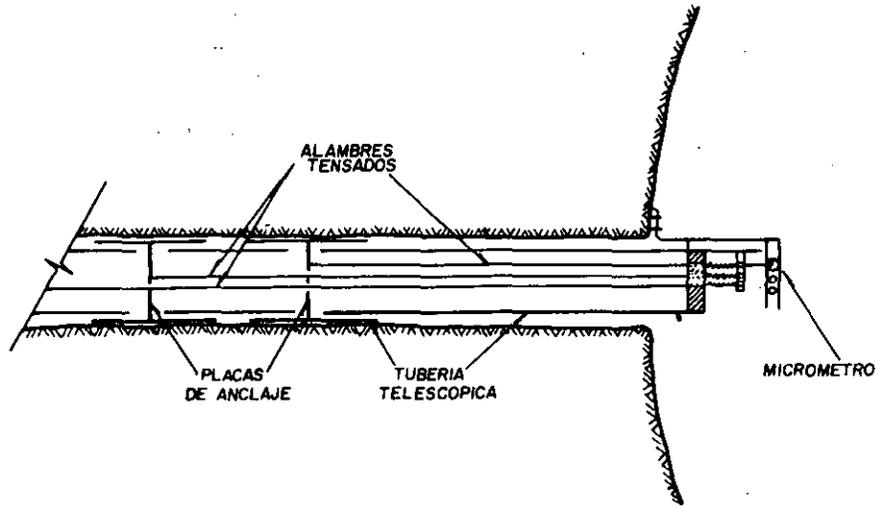


Fig 4 Extensómetro de alambre tensado con resortes

Es común que dentro de un mismo barrenado se alojen varios extensómetros de barra, llegándose a tener tres y aún más puntas fijas a distintas profundidades; cuando esto ocurra, la instalación será lo suficientemente cuidadosa para garantizar que las barras no se interfieran entre sí.

En el caso de túneles en suelos, es posible instalar extensómetros desde la superficie y seguir todas las etapas de comportamiento del suelo; de esta forma, se pueden medir las deformaciones de la excavación desde que el frente se aproxima a la sección instrumentada.

#### c. Procedimiento de medición

Las mediciones se realizan con el micrómetro o con el vernier, alcanzando una precisión de 0.02 mm; si se esperan deformaciones mayores que el rango del micrómetro, éste se ajustará de manera que sea posible continuar con las lecturas sin incurrir en errores en la medición. El registro de campo de las mediciones debe incluir las diferencias entre la lectura inicial y las subsiguientes.

### 2.2 Extensómetros de alambre tensado

#### a. Características

Consiste en uno o varios alambres de acero que se anclan en diferentes puntos a lo largo de una perforación (figs 4 y 5) y se mantienen tensados por medio de pesas o resortes. Los elementos sensores, usualmente resortes o *cantiliver*, están sujetos a placas empotradas en la perforación y el extremo libre unido a los alambres; las deformaciones del elemento sensor se miden con un micrómetro de carátula o un vernier.

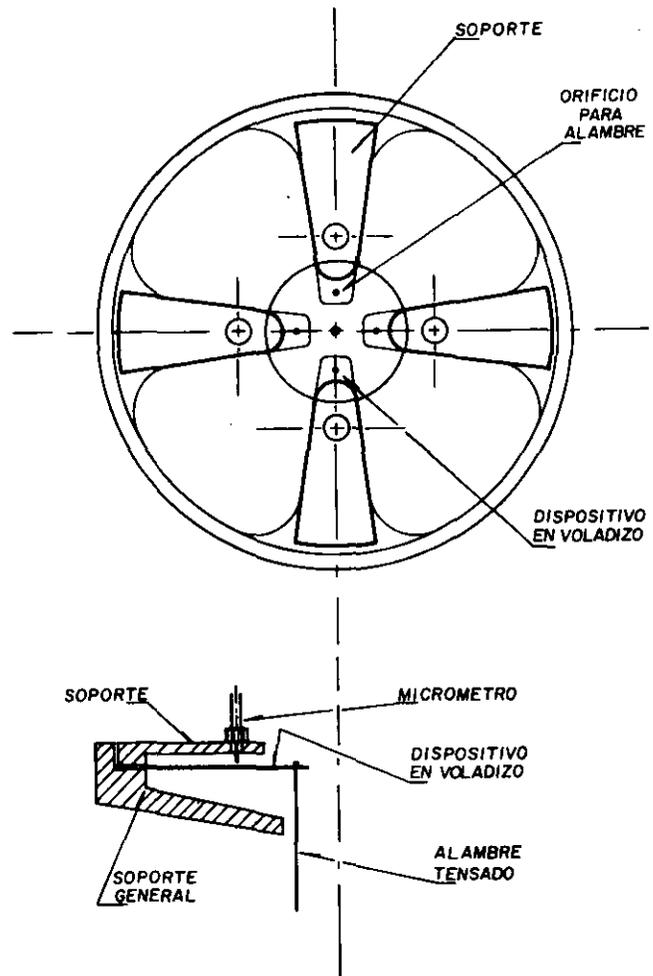


Fig 5 Extensómetro mecánico de alambre tensado en cantiliver.

## Instalación

Estos aparatos se instalan en una perforación vertical o inclinada, anclando cada alambre como se indica en la fig 3. Si el suelo donde se colocarán los extensómetros es inestable, será necesario ademar la perforación con una tubería telescópica.

Cuando los extensómetros atraviesen algún acuífero o manto colgado, su instalación se realizará asegurándose que el terreno de anclaje no esté alterado ni humedecido; esto se logra con la siguiente secuencia de perforación (fig 6):

- Se perfora de 1 a 2 m por debajo del acuífero
- Se inyecta lechada desde el fondo hasta 1 m arriba del acuífero
- Se coloca un ademe de PVC en toda la perforación con la lechada fresca
- Se perfora la lechada dentro del tubo una vez que haya fraguado
- Se continúa la perforación en seco

En caso de instalaciones abajo del nivel freático, es recomendable ademar la perforación para evitar la intercomunicación hidráulica de los diferentes estratos.

De acuerdo con los objetivos descritos en la introducción, el arreglo de extensómetros puede ser alguno de los que se ilustran en la fig 7.

## c. Procedimiento de medición

Los desplazamientos se miden con un micrómetro que se apoya temporalmente en los resortes o *cantiliver* que tensan el alambre (figs 4 y 5).

Debe tenerse en cuenta que los cambios de temperatura ocasionan variaciones en las mediciones; por esto debe anotarse la temperatura ambiente para corregir las lecturas por elongación térmica del alambre, cuando se presenten fluctuaciones significativas.

Las lecturas se efectuarán con la frecuencia requerida en función de la distancia del frente a la sección instrumentada; en la tabla 1 se presentan criterios de frecuencia de lecturas.

## 3 ACTIVIDADES DE CAMPO

Los registros y gráficas que se elaboren deberán ser sencillos y contener la información requerida para su interpretación.

### 3.1 Registros de campo

En el registro se anotará la identificación

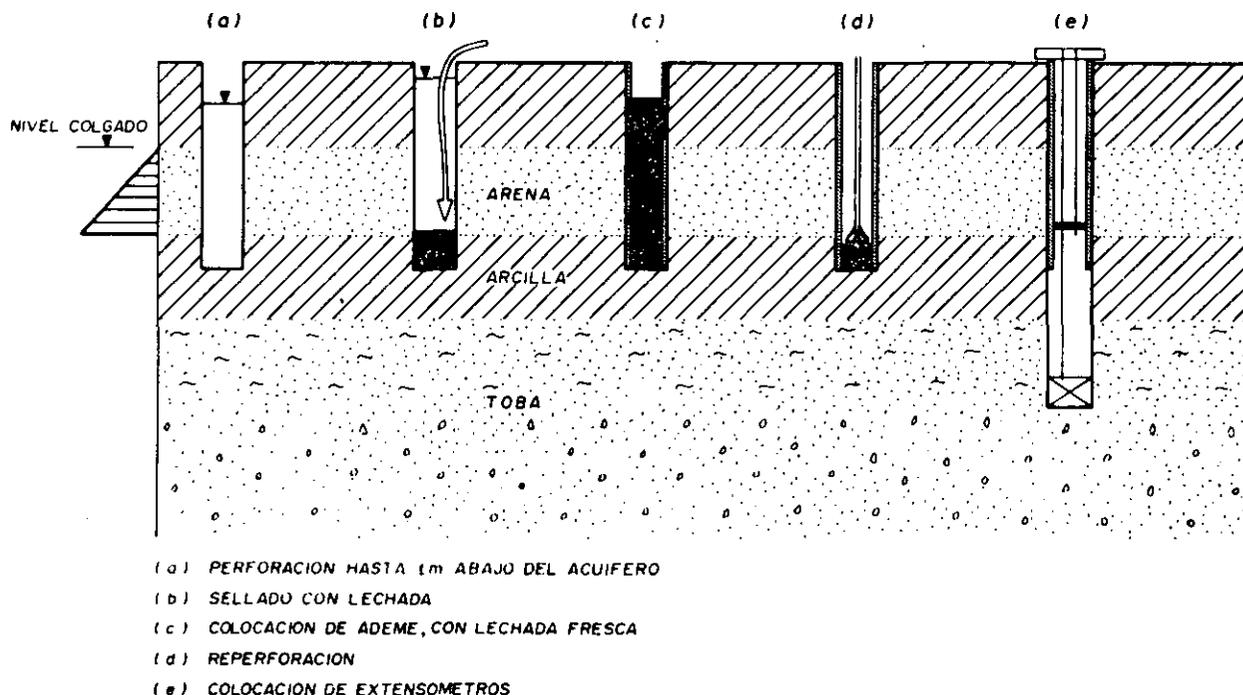


Fig 6 Excavación de barrenos para extensómetros a través de mantos colgados o acuíferos

TABLA 1 Criterios de frecuencia de medición en secciones instrumentadas

Distancia al frente del túnel en diámetros	Frecuencia de lecturas
D	2 diarias
2D a 4D	1 diaria
4D a 10D	1 c/2 días
más de 10D	1 semanal

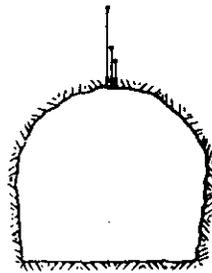
general del extensómetro, presentando su localización, el número de barras o alambres y la profundidad a la que se encuentran, indicando si el aparato se instaló desde el interior del túnel o desde la superficie, así como las lecturas con la fecha y hora en que fueron realizadas (fig 8).

### 3.2 Gráfica de control de campo

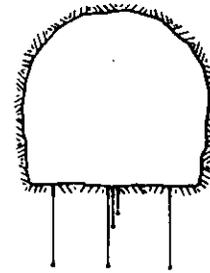
Será una gráfica de desplazamientos contra tiempo que permita apreciar las deformaciones del suelo alrededor del túnel en función del paso del frente (fig 9).

### 4. INTERPRETACION

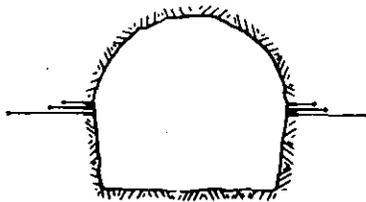
Por medio de las gráficas de desplazamientos



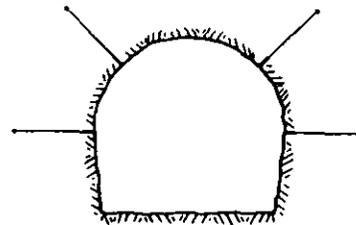
A) AFLOJAMIENTOS EN LA CLAVE



B) EXPANSIBILIDAD EN EL FONDO



C) ESPESOR DEL ANILLO DE DECOMPRESION



D) MODULO DE DEFORMACION

Fig. 7 Arreglo de extensómetros para medir deformaciones en el suelo circundante

DEFORMACIONES EN EL MEDIO CIRCUNDANTE								
IDENTIFICACION	SUPER FICIAL	INTE RIOR	BARRAS O ALAMBRES	PROF.	LECTURA	FECHA	HORA	OBSERSVACIONES
CROQUIS DE LOCALIZACION							OBRA: TRAMO: LOCALIZACION:	

Fig 8 Registro de campo de mediciones con extensómetro

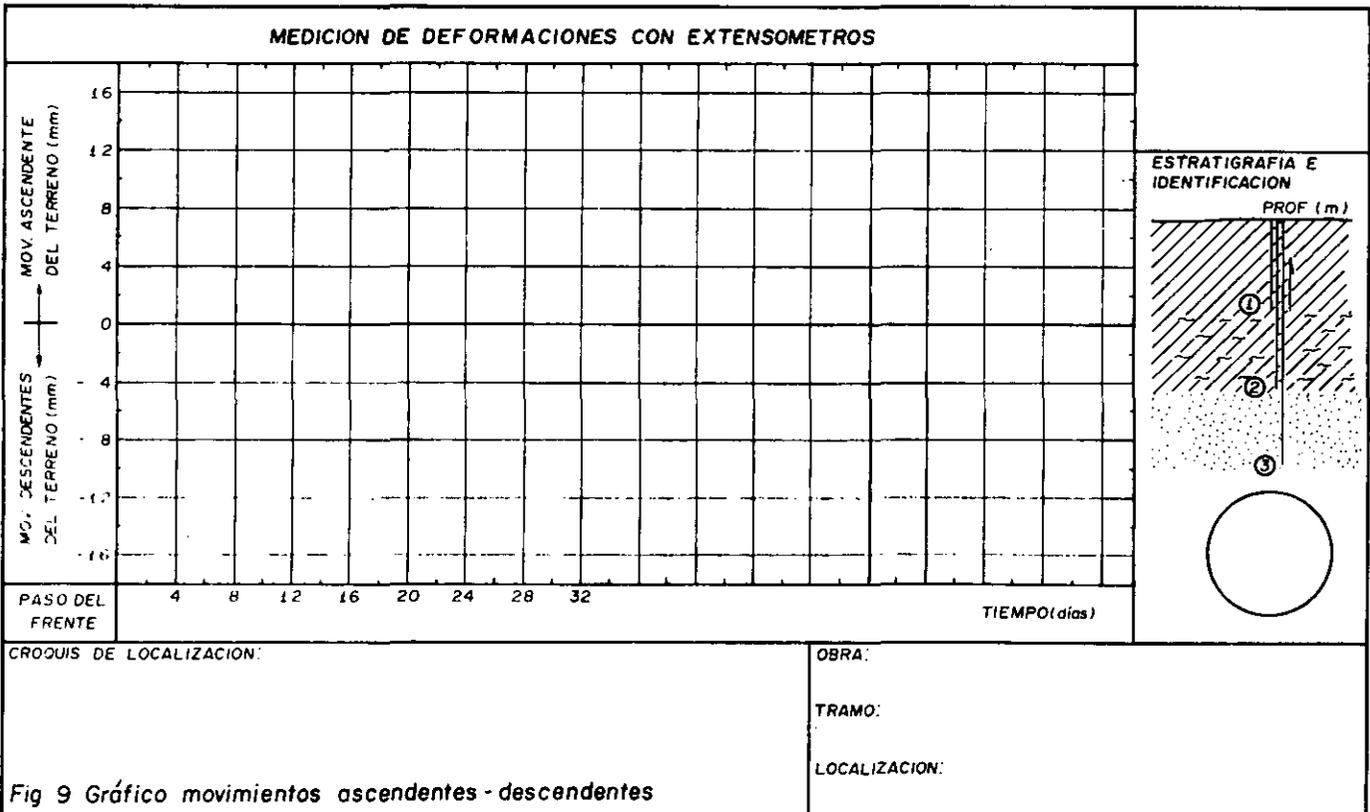


Fig 9 Gráfico movimientos ascendentes - descendentes

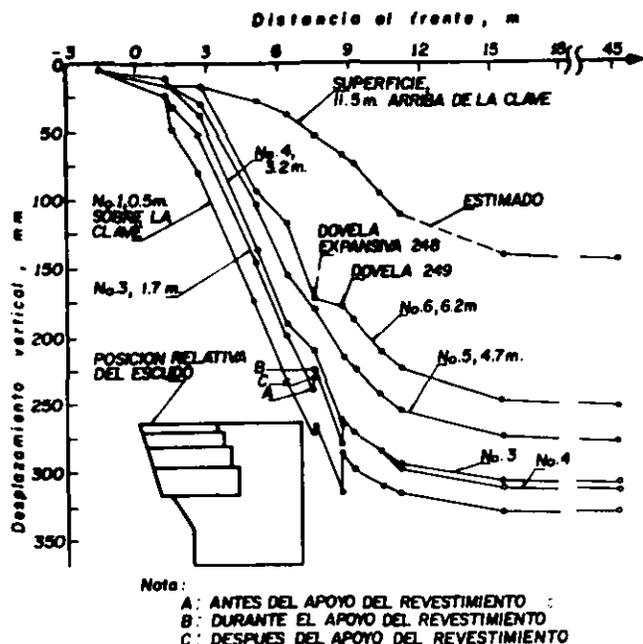


Fig 10 Perfil de desplazamientos longitudinales en la masa de suelo

verticales y transversales, se podrá determinar la distribución de deformaciones que sufre el suelo a causa de la excavación; además, con la velocidad de deformación que presenten los estratos donde se encuentran los extensómetros, será posible identificar la profundidad de la zona plastificada, así como la altura de la bóveda de aflojamiento en suelos granulares.

En el perfil de desplazamientos (fig 10) se puede apreciar los estratos donde ocurren las mayores deformaciones en función del paso del frente y del tiempo en que se colocó el revestimiento.

## 5 COMENTARIOS

- Antes de instalar los extensómetros se definirán claramente los objetivos que se persiguen, ya que de éstos depende su colocación
- Es necesario iniciar las mediciones de extensometría en secciones lo más cercanas posible al frente, particularmente para obtener el módulo de elasticidad representativo de la masa de suelo
- Los resultados obtenidos con los extensómetros complementan las mediciones de convergencia, en cuanto a que permiten calcular corrimientos absolutos de la superficie excavada y en general, reflejan las tendencias de desplazamientos generadas por la excavación
- Con las mediciones realizadas desde el interior del túnel es posible determinar el orden de magnitud o valores máximos de las cargas soportadas por el revestimiento.

## 6 BIBLIOGRAFIA

1. Sánchez T R (1985) *Mediciones de campo en túneles*, curso Victor Hardy'85: Túneles excavados en suelos, AMITOS, México
2. Vinar B J y J Jiménez C (1976) *Instrumentación en mecánica de suelos*, Tesis profesional, UNAM, México
3. SMMS (1981) *Instrumentación y mediciones en túneles*, Oaxtepec, Morelos, México
4. COVITUR (1985) *Manual de estudios geotécnicos*, México

## FIT-3 Características del informe de instrumentación de un túnel

### 1 INTRODUCCION

En la introducción se identificará el tramo de la línea instrumentada, presentando un croquis a escala donde se muestre la localización de las secciones de medición; también deberán aparecer los objetivos, expresados en forma clara y concisa.

#### DESCRIPCION GENERAL

En este capítulo se describirán los aspectos generales de la obra, como son: sección del túnel, características del suelo, procedimiento de ataque del frente, y equipo de excavación y de colocación del revestimiento.

#### 2.1 Características geométricas del túnel

Se presentará un dibujo a escala que muestre detalladamente la sección y características

del revestimiento del túnel.

2.2 Condiciones geotécnicas

Se resumirán las condiciones geotécnicas del suelo a lo largo de la línea, anexando el perfil estratigráfico que contenga las propiedades mecánicas representativas de los estratos principales.

2.3 Procedimiento constructivo

Se realizará una breve descripción del equipo utilizado en la construcción, así como el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación; se incluirá un dibujo que muestre el ciclo de trabajo con la secuencia de excavación del frente.

3 CARACTERISTICAS DE LA INSTRUMENTACION

Se detallarán las características de los aparatos indicando su forma de instalación y de operación, incluyendo dibujos que ilustren su funcionamiento.

3.1 Criterio de instrumentación

En este inciso se describirán detalladamente

los criterios de localización de las secciones instrumentadas, señalando la finalidad de las mediciones, magnitudes físicas medidas, así como las bases de selección de los aparatos utilizados.

3.2 Mediciones

Las principales mediciones que se realizan en un túnel son:

- Asentamientos en la superficie (bancos de nivel)
- Movimientos de la periferia del túnel (convergencias)
- Movimiento vertical del subsuelo entre la superficie y la clave (extensómetros)
- Desplazamientos horizontales de la masa de suelo (inclinómetros)
- Determinación de las presiones del agua dentro de la masa de suelo (piezometría)
- Mediciones especiales

De éstas se presentará la descripción del

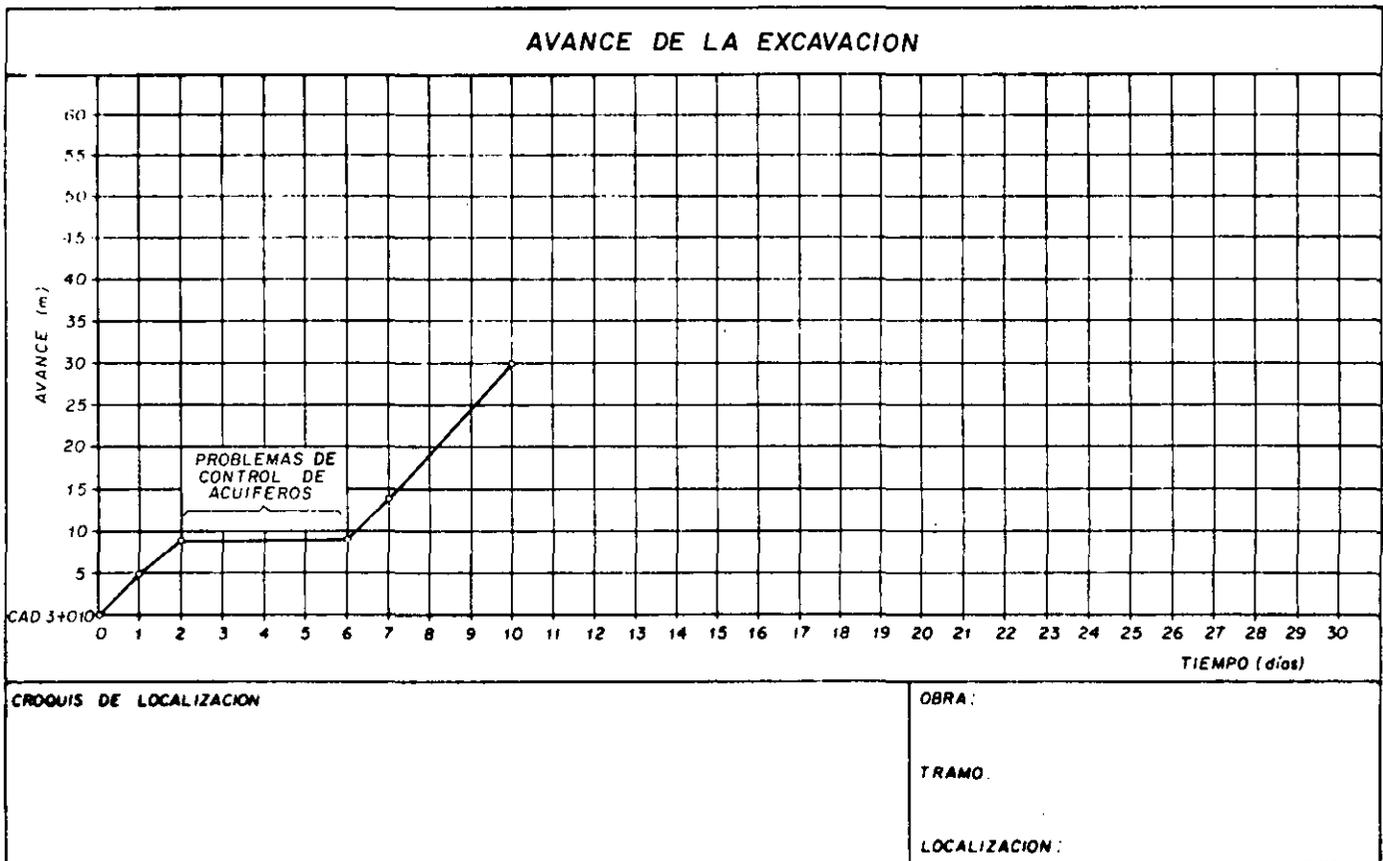


Fig 1 Gráfico del avance de la excavación vs tiempo

instrumento, su instalación y manejo, así como la interpretación de las lecturas; para las convergencias, además se anotará el criterio de selección de las líneas de convergencia y los intervalos de tiempo entre cada medición.

Se pueden considerar como mediciones no convencionales:

- Deformaciones y empujes sobre el revestimiento
- Deformaciones y fuerzas de anclajes

#### 4 PRESENTACION DE RESULTADOS

La interpretación de las mediciones servirá para detectar el desarrollo de condiciones de riesgo y como base para afinar futuros cálculos teóricos y criterios de análisis; para facilitar la interpretación, los resultados se reportarán por medio de gráficas y en forma numérica, anexando la gráfica de avance de la excavación vs tiempo (fig 1), donde se aclare cualquier eventualidad que haya provocado irregularidades durante la construcción.

#### 4.1 Asentamientos superficiales

En este inciso deberá especificarse el valor del asentamiento máximo y el cadenamiento donde se presentó, indicando las particularidades de este sitio en relación al resto del tramo.

Para los asentamientos se presentarán dos gráficas:

- Asentamiento vs tiempo para cada banco, donde se aprecien las deformaciones que ocurren a medida que el frente se acerca; se indicará la distancia existente entre el frente y la sección instrumentada para cada fecha de medición, así como un croquis de localización del banco (fig 2).
- Perfil transversal y longitudinal de asentamientos, para mostrar la evolución de los asentamientos en función de las fechas del paso del frente para las secciones instrumentadas; de este perfil se deducirá la longitud de influencia de la excavación en relación a la posición del frente.

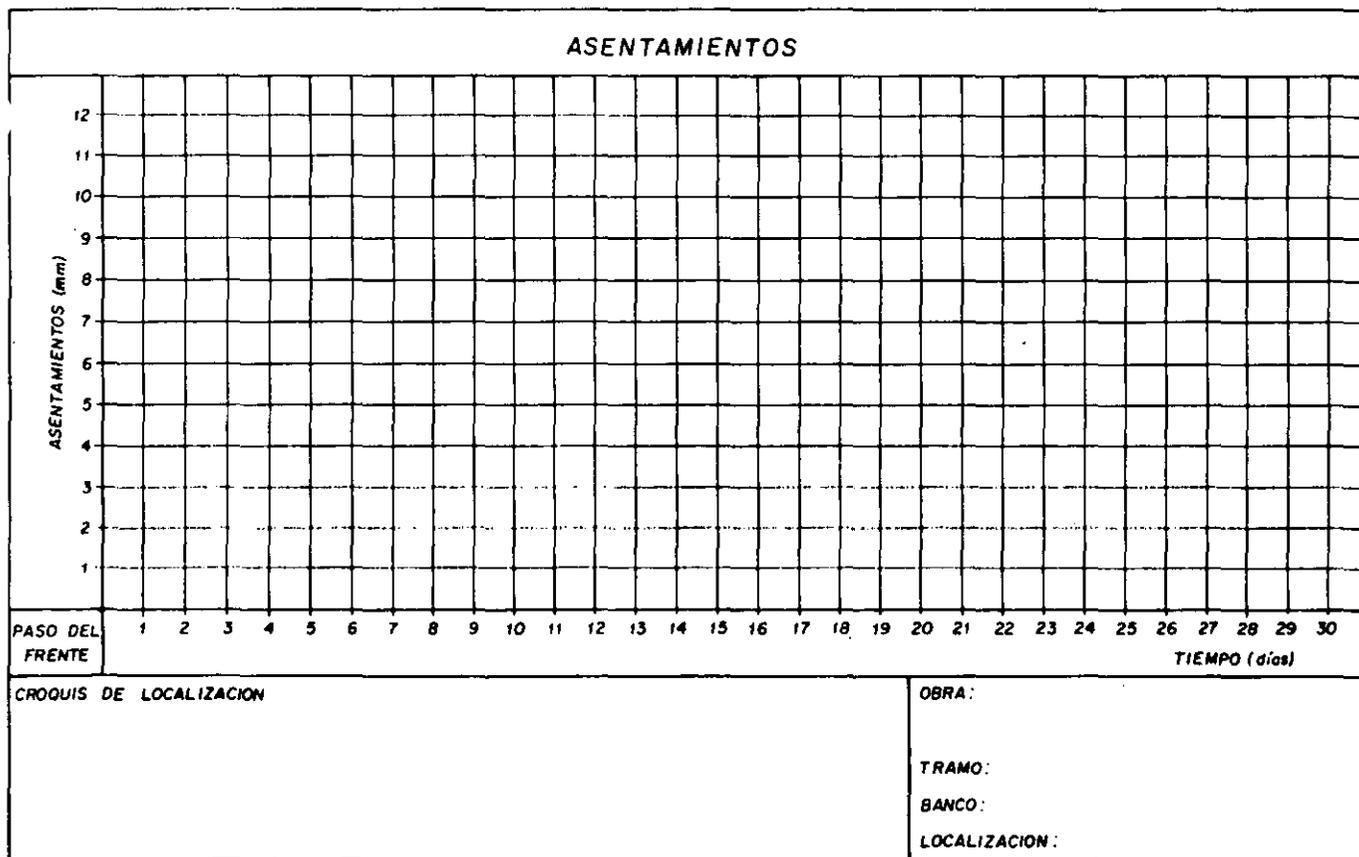


Fig 2 Gráfica asentamiento vs tiempo

Además se presentará un dibujo del perfil transversal de asentamientos para comparar los resultados de las mediciones efectuadas con las predicciones teóricas del estudio geotécnico (figs 3 y 4).

4.2 Convergencias

Los resultados se presentarán en una gráfica que muestre el acortamiento o alargamiento entre puntos contra tiempo (fig 5); las lecturas se resumirán en una tabla donde aparezca la estación, identificación del anillo de dovelas, fecha de excavación, fecha de instalación, deformación máxima, así como la primera y la última lectura.

4.3 Desplazamientos en la masa de suelo

Las lecturas de los extensómetros se presentarán en una gráfica de movimientos ascendentes-descendentes vs tiempo, donde también

se aprecie la distancia al frente (fig 6).

Estas lecturas también se resumirán en una tabla donde aparezca la identificación del extensómetro, el cadenamiento, profundidades a las que se colocaron y las respectivas lecturas de las deformaciones inicial y máxima, así como la lectura donde se hayan estabilizado los desplazamientos; asimismo, se incluirá una interpretación detallada de los resultados.

Los resultados de las mediciones con inclinómetros se reportarán en una gráfica donde se muestre la evolución de la configuración de los desplazamientos horizontales con la profundidad para cada fecha de medición, incluyendo un perfil estratigráfico representativo del suelo en ese punto, así como un dibujo que indique la posición del inclinómetro respecto al túnel (fig 7).

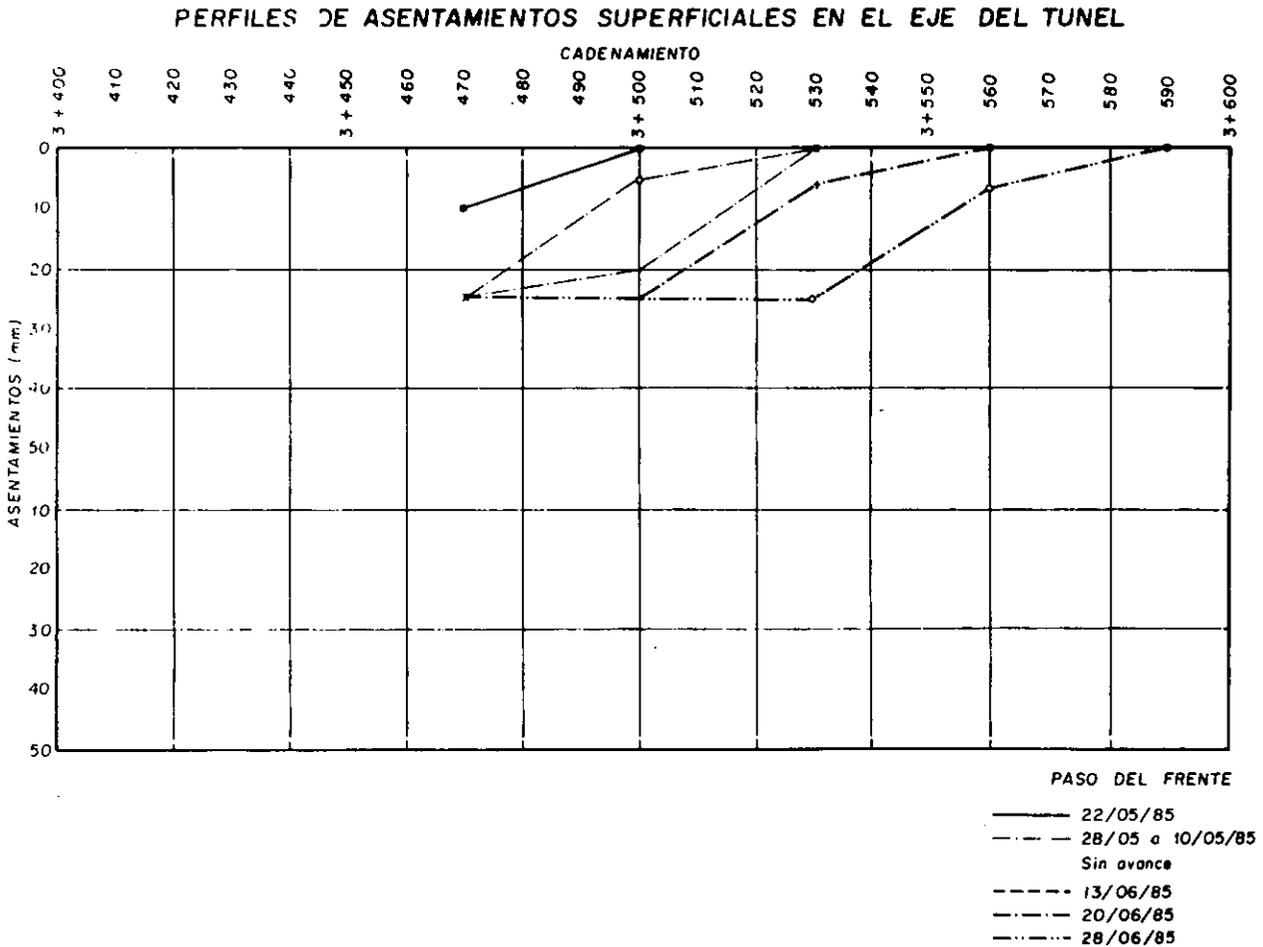


Fig 3 Perfiles de asentamientos superficiales en el eje del túnel

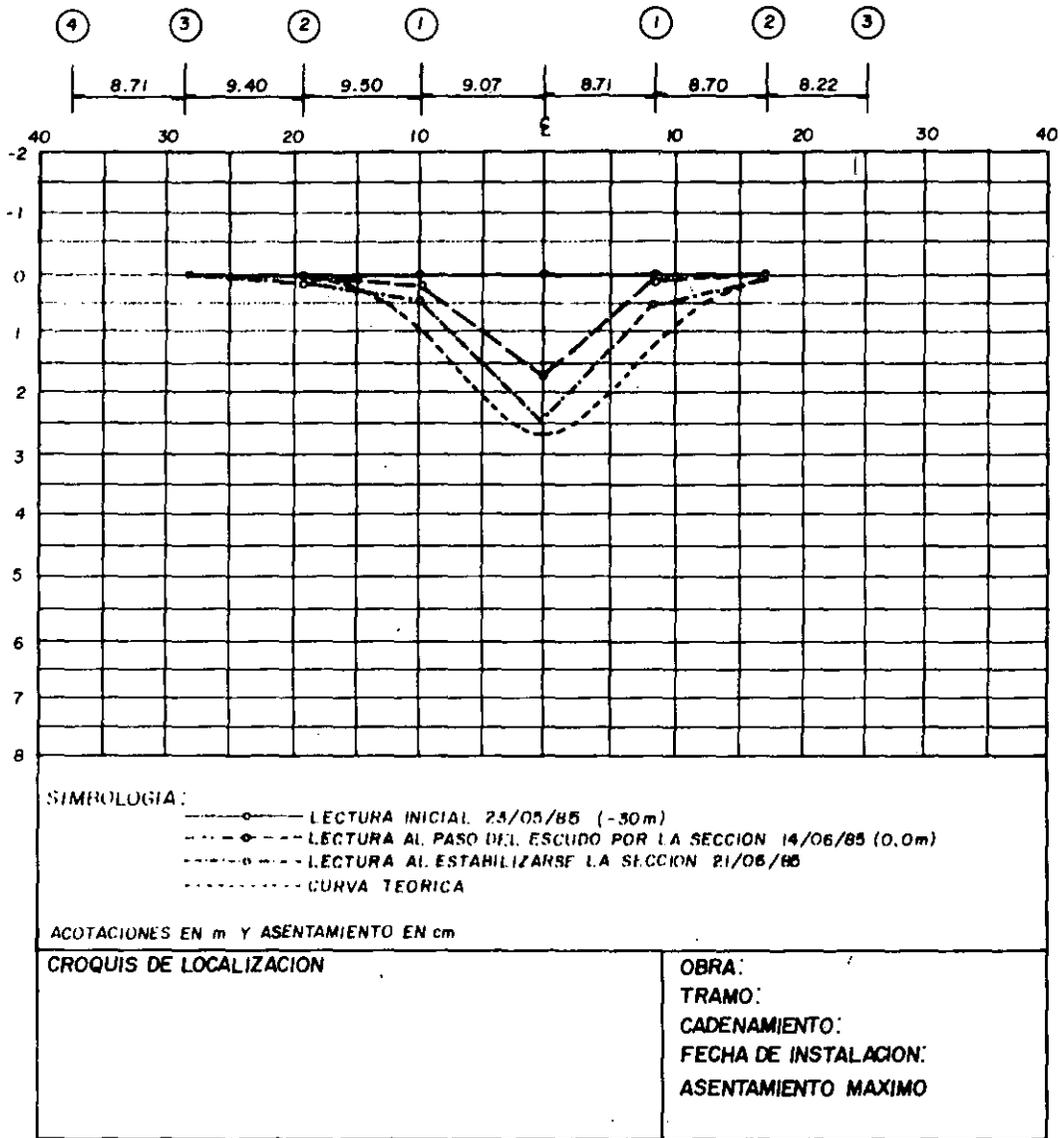
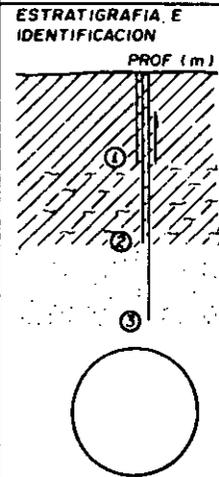
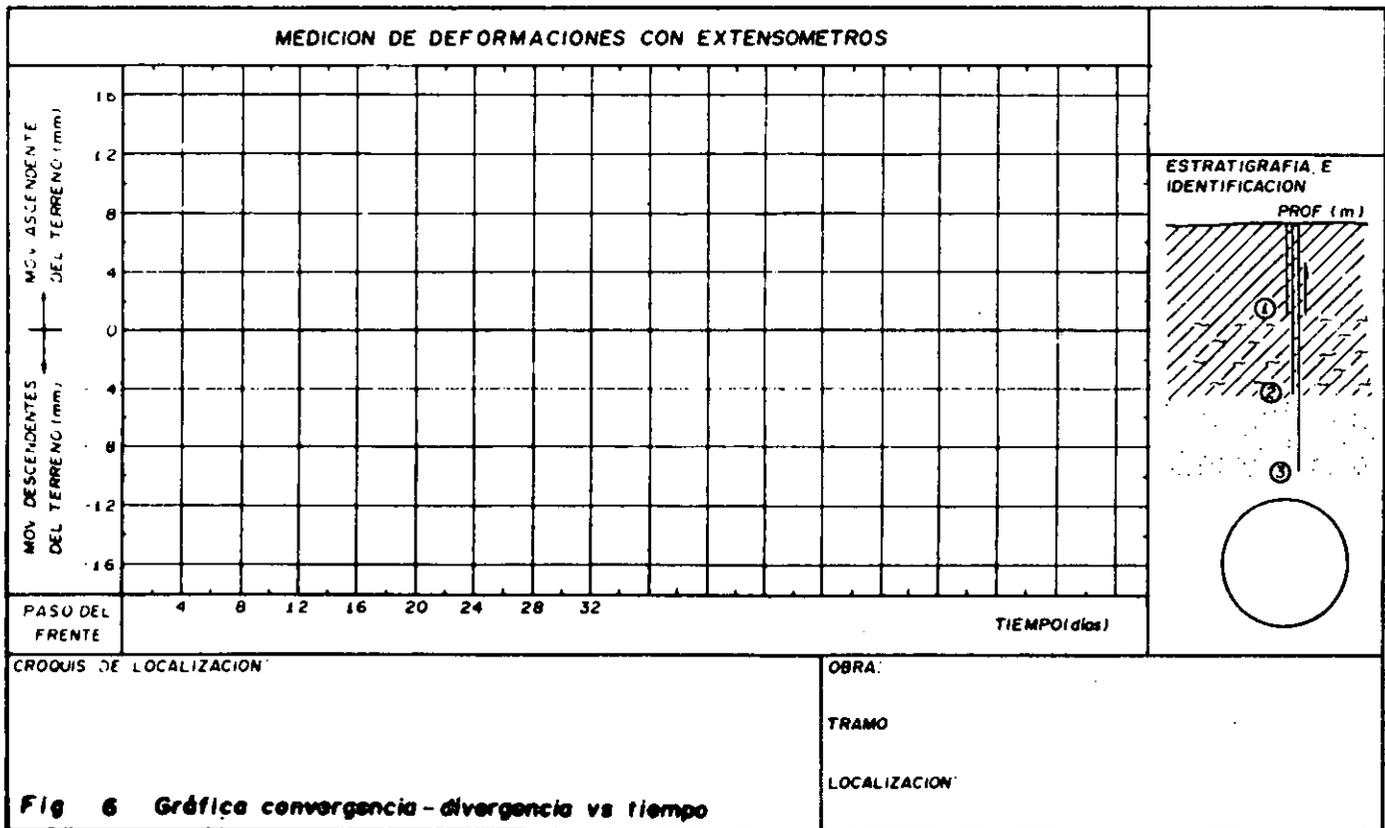
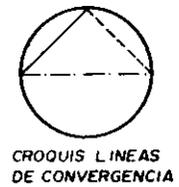
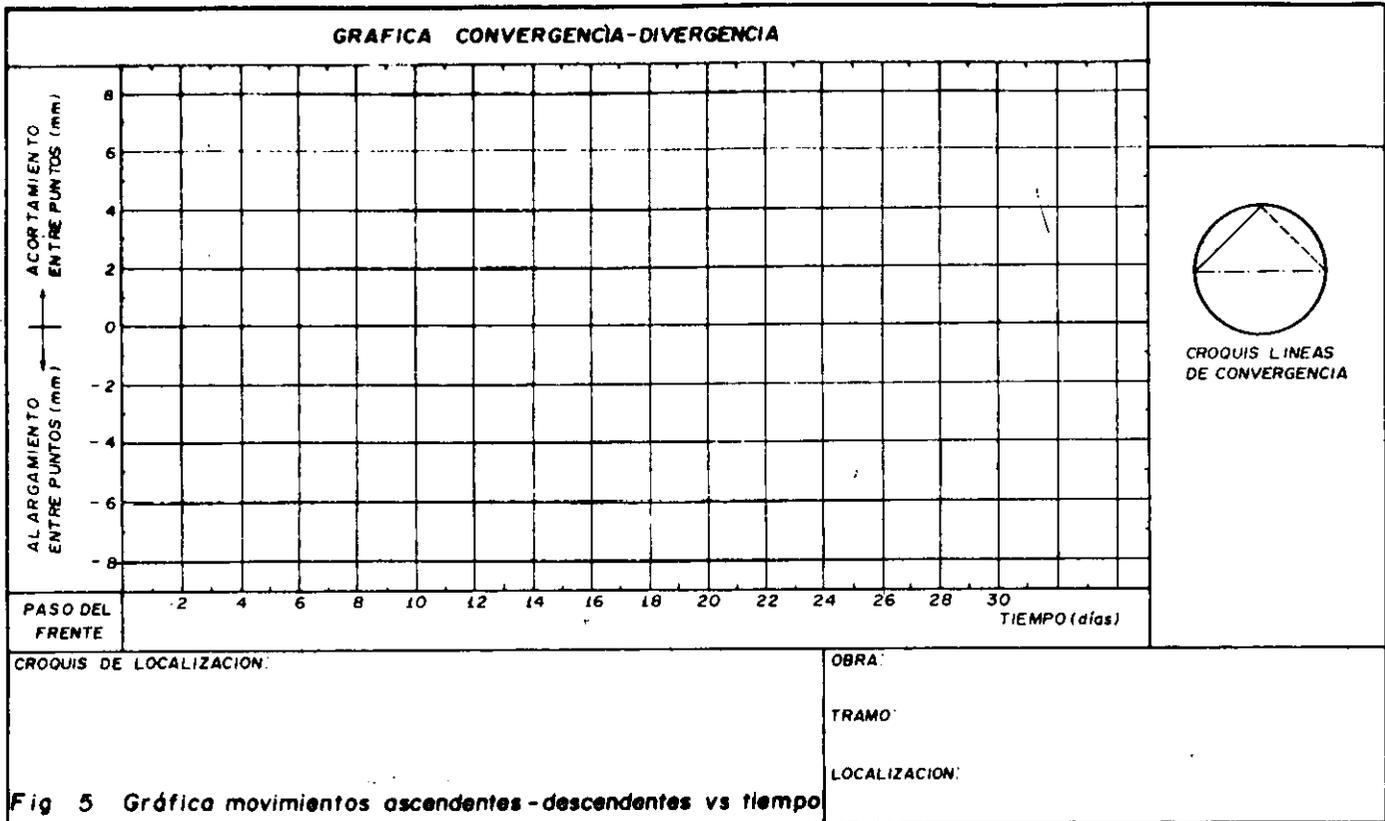


Fig 4 Perfil transversal de asentamientos teóricos y medidos



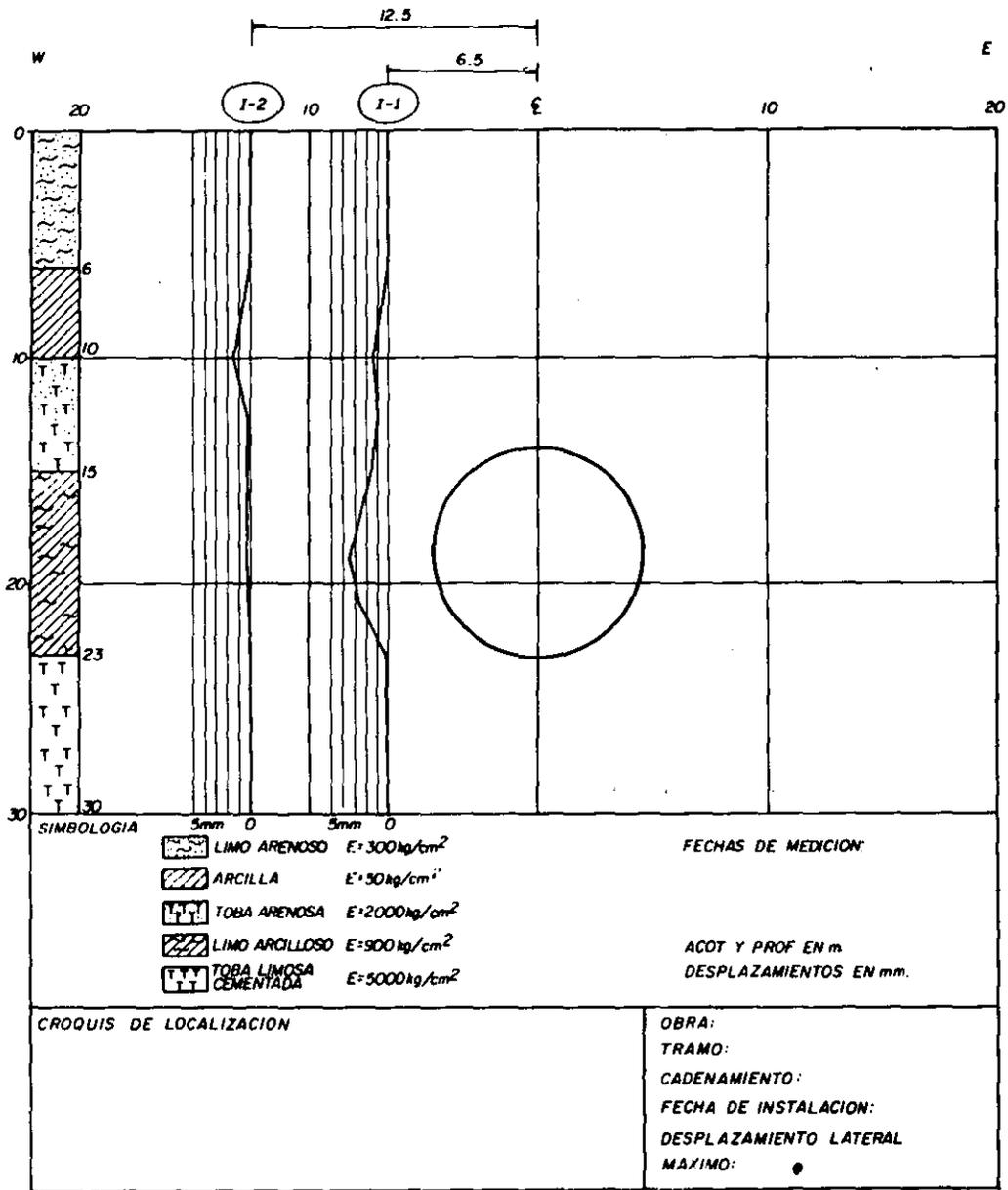


Fig 7 Gráfica de mediciones con inclinómetro

4.4 Piezometría

Se graficará la evolución de la columna de agua vs tiempo en cada una de las estaciones piezométricas, interpretando las variaciones observadas en relación con el paso del frente por ellas (fig 8)

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se resumirán las mediciones efectuadas, con una breve interpretación de cada una de ellas.

Con base en los resultados obtenidos, se

formularán recomendaciones específicas en relación a los siguientes aspectos:

- Teorías o procedimientos de análisis de asentamientos y cargas sobre el revestimiento
- Procedimiento constructivo

Estos comentarios deberán enfocarse a mejorar el diseño y construcción de otros túneles en condiciones similares, señalando los errores de mayor influencia en el comportamiento de la obra.

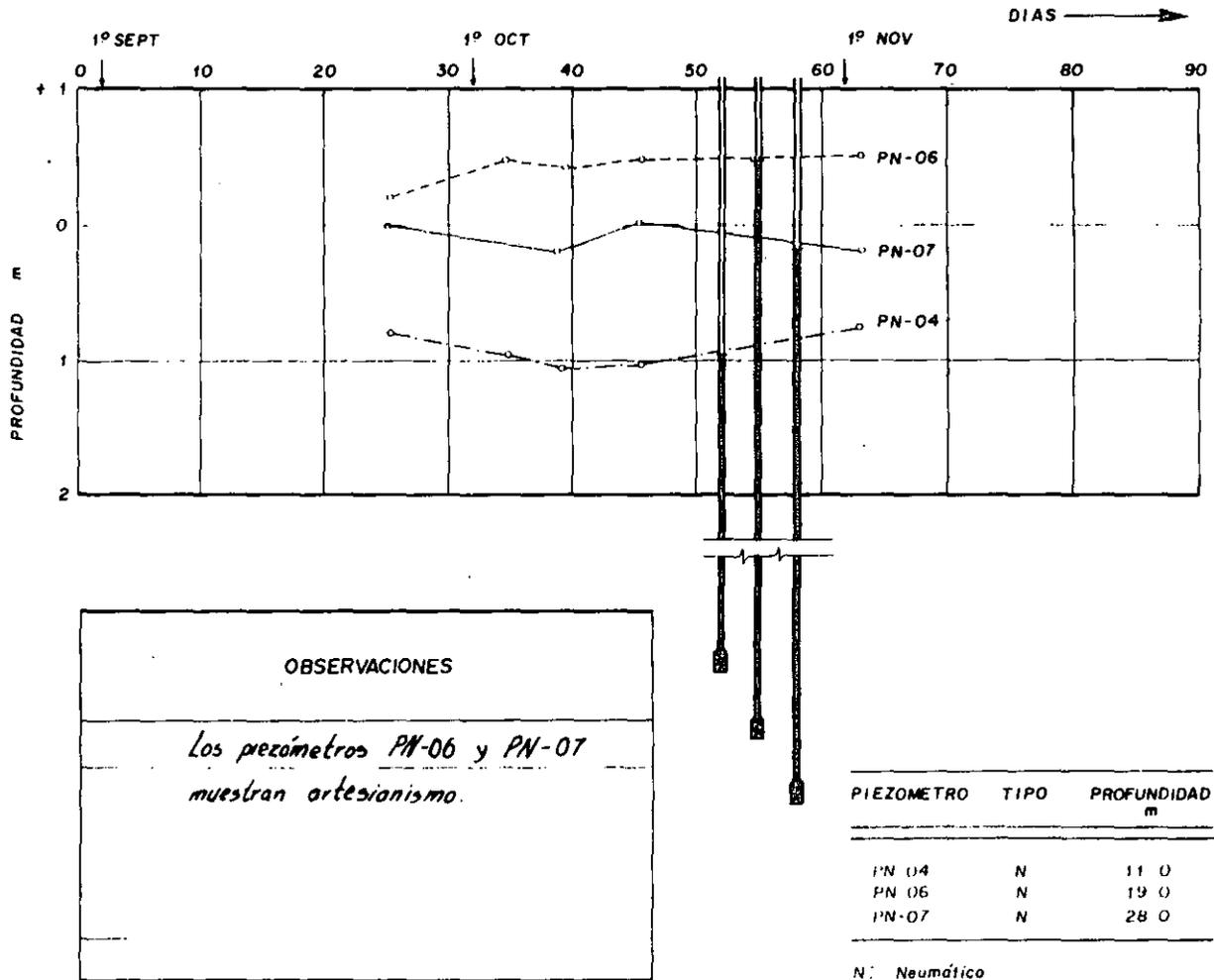


Fig. 8 Evolución de la columna de agua vs tiempo

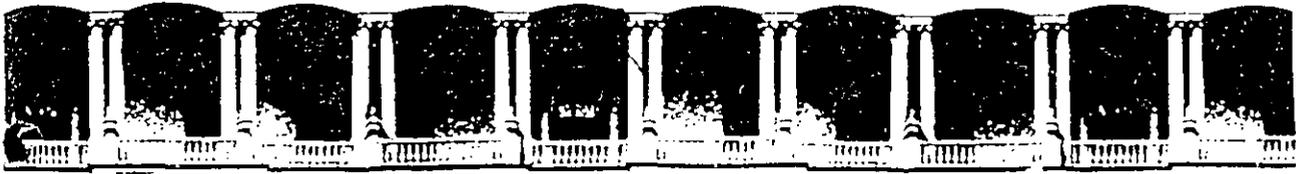
# DISEÑO DEL METRO EN TUNEL

## FE DE ERRATAS

<u>Página</u>	<u>Renglón</u>	<u>Dice:</u>	<u>Debe decir:</u>
III	8	GEOTECTINO	GEOTECNICO
separador			
cap 3	6	DISEÑO ESTRUCTURAL	DISEÑO GEOTECNICO
cap 3	7	FICHAS DE DISEÑO	INSTRUMENTACION DE CAMPO
1	19i*	(ref 2)	(ref 13)
1	22i	(ref 3)	(ref 2)
1	25i	(ref 4)	(ref 10)
1	32i	(ref 5)	(ref 17)
7	26i	fig C 3b	fig C 4b
17	13d*	$sm_2$	$a = 0$
22	61d	siend	siendo
31	nota (3)	del eje $u_0$	del eje, $u_0$
42	10	tabla C-6	tabla C-5
53	18i	ecuación	sección

\* 19i significa renglón 19 columna izquierda

13d significa renglón 13 columna derecha



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

CURSOS ABIERTOS

V I CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO II MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS  
SUBTERRANEAS

MOVIMIENTO INDUCIDO POR TUNELEO



CENTRO DE INFORMACION  
y DOCUMENTACION  
"ING. BRUNO MASCANZONI"

ING. LEONARDO REYES SANTOS

OCTUBRE 1993

LINEAS CARACTERISTICAS (CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO)  
DEL MEDIO Y EL REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. LEONARDO REYES SANTOS

INTRODUCCION.

Por la gran cantidad de variables que intervienen en las sollicitaciones a que están sujetos los túneles no es posible contar con un método de análisis que dé soluciones exactas, - sino que normalmente se hace necesario el uso de una serie de hipótesis aproximadas que simplifican el problema.

Como es sabido, el campo de elementos básicos que se - - abordan en los diferentes modelos de análisis corresponden a: Sollicitaciones naturales preexistentes en el terreno, propiedades mecánicas del terreno, características de la estructura de soporte y la influencia del método constructivo utilizado.

En realidad ninguno de los modelos antes planteados es - capaz de considerar todos los conceptos enunciados. Debe tenerse en cuenta, además, el hecho de que el problema es variable respecto al tiempo y que existen efectos tridimensionales, de esfuerzo y deformación, en las zonas del túnel más cercanas al frente de excavación, de difícil evaluación. De ahí -- que la mayoría de los modelos presenten restricciones teóricas importantes por lo cual deben ser tomados los resultados de éstos con pleno conocimiento de las hipótesis de base y --

con un criterio amplio que sólo es posible adquirir en la verdadera práctica de tuneleo. Al respecto LOMBARDI ha expresado, con un cierto sentido del humor, que después de una auscultación del comportamiento real del túnel respecto a los resultados de un modelo teórico "cualquier semejanza de la solución obtenida con la realidad es pura coincidencia".

Un concepto aceptado actualmente es el de considerar que las cargas que actúan sobre un soporte no tienen un valor que se pueda estimar a priori y que el valor final de las mismas depende del momento de colocación del soporte, de su rigidez, así como de las deformaciones sufridas por el terreno antes y después de la puesta en obra del mismo.

Las soluciones que se han dado a la estimación de las cargas y en general al comportamiento que tiene la masa del terreno al ser abierta la cavidad del túnel son:

Los métodos semi-empíricos como los de TERZAGHI, PROTODYAKONOV y BIRBAUMER que, como se recordará, utilizan una clasificación más o menos compleja, generalmente basándose en un gran número de obras ya establecidas, cuyos resultados quedan en función de parámetros del terreno y de la obra de simple evaluación. Estos métodos en general consideran una cierta cantidad de la masa del terreno que gravitará sobre el techo del túnel utilizando algunos parámetros simples para describir el problema, como el peso propio de los materiales, en base a principios semi-empíricos del comportamiento del terreno y el soporte, como el principio de arqueo. Sin embargo, las deformaciones del terreno y las del soporte y, con ello, las condiciones de compatibilidad de las deformaciones son consideradas de una manera aproximada que no aclara los verdaderos efectos de la interacción terreno-soporte.

Los métodos de la elasticidad clásica bidimensional plantean las condiciones de compatibilidad de las deformaciones -

en el interior del terreno pero se omite la influencia del tiempo y de los procesos de construcción y colocación del soporte. El mismo inconveniente han tenido que afrontar los métodos de análisis elasto-plásticos, aunque sus soluciones han mostrado mejor adaptabilidad para las condiciones de muchos túneles, sobre todo profundos.

El modelo de análisis de elementos finitos, puede plantear las condiciones del problema de compatibilidad de las deformaciones al considerar, para el análisis, las rigideces del terreno y del soporte en un modelo conjunto, con lo que parece haber dado finalmente con la solución del problema, sin embargo, en opinión de diferentes autores, tal método resulta demasiado "pesado" para su utilización corriente en los diseños de túneles, y, por otro lado, omite la influencia del método constructivo de la que particularmente importante es la colocación del soporte; dicho de otra manera, no se consideran las modificaciones que sufre el terreno, hasta el momento de colocar un soporte efectivo, con los programas de elementos finitos actualmente utilizados. Algo similar puede decirse de los modelos estáticos basados en la sustitución del terreno por medio de barras (método de la poligonal), en el que además del inconveniente anterior, en el terreno se estiman las reacciones en forma muy aproximada, despreciando la influencia del tiempo. Para tener en cuenta estos aspectos, tanto en un método como en el otro, habría que llevar a cabo varios análisis con diferentes condiciones de rigideces relativas en la frontera soporte-terreno, cuyos resultados permitirían establecer los rangos de variación en que se desarrolla el problema, pero ello implica por una parte suponer con suficiente aproximación las rigideces mencionadas, lo cual no es fácil, y por otra, encarecer notablemente el cálculo, lo cual sólo en proyectos de cierta envergadura podría justificarse.

De este breve repaso se puede observar que los métodos de análisis han tenido que omitir, para facilitar sus planteamientos, alguno o algunos de los siguientes aspectos:

- La compatibilidad de las deformaciones relativas entre el terreno y el soporte.
- El estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones, sobre todo, en las proximidades del frente de excavación.
- La influencia del tiempo en las deformaciones debidas al comportamiento viscoso y a la reología del terreno.
- La influencia de las fases de excavación y construcción del túnel, fundamentalmente en lo que corresponde a la colocación del soporte.

## 1. IDEAS GENERALES.

Como hemos podido observar, uno de los problemas a resolver es el de plantear una correlación acertada entre las deformaciones del soporte con las del terreno por un lado y de la relación entre las presiones que ejerce el terreno, sobre el soporte y las reacciones de éste por otro. Dentro de todo esto, además, se deben plantear procedimientos mediante los cuales sea posible considerar los efectos tridimensionales en el problema, así como la influencia del tiempo y la influencia del comportamiento viscoso del terreno en la solución final del equilibrio del sistema, visto el problema como un fenómeno evolutivo, es decir, variable en el tiempo y por los medios de construcción utilizados.

Aunque no se cuenta actualmente con una solución que cumpla con todos los requerimientos en forma estricta, en este -

capítulo, trataremos del modelo conocido como de las Líneas - Características que ha despertado en los últimos años un creciente interés por parte de los especialistas en el análisis de túneles, ante todo por tratarse de un método que describe, de una manera relativamente simple, el comportamiento conjunto del soporte y del terreno en su interacción al formar, ambos, un sistema estructural compuesto.

Para comprender el significado general de la interacción terreno-revestimiento explicado por el método de las líneas - características hagamos el siguiente experimento hipotético:

Supongamos un plano infinito del terreno atravesado por una galería de forma circular, al principio llena de un líquido a presión contenido por una membrana de elasticidad idealmente infinita. La presión inicial que las paredes de la galería ejercen sobre la membrana y el líquido corresponde al estado natural de esfuerzos  $\sigma_0$ . En el líquido contenido por la membrana se tendrá un valor de la presión igual al esfuerzo natural preexistente en el terreno, considerando de esta manera que no se han alterado en nada las condiciones del terreno circundante a la galería.

Si a continuación comenzamos a disminuir la presión en el interior del líquido, permitiendo un flujo progresivo del mismo, se observará que el suelo que forma las paredes de la galería tenderá a desplazarse con un movimiento del perímetro de la excavación hacia el interior (convergencia), deformación que irá aumentando progresivamente al ir disminuyendo la presión estabilizadora interior del fluido.

En las primeras etapas de deformación, el terreno seguirá las leyes de la elasticidad, comportamiento representado por el tramo A-B en la gráfica de la fig. 1.1 . A partir de cierto momento tales deformaciones sobrepasarán los límites -

del comportamiento elástico del material, presentándose, en el mismo, fenómenos de ruptura y plastificación, que se muestran en la gráfica mediante un aumento de las deformaciones de una manera no proporcional a la disminución interna de la presión de estabilización proporcionada por el líquido. Las deformaciones que llegue a alcanzar el terreno, pueden crecer indefinidamente hasta el cierre de la cavidad (curva A-B-C) cuando la presión de estabilización sea nula, o bien, pueden detenerse si se logra estabilizar el terreno (caso no presentado en la figura), lo que representaría a una cavidad estable por sí misma. Sin embargo, cuando el terreno alcanza estados de ruptura o de comportamiento viscoso, fenómenos asociados a altas magnitudes de deformación, la presión crece como se muestra por el trazo C-D de la figura.

Si el comportamiento del terreno fuera puramente elástico, la forma de la línea característica de la cavidad tendría que ser una recta que corte al eje de las abscisas (recta A-A'), -teniéndose una deformación total del tipo elástico.

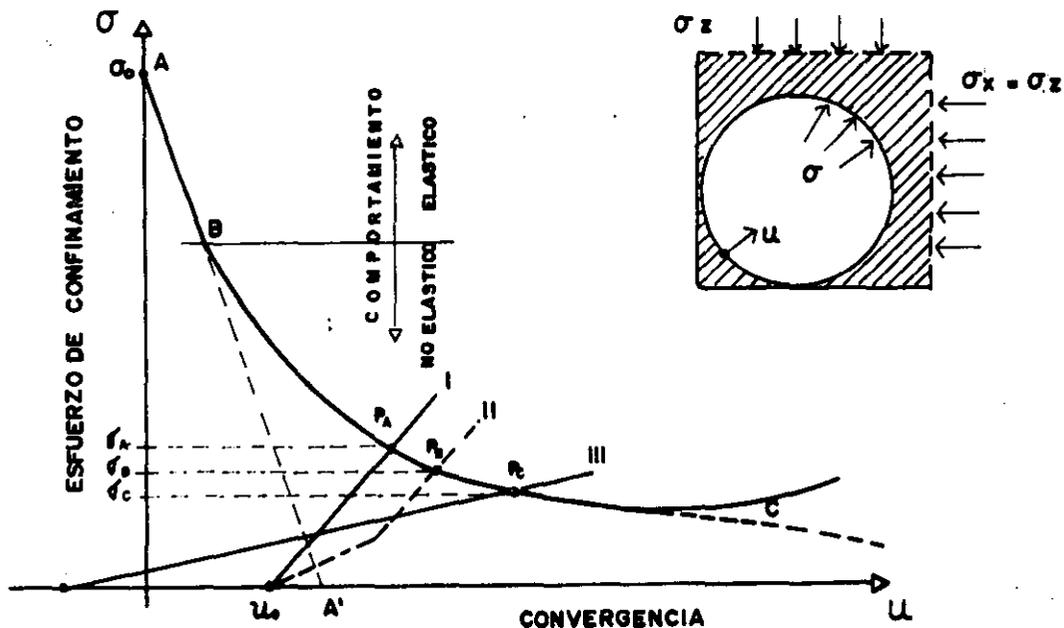


FIG. 1.1. -LINEAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y DE DISTINTOS SOPORTES

En la fig. 1.1. , se pueden distinguir, en relación con la línea característica del terreno, diversas líneas correspondientes a distintas estructuras de soporte. Una vez que el revestimiento empieza a ser solicitado por el terreno al entrar en contacto con él, sufrirá un aumento progresivo de presiones que lo llevarán a desarrollar incrementos progresivos del valor de su reacción contra el terreno, en sentido opuesto a la presión del terreno.

En todos los casos, tales incrementos de la presión de confinamiento sobre el soporte vendrán ligados al desarrollo de deformaciones de convergencia de las paredes del mismo, hacia el interior de la cavidad que dependen de su comportamiento mecánico (rigidez del soporte). Graficando el comportamiento esfuerzo-deformación del soporte se obtiene la curva característica del revestimiento o soporte, como se muestra en la fig 1.1. :

En el caso I, se tiene un soporte de comportamiento elástico relativamente rígido, el caso II representa la combinación de un primer soporte deformable y un segundo más rígido y finalmente el caso III corresponde a un soporte presforzado.

La intersección entre la línea característica del terreno con la línea característica del soporte proporciona el punto correspondiente al estado de equilibrio, en el cual el esfuerzo de confinamiento que demanda el terreno para su equilibrio es, igual a la reacción del revestimiento, después de que se ha producido una convergencia.

En la misma fig 1.1. los puntos  $P_A$ ,  $P_B$  y  $P_C$  corresponden a los estados de equilibrio posibles correspondientes a los tres tipos de soporte representados, la presión final que ejerce el terreno sobre el soporte tendrá, respectivamente para cada caso, el valor de  $\sigma_A$ ,  $\sigma_B$  ó  $\sigma_C$ .

El valor de la deformación  $u_0$  que determina el origen de la línea característica del soporte, depende de las deformaciones que el terreno haya sufrido hasta el momento en que el soporte comience a ser solicitado por el terreno.

Es importante hacer notar cómo, para una misma cavidad, se pueden tener diferentes valores de la presión final sobre el soporte, mostrándose nuevamente el hecho de que dicho valor final no está determinado a priori por el estado natural del terreno y las dimensiones de la obra.

El estado natural de esfuerzo determina el origen de la línea característica del terreno, mientras que el comportamiento mecánico del mismo determina la forma que habrá de adquirir la curva. En el soporte, el método constructivo en general y la demora en ponerlo en servicio, determinan el origen de su línea característica, siendo que su forma depende de la rigidez y deformabilidad del soporte empleado.

Un modelo como el descrito arriba, tiene las ventajas de poder considerar los mecanismos de la interacción entre el terreno y el soporte o el revestimiento de túneles donde es posible tener en cuenta, aunque sea aproximadamente, algunos de los factores importantes que hemos estado señalando, tales como: la influencia del tiempo, el comportamiento viscoso, la reología del terreno y la influencia del frente de excavación respecto a los efectos tridimensionales. Ahora bien, su consideración no puede ser específica, pues más bien es de manera global cuando se constituyen las curvas características, por lo que la validez del método estará en función de la exactitud con la cual las líneas características representan al comportamiento del terreno y del soporte.

De ambas curvas, la menos conocida es la del terreno, puesto que su forma depende de su comportamiento mecánico com-

plejo, que es un problema sobre el cual no se tienen soluciones exactas. Por otra parte, el modelo mecánico que sea adoptado para la construcción de la línea característica del terreno debe aportar un coeficiente de seguridad en el que se tomen en cuenta las posibles rupturas en las paredes de la cavidad, todo esto, sin alejarse demasiado del comportamiento real del terreno.

Por su parte, la curva de resistencia del revestimiento que no es sino su línea característica, depende en gran parte de la rigidez de los materiales usados, y su evolución durante las fases de construcción (endurecimiento del concreto, colocación de soportes definitivos, etc.); normalmente la determinación de esta curva resulta ser más sencilla que la del terreno, ya que el revestimiento es habitualmente fabricado con materiales de construcción, cuyas características de carga/deformación son en general bien conocidas o es más fácil determinarlas a partir de ensayos de carga sobre el propio revestimiento o en un modelo a escala del mismo.

El origen, del cual parte la curva característica del soporte, depende de la pre-deformación que el terreno haya sufrido, incluyendo las que ocurren, aún antes de ser excavada la sección (muy cerca al frente de la excavación), hasta el momento en que el terreno carga sobre el ademe. Como es fácil apreciar, las líneas características tienen la posibilidad de explicar, de una manera simple, los efectos que las fases de construcción producen sobre la estructura conjunta del túnel, ya que el método trata de reproducir la realidad mediante las curvas de comportamiento de sus principales componentes (terreno y revestimiento), y no de reemplazar a la realidad mediante modelos matemáticos o modelos estáticos, ya sea mediante barras, elementos planos, etc. Por otra parte, tienen la virtud de expresar claramente cómo con una adecuada

rigidez del soporte y un oportuno tiempo de colocación se logran solicitaciones y esfuerzos menores que redundan en la economía (compárese el punto  $P_A$  con el punto  $P_C$  de la fig. 1.1.).

Para generalizar la noción de líneas características, se puede emplear la siguiente definición: La línea característica del terreno es el lugar geométrico de los puntos de equilibrio posibles. Cada punto representa un valor de la presión de confinamiento, que el terreno requiere para el equilibrio, y la magnitud de las deformaciones de convergencia correspondientes. Asimismo, puede decirse que la curva representa la variación de esfuerzos radiales en el terreno en torno al túnel en función del progreso de las deformaciones. La presión de confinamiento es aquella presión que, desde el interior del túnel, trata de impedir los desplazamientos del terreno.

La línea característica del soporte representa, por su parte, el comportamiento esfuerzo-deformación del sistema de soporte empleado. Cada punto muestra la resistencia que el soporte ofrece al terreno y las deformaciones asociadas a cada estado de solicitación.

Cuando las líneas características del terreno y del soporte se interceptan, el punto de intercepción proporciona al estado de equilibrio compatible con los comportamientos mecánicos de ambos elementos, terreno y soporte, siempre y cuando no se hayan alcanzado los límites de resistencia del soporte ni se hayan rebasado los límites de deformación que en el terreno producen fenómenos de degradación progresiva y aflojamientos pues esto conduce a cambios importantes en el valor final de las cargas que actúan sobre el ademe.

Otros términos comúnmente empleados para denominar a las líneas características son: en Francia, "curvas de convergencia -confinamiento"; en Austria y Alemania, "curvas de Fenner-

Pacher" y el más difundido término de "líneas características" del cual somos partidarios para emplear en el cuerpo de este trabajo. El hecho de que no se tenga un solo término para -- identificar al método, es demostrativo del interés por parte de especialistas de diferentes partes del mundo donde desde -- hace mucho tiempo se tiene una importante tradición tunelera, pero, además, demuestra que actualmente no se han llegado a -- conclusiones aceptadas por todos ellos. Así por ejemplo, no se tiene una forma por todos aceptada de cómo deben ser traza das las curvas y se pueden encontrar en varios artículos pu blicados pequeñas variaciones en la forma de construcción de las gráficas: Presión en función de las deformaciones, o bien, las deformaciones en función de la presión. De las diferen -- tes formas utilizadas la fig. 1.2. muestra dos de las que -- más comúnmente se usan.

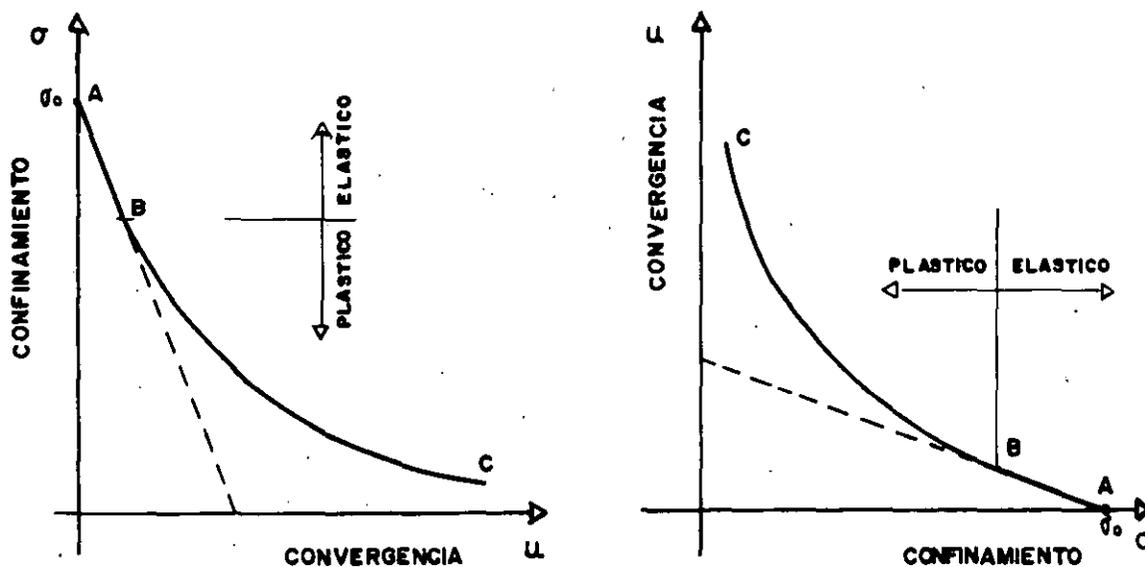


FIG. 1. 2.- DOS FORMAS EN EL TRAZO DE LA LINEA CARACTERISTICA DE UNA CAVIDAD

En ambos casos tenemos los dos tramos de la curva ya conocidos: el tramo de comportamiento elástico A-B, y el tramo, o plástico, B-C.

## 2.- EXPOSICION DEL METODO

El método de las Líneas Características es una forma simple de representar los fenómenos y su evolución en una cavidad subterránea, tal es, posiblemente, lo que hace al método útil en el campo de la concepción de soportes y el principal argumento que justifica su estudio.

Como ya hemos mencionado, la curva característica del terreno es la que mayor dificultad presenta en su determinación; de opinión de algunos especialistas, no es posible trazar en rigor una curva característica verdaderamente representativa del comportamiento del terreno, de su relación esfuerzo-deformación, ya que por un lado con los métodos teóricos los resultados que se obtengan podrán ser tan acertados como acertadas hayan sido las hipótesis de partida en el planteamiento original del problema siendo que, generalmente, se tienen que aceptar hipótesis restrictivas para evitar planteamientos matemáticos muy complicados, de difícil solución. Por otro lado, - la construcción más real de líneas características se basa en medición del comportamiento real y depende de la instrumentación en el campo, que es, hoy día, muy utilizada pues resulta un medio de control y a la vez un método de evaluación y - de retroalimentación al diseño. Actualmente el método de Líneas Características es concebido más como un medio muy potente de evaluación en campo que como un método de diseño que anteceda la excavación y puesta en obra de los soportes; sin embargo, es una opinión generalizada considerar que un método - como éste puede desarrollarse también en el aspecto teórico--

analítico, lo que representaría un avance importante en el -- campo de la investigación básica de estructuras subterráneas.

A continuación haremos una exposición general de los elementos básicos, teóricos y prácticos, empleados en la concepción de las líneas características, sin entrar en detalles -- del cálculo de las mismas, porque además, como ya lo mencionamos, no se tiene hasta ahora una solución matemática estricta del problema, aunque sí, algunas tentativas de solución.

## 2.1. LINEA CARACTERISTICA DEL TERRENO.

La determinación de la curva característica del terreno puede efectuarse en diferentes formas; como se trata de representar la relación esfuerzo-deformación del terreno, no parece difícil aceptar que tal relación debe ser definida a par--tir de ensayos de laboratorio en muestras representativas del suelo o roca, sin embargo, este procedimiento encuentra su -- principal inconveniente en los efectos de escala: Mediante ensayos de laboratorio simples (pruebas triaxiales entre otros), es posible obtener la relación esfuerzo-deformación de las -- probetas de terreno ensayadas, pero debido a las reducidas diensiones de éstas, no es posible disponer de una correlación acertada de fenómenos como la degradación del medio en fun--ción de las convergencias, y resulta casi imposible pronosticar la influencia que tienen las zonas de debilidad o discontinuidades en un medio rocoso. Aún mayor dificultad se ten--drá al intentar proponer los criterios de falla del medio que es influido por el carácter discontinuo de la masa, plantear--parámetros que nos ayuden a evaluar la descompresión del te--rreno y las convergencias, no es fácil por la diferencia del comportamiento de una muestra del terreno de pequeñas dimen--siones con la masa del terreno en torno al túnel.

Aún cuando no es fácil efectuar una construcción precisa de la curva característica del terreno, puede resultar útil tener una concepción teórica del fenómeno realizando un análisis cualitativo del equilibrio de fuerzas en un elemento de la roca representativo y que tiende a desplazarse hacia el interior de la cavidad del túnel (fig. 2.1.) en un modelo como lo proponen C. FAIRHURST y J.J. DAEMEN (1978).

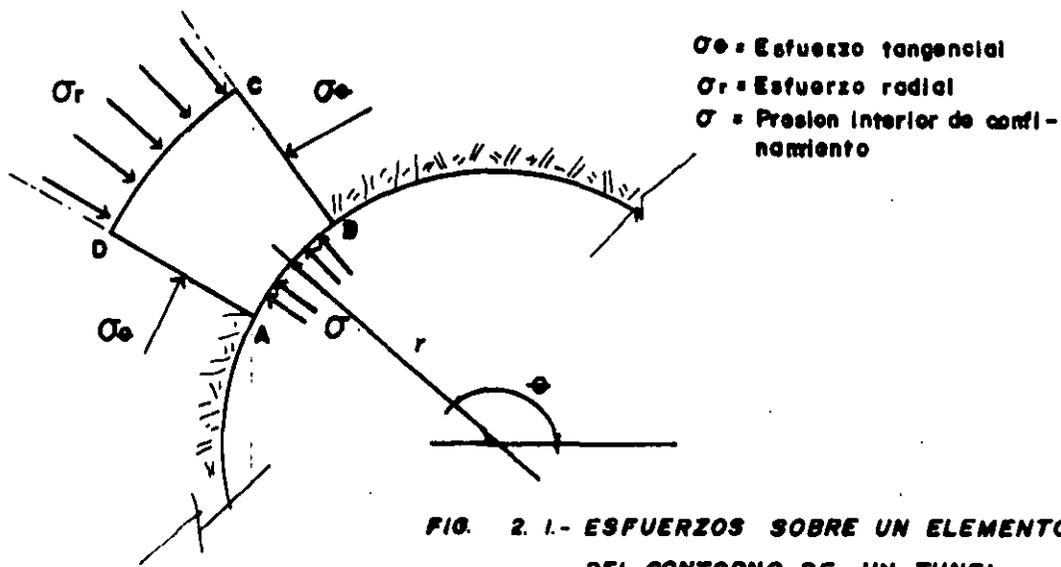


FIG. 2.1.- ESFUERZOS SOBRE UN ELEMENTO DEL CONTORNO DE UN TUNEL

El esfuerzo interior de confinamiento,  $\sigma$ , requerido para detener una deformación de la roca en dirección de la cavidad, está determinada por el equilibrio de fuerzas aplicadas sobre un elemento de la pared del túnel como se muestra en la fig. 2.1., es decir:

$$\sigma_{AB} = \sigma_r \cdot CD - 2 (\sigma_\theta \cdot BC)_r \quad \dots(2.1)$$

donde  $(\sigma_\theta \cdot BC)_r$  es la componente de la fuerza tangencial  $(\sigma_\theta \cdot BC)$  que actúa hacia el exterior oponiéndose a las fuerzas radiales  $(\sigma_r \cdot CD)$  que actúan hacia el interior de la cavidad.

De ahí:

$$\sigma = \sigma_r (CD/AB) - 2 (\sigma_\theta BC/AB)_r \quad \dots(2.2)$$

Si consideramos a  $\sigma_r$  constante al aumentar el esfuerzo tangencial  $\sigma_\theta$ , por incrementos de las deformaciones de convergencia, el esfuerzo interior necesario para mantener el equilibrio (demanda de soporte) tiende a disminuir (ecuación 2.2.), es decir, en estas condiciones la línea característica de la roca en un punto dado, estará representada por una disminución de la presión de confinamiento ( $\sigma$ ) la medida que es mayor la deformación de convergencia ( $u$ ) (fig. 1.2.), ello debido al desarrollo de esfuerzos tangenciales en la masa de roca.

El esfuerzo tangencial  $\sigma_\theta$  tenderá a aumentar con la convergencia, dependiendo directamente de la curvatura local del túnel, es decir, a mayor curvatura, mayores esfuerzos tangenciales. Otros incrementos en el valor de  $\sigma_\theta$  pueden deberse a fenómenos como la dilatación o aumento del volumen de roca. -- Siempre que no se rebasen los límites de resistencia a la compresión no confinada del material, en algunos casos, la roca puede tener una resistencia que permita un incremento del esfuerzo  $\sigma_\theta$ , suficiente para establecer las condiciones de equilibrio sin necesidad de una presión de estabilización interior (galerías autoestables).

En otros casos se puede rebasar los límites elásticos del material por aumento de esfuerzos creándose una zona del material con deformaciones plásticas alrededor de la cavidad y, en este caso, se puede requerir de una presión interior de estabilización reducida que establezca el equilibrio; aunque no debemos olvidar que se producen disminuciones del esfuerzo  $\sigma_{\theta}$  dependiendo de la extensión de la zona plástica.

Si por alguna causa  $\sigma_{\theta}$  sigue disminuyendo mientras que -- las deformaciones radiales se siguen incrementando, el esfuerzo de confinamiento necesario para el equilibrio ( $\sigma$ ) tenderá a aumentar y de hecho lo hará. En todo caso, si  $\sigma_{\theta}$  llega a -- ser nulo, la línea característica de una roca con pérdida de -- esfuerzos tangenciales internos tiende a desplazarse hacia -- arriba, mostrando un aumento del valor del esfuerzo de confinamiento como en la fig. 2.2.

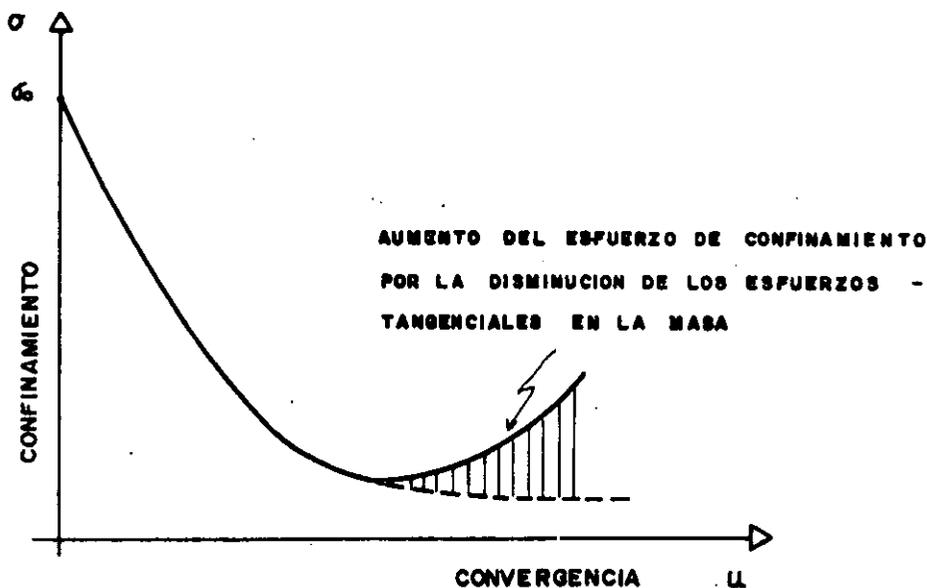


FIG. 2.2.- VARIACION DE LA LINEA CARACTERISTICA DEL TERRENO  
POR LA DISMINUCION DE  $\sigma_{\theta}$

La disminución o eventual pérdida de esfuerzo tangencial ( $\sigma_{\theta}$ ) puede deberse a dos causas principales, a saber:

- a).- Por degradación o "ablandamiento" del material.
- b).- Por deslizamiento del material a lo largo de una o más discontinuidades.

La clave para lograr menores valores del esfuerzo interior de estabilización está en permitir sólo las deformaciones que no originen en ningún momento la degradación o ablandamiento del terreno, con la consiguiente pérdida de esfuerzos tangenciales en el interior de la masa, de manera que se aprovechen, lo mejor posible, las características del terreno; sobre este punto volveremos a tratar más adelante cuando abordemos las aplicaciones prácticas del método.

Hasta aquí hemos planteado la concepción de la línea característica del terreno sin prestar atención a la influencia que, en determinadas secciones tiene la cercanía del frente de excavación del túnel, por lo que, ahora, trataremos de mostrar algunos fenómenos relacionados con tal circunstancia.

Es bien conocido que el frente de la excavación origina, en secciones antes y después del frente que quedan dentro de su radio de influencia, un estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones; la principal causa de que se presente un estado tridimensional en esta zona, a diferencia del supuesto bidimensional en secciones más alejadas, es la resistencia del núcleo de roca aún no excavado que se opone al movimiento de convergencia de las paredes del túnel en las secciones más próximas al frente. La extensión del radio de acción del frente de la excavación ( $R_i$ ) ha sido estudiada por diversos especialistas, entre ellos el Prof. DESCLOUDRES. Podemos apreciar algunos resultados de sus investigaciones por medio de la fig --

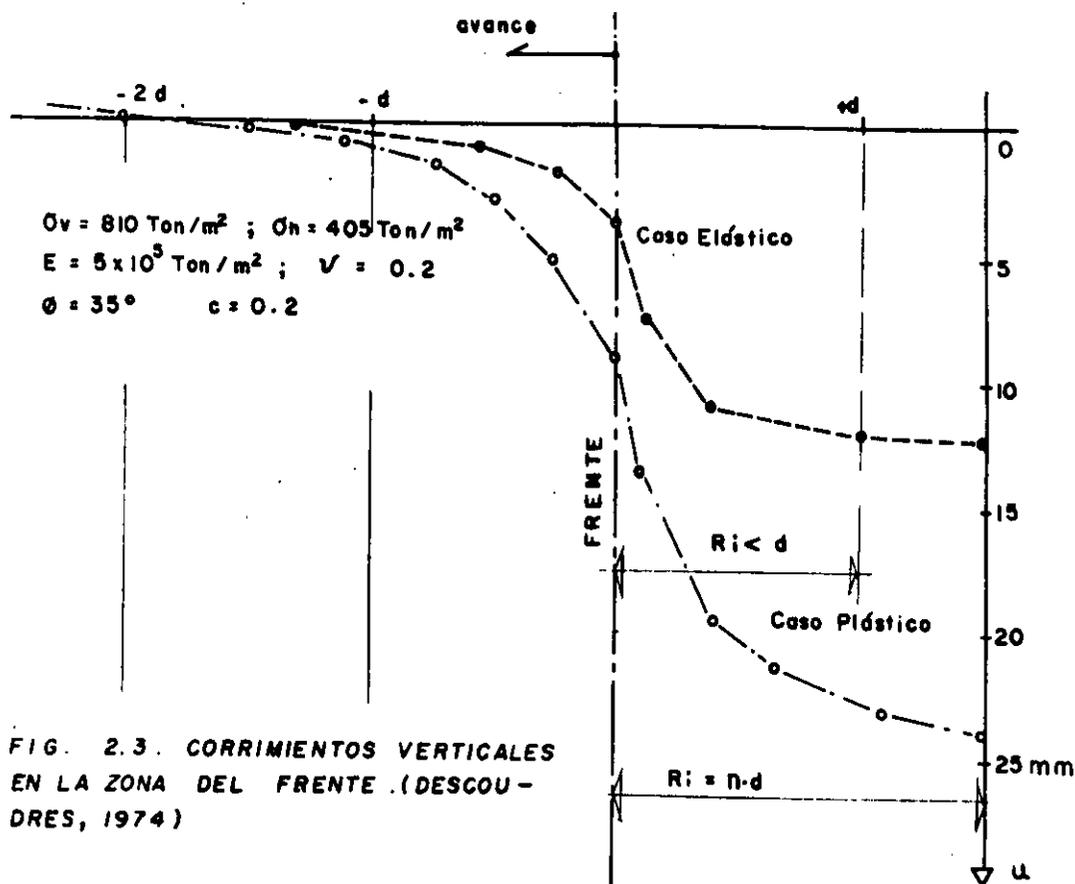


FIG. 2.3. CORRIMIENTOS VERTICALES EN LA ZONA DEL FRENTE. (DESCOUDRES, 1974)

En el caso de un comportamiento elástico del terreno el radio de acción, en la mayoría de casos, permanece inferior a un diámetro del túnel.

Cuando el comportamiento del terreno es elastoplástico, el radio de acción del frente aumenta de acuerdo a las condiciones de plastificación del terreno. Si se define por  $n \cdot d$  a la zona influenciada por el estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones, en el caso elástico  $n$  es menor a 1, y en el caso elastoplástico  $n$  puede ser mayor a 1, dependiendo del grado de plastificación del material, aunque siempre será pequeño. Esto último es válido si sólo son consideradas las deformaciones más importantes en las proximidades del frente, despreciando las menos significativas.

Otro aspecto muy importante de hacer notar, es el hecho de que, aún antes de ser excavado el frente, la sección habrá sufrido algunas deformaciones (ver fig. 2.3), por ello podemos concluir que no es posible apreciar las deformaciones totales de una sección en base a mediciones de convergencia de sus paredes, sólo a partir del momento en que la excavación deja al descubierto a la sección, pues aún antes de tal acontecimiento la misma habrá sufrido ciertas deformaciones. Este aspecto es de fundamental importancia en la construcción de las líneas características y principalmente en lo que respecta al revestimiento, ya que tal deformación inicial fijaría el origen de la línea característica del soporte si su colocación y funcionamiento fueran inmediatos a la excavación de la sección.

Para determinar la deformación inicial ( $u_0$ ) en el frente de la excavación, por lo menos de una manera aproximada, consideremos al núcleo de roca que forma al frente de la excavación. La línea característica de la cavidad se muestra en la fig. 2.4.

El punto A de la línea característica representa a la condición de esfuerzos naturales del terreno, mientras que el punto E representa a la condición de equilibrio final de la cavidad excavada en ausencia de presiones radiales de estabilización, con una convergencia total  $u_f$  y en una sección lejos de la influencia del frente de la excavación. El estado de equilibrio del frente mismo tendrá que estar, consecuentemente, en algún punto intermedio de la curva.

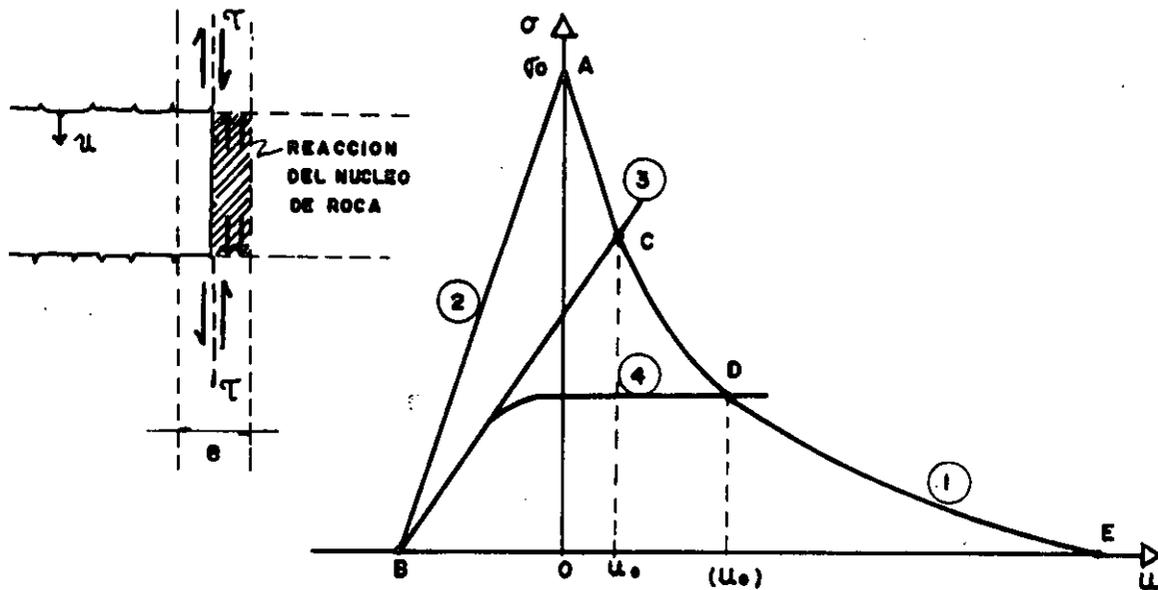


FIG. 2.4.- CONDICIONES DE EQUILIBRIO EN EL FRENTE (LOMBARDI, 1979)

Si el núcleo de terreno perteneciente a una sección analizada, de espesor  $e$  y diámetro igual al diámetro del túnel, se pudiera extraer sin alterarlo, se comportaría como lo indica la línea (2) de la fig. 2.4., en donde se representa la expansión del núcleo debido a la disminución del esfuerzo de confinamiento. La línea (3) corresponde al comportamiento hipotético del núcleo, antes extraído si nuevamente se pudiese introducir en la masa de terreno para formar el frente del túnel, obviamente el núcleo se habrá debilitado por efecto de la excavación y la falta de confinamiento lateral. El punto de intersección C de la curva de comportamiento del núcleo debilitado (3) con la curva característica del terreno (1), corresponde al estado de equilibrio en el frente del túnel e indica la deformación inicial  $u_0$  que ha tenido lugar en la sección aún antes de ser excavada.

En algunos casos los esfuerzos de confinamiento que actúan sobre el núcleo debilitado del terreno rebasan los límites del comportamiento elástico del mismo por lo que la línea (3) pudiera transformarse en la curva (4) que indica un comportamiento elasto-plástico. En tal caso el punto de equilibrio del frente se desplaza de C a D y la deformación inicial  $u_0$  aumenta.

Numerosos casos prácticos han mostrado que, efectivamente, el frente alcanza sus límites de resistencia; observándose por ello fenómenos de inestabilidad muchas veces en forma de flujo del material del frente del túnel hacia el interior de la cavidad.

La práctica ha mostrado que si el comportamiento del terreno es puramente elástico, en el frente mismo habrán ocurrido aproximadamente un 30% de las deformaciones totales de la sección y aproximadamente un 20% si el comportamiento del terreno es del tipo elasto-plástico (A. BAROCIO M. y R. SANCHEZ-T. 1981). En todo caso, una instrumentación adecuada, que permita realizar mediciones de deformación en el interior de la masa del terreno aún antes de que sea excavada la sección a analizar, debe permitir estimar el valor de la deformación inicial  $u_0$ .

Otro aspecto relacionado con el equilibrio del frente del túnel es el de la falta de confinamiento horizontal en la dirección paralela al eje longitudinal del túnel y que origina una serie de modificaciones en los esfuerzos longitudinales de las secciones más próximas al frente en relación con las secciones más alejadas al mismo:

En una sección aún no excavada del terreno, existen esfuerzos longitudinales  $\sigma_x$  de confinamiento que desaparecen justamente en el frente del túnel, salvo en determinados casos

de acuerdo al método constructivo utilizado (excavación con escudo de frente cerrado, con escudo de frente presurizado o con aire comprimido, etc.). En secciones del túnel ya excavadas los esfuerzos longitudinales se regeneran y actúan en el terreno sobre todo el contorno del túnel.

La fig. 2.5 muestra esquemáticamente este fenómeno bajo la suposición de que en la zona del frente del túnel se produce un efecto de desviación de los esfuerzos longitudinales.

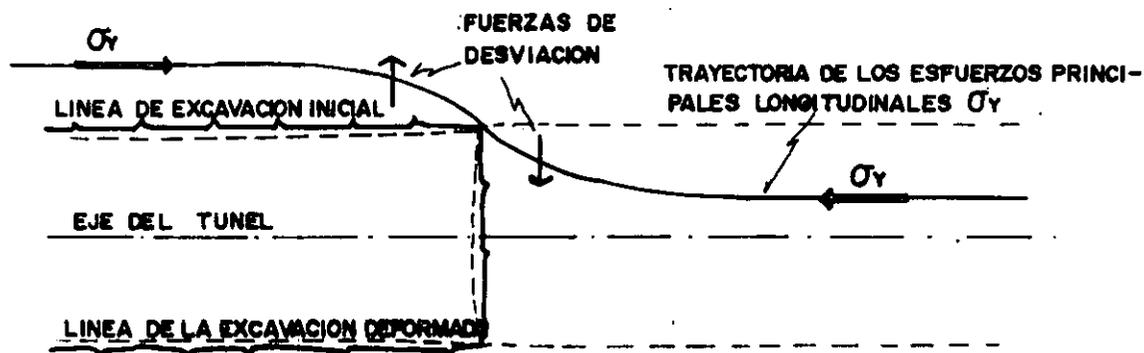


FIG. 2.5- DESVIACION DE LOS ESFUERZOS LONGITUDINALES EN EL FRENTE DEL TUNEL (LOMBARDI, 1979)

La desviación de los esfuerzos principales longitudinales, necesaria para el equilibrio del frente del túnel, es la causa del efecto de cúpula o de medio domo que se presenta justamente en esta zona del túnel y que, como es sabido, es más eficaz para el equilibrio del túnel, que el simple efecto de arqueado en las zonas más alejadas del frente de excavación. La desviación de esfuerzos longitudinales podría suponerse causada por fuerzas de desviación (ver fig. 2.5.) que comprimen al núcleo de roca delante del frente pero que alivian de esfuerzos-

a la cavidad en las secciones excavadas más próximas al frente.

Este alivio de presión causado por la desviación de los esfuerzos principales longitudinales arriba esquematizado de acuerdo a un modelo propuesto por el Dr. LOMBARDI, representa en una línea característica un decremento del esfuerzo de confinamiento, que sólo es válido para la sección del túnel que corresponde a la zona del mismo más próxima al frente de la excavación (curva 2 de la fig. 2.6.), mientras que en zonas alejadas, la línea característica tenderá a ser más extendida (curva 1 de la misma fig.).

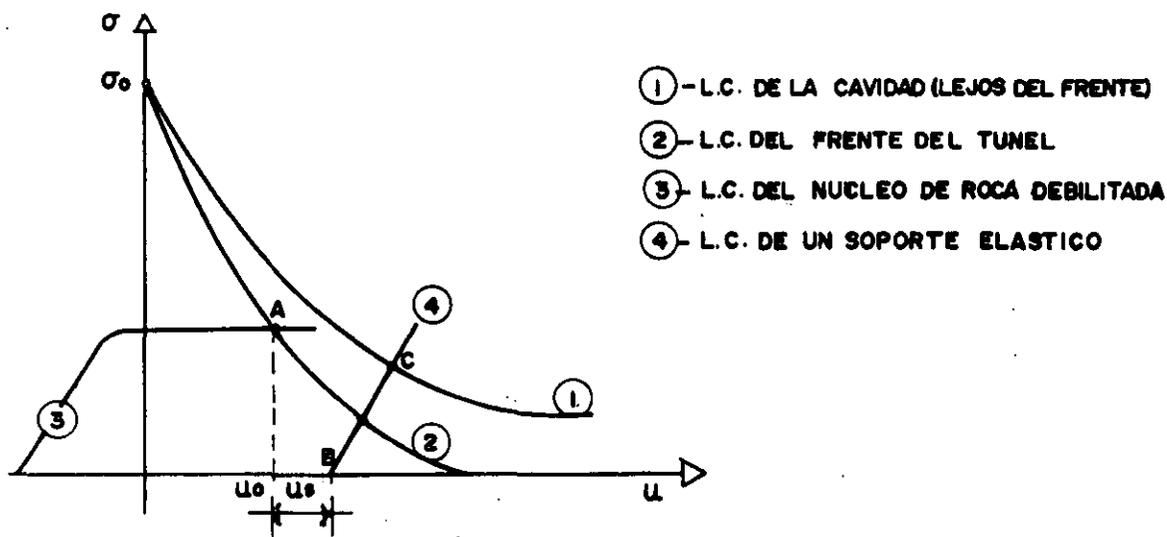


FIG. 2.6.- LINEAS CARACTERISTICAS EN UNA CAVIDAD

En la fig 2.6. la intersección de la línea característica del núcleo debilitado de roca (3) con la línea característica válida para la zona del frente de excavación (2) es el punto A con el cual es posible determinar la predecompresión  $u_0$  del frente. Si antes de colocar un revestimiento efectivo se-

permite una convergencia adicional u, el origen de la línea característica para el revestimiento tendría que ser el punto B. La intersección de la línea característica del soporte (4), -- con la línea característica de la cavidad (1) correspondiente a una sección alejada del frente del túnel, proporciona el punto de equilibrio C con el cual es fácil obtener la convergencia total y el esfuerzo de confinamiento último para el estado de equilibrio. Se hace evidente en la figura que si el soporte se coloca más cerca del frente estará sujeto a una presión de confinamiento menor (intersección de las curvas (2) y (4)).

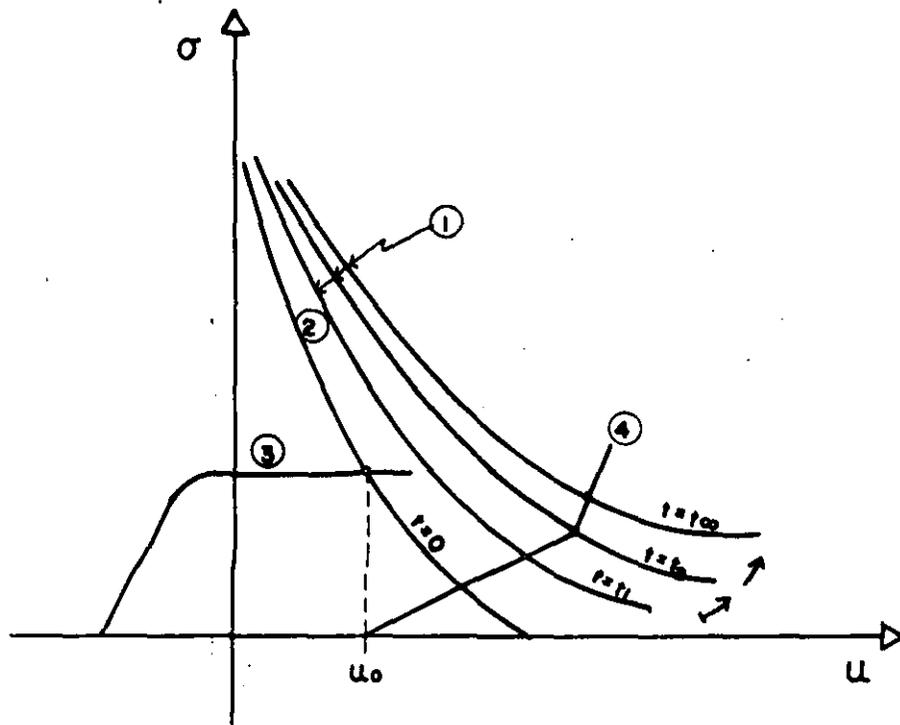
Como puede apreciarse, la ubicación del punto de equilibrio C no es por mucho determinable a priori dado un problema específico de un túnel. También se puede apreciar que una descripción de las fases de equilibrio de la cavidad por el método de líneas características es en esencia simple, por el hecho de que los parámetros que son tomados en consideración no son difíciles de comprender y, por otra parte, es un método -- que permite apreciar bien algunos de los fenómenos que tienen lugar en una cavidad subterránea, como el estado tridimensional de esfuerzos y deformaciones del frente e incluso como la demora en colocar un ademe efectivo en el túnel.

Otro aspecto del comportamiento de una cavidad subterránea que debe ser tomado en consideración es la influencia del tiempo en el desarrollo de las deformaciones debidas principalmente al comportamiento viscoso del terreno, o por lo menos de ciertos terrenos.

Las deformaciones diferidas están ligadas, por un lado, - al comportamiento viscoso y a la influencia de las discontinuidades del terreno y, por otro, a los movimientos del agua intersticial en la masa, sin embargo, la influencia de cada uno de estos factores no es bien conocida. La dificultad para -

apreciar ésto, se debe a la variedad de casos observados; así, mientras que en algunos la convergencia se puede producir en forma relativamente rápida, en otros ésta se desarrolla durante largos períodos de tiempo.

En virtud del desarrollo de las deformaciones viscosas -- del terreno con el tiempo, la línea característica del terreno modifica su posición desplazándose hacia la derecha, como se muestra en la fig 2.7. Para representar, mediante líneas características, el proceso de deformaciones diferidas en el tiempo, en cada instante se tendría que trazar una línea característica: La indicada con  $t = 0$ , es válida para el instante inmediatamente posterior a la excavación, cuando aún se tiene la influencia del frente del túnel; la curva indicada con  $t=t_1$  corresponde a una sección alejada del frente, en la cual se -- tienen deformaciones del tipo elástico o plástico que se desarrollan en forma relativamente rápida con el avance de la excavación y, por último, debido al desarrollo de las deformaciones viscosas, la línea característica del terreno válida es la indicada con  $t=t_2$  para una etapa intermedia y la indicada con  $t=t_\infty$  para el estado final de equilibrio.



- 1 - L.C. DEL TERRENO, MOSTRANDO LAS MODIFICACIONES EN EL TIEMPO
- 2 - L.C. DEL FRENTE
- 3 - L.C. DEL NUCLEO DE ROCA DEBILITADO
- 4 - L.C. DE UN SOPORTE REFORZADO EN  $t=12$

**FIG. 2.7. MODIFICACIONES EN LA LINEA CARACTERISTICA DE UNA CAVIDAD POR EFECTOS VISCOSOS DEL TERRENO ( LOMBARDI, 1974 )**

## 2.2. LINEA CARACTERISTICA DEL SOPORTE.

Como en el caso del inciso anterior, en este inciso sólo abordaremos algunas cuestiones generales sobre los fundamentos de concepción de la línea característica del revestimiento, sin que, por el momento tratemos con mayor detalle el cálculo de la misma.

En la actualidad, al hacer referencia al revestimiento de un túnel, más bien se hace referencia al sistema de soporte -- del mismo, ya que, generalmente, no se trata de un solo elemento estructural de soporte, sino de un sistema de soporte compuesto por varios elementos estructurales o constructivos combinados. Así, podemos citar a los sistemas de soporte formados por: marcos metálicos con retaque de madera, concreto armado, concreto lanzado reforzado con una malla de acero, concreto lanzado sin refuerzo, anclas, dovelas prefabricadas, etc., todos los casos con diferentes modalidades de fabricación y colocación así como combinaciones de los mismos. Sin embargo, no es posible, en este trabajo, abarcar las cuestiones de construcción de los diferentes sistemas de soporte, de modo que, principalmente haremos referencia a características mecánicas del revestimiento y de la importancia en su interacción con el terreno.

La línea característica del revestimiento o ademe de un túnel es, en general, más fácil de obtener que la correspondiente al terreno, debido a que, en este caso, es posible ejercer un control sobre los materiales que componen al revestimiento en sus diferentes etapas: diseño, fabricación y puesta en obra. Posiblemente la mayor dificultad se encuentra en la última etapa, pues de ésta depende el origen de la línea característica del revestimiento en relación con la línea característica del terreno.

En el inciso anterior se hicieron algunas consideraciones respecto a la convergencia que ha tenido lugar en el terreno - hasta el momento de descubrir una sección dada ( $u_0$ ); si un sistema de soportes es colocado inmediatamente en ese momento - de manera que tenga un contacto directo con el terreno en el preciso instante de su colocación, como pudiera ser el caso de un concreto lanzado llevado hasta el frente de la excavación, - el origen de la curva característica del revestimiento quedará determinado por el valor de la convergencia  $u_0$ . Ahora bien, - si no es colocado de inmediato un sistema efectivo de soporte, o si entre revestimiento y terreno queda un espacio libre que permita ciertas convergencias adicionales, al valor  $u_0$  habrá - que sumarle la convergencia adicional  $u$ , que depende de la de - mora en colocar al soporte y del juego o espacio libre entre - soporte y terreno (ver fig 2.6.).

Como mencionamos al principio del inciso, un revestimien - to comúnmente se compone de diferentes materiales o elementos - constructivos, por lo cual su rigidez o flexibilidad depende - del trabajo conjunto de los elementos constitutivos del siste - ma que entran en acción. FAIRHURST Y DAEMEN (1978) presentan - una serie de curvas características (fig 2.8.) de los siste - mas de soporte en un túnel de 5 m de diámetro soportado por - marcos metálicos ligeros de 15 x 10 cm, con separación entre - marcos de 61 cm, en donde la única variante está en las vigas - de madera del retaque, utilizadas junto con los marcos y que - son de diferentes espesores y diferentes módulos elásticos co - mo se indica en la figura.

Aún cuando en primera instancia se puede pensar que la ri - gidez del sistema de soporte queda determinada a partir de las características mecánicas del marco y es muy poco influida por la madera de retaque, la fig 2.8 muestra claramente lo con - trario: Las características mecánicas y geométricas de la ma -

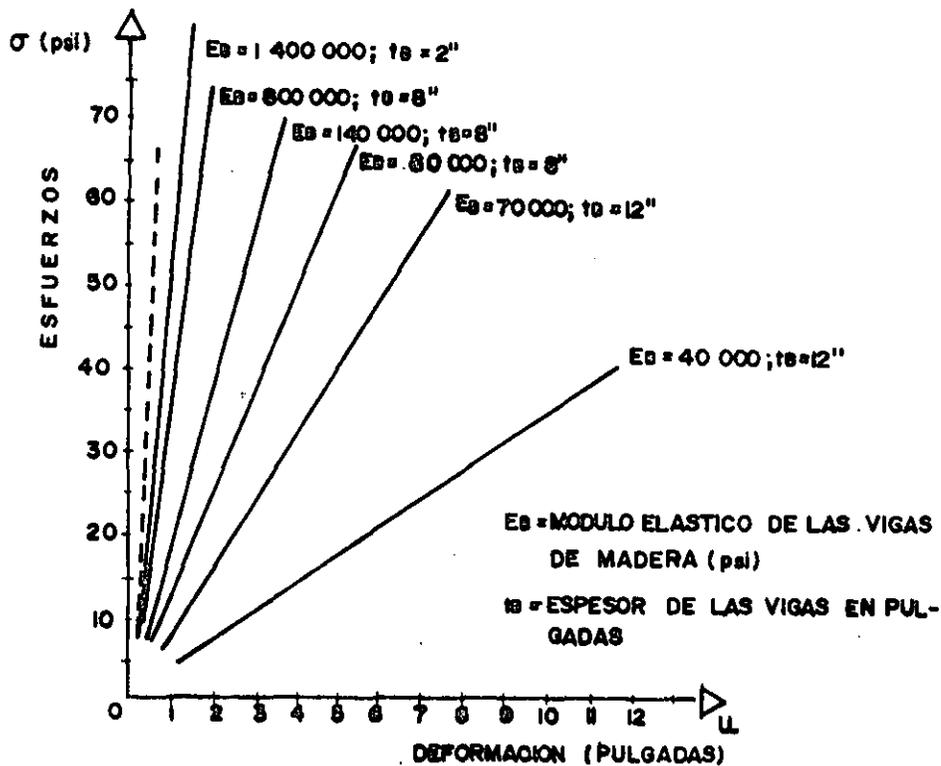


FIG 2.8.

**CARACTERISTICAS DE SOPORTES DE MARCOS METALICOS CON RETAQUE DE MADERA**

dera (módulo elástico, espesor y densidad) influyen apreciablemente en el funcionamiento conjunto del sistema de soporte: -- Mientras mayor sea el módulo elástico y menor el espesor de la madera de retaque, la rigidez del sistema de soporte es mayor. Obviamente, con un espacio libre mayor que quede entre los marcos metálicos y el terreno, el espesor necesario de la madera para acuar adecuadamente a los marcos contra el terreno tiene que aumentar y la rigidez del sistema de soportes se reduce -- apreciablemente. Por esta causa es que el perfil de la excavación influye tanto en el comportamiento de los soportes y en el valor final de las cargas sobre los mismos.

Así como la madera de retaque, cualquier otro material --

que se utilice para acuñar el revestimiento contra el terreno- (por ejemplo, inyecciones de contacto a base de mortero) influye en el comportamiento real del sistema de soporte y debe de ser tomado en consideración.

La línea punteada, en la misma fig 2.8, corresponde a la línea característica de un soporte de concreto lanzado de un espesor de 7.6 cm aplicado directamente sobre la roca, en este último caso la rigidez del revestimiento es mayor que cualquier combinación de marcos metálicos y retaque aquí presentadas no teniéndose, además, la influencia del material de contacto pues éste es inexistente.

En base a los resultados de su investigación los mismos autores encontraron que la rigidez de un sistema de soporte depende de la rigidez media del propio soporte (en este caso, de los marcos metálicos) y de la rigidez del material que liga al soporte con el terreno y que sirve de acuñamiento (vigas de retaque, inyecciones de contacto, etc...) mediante la siguiente relación:

$$1/K_s = 1/K_{ss} + 1/K_c$$

donde  $K_s$ ,  $K_{ss}$  y  $K_c$  son las rigideces del sistema de soporte del soporte solo y del material de liga entre soporte y terreno respectivamente. La rigidez del soporte  $K_{ss}$  es estrictamente la rigidez del anillo de revestimiento definida como la pendiente de la curva presión de sostenimiento ( $\sigma$ ) en función de la deformación radial ( $u$ ) del anillo de soporte. La "presión de sostenimiento" es la presión de contacto radial sobre el anillo. Bajo la hipótesis de presión radial uniforme, la rigidez a la compresión es la única que se considera, despreciando la rigidez a la inflexión del anillo, aunque en muchos casos ésta última puede ser un factor importante en la reacción general del soporte.

Cuando el espesor del material del contacto, con funciones de acuñaamiento, es reducido, el valor  $1/Kc$  disminuye. Puede tenerse el caso de que el soporte está en contacto directo con el terreno que forma a las paredes del túnel (caso de un concreto lanzado que se adhiere directamente en la roca) en este caso no hay disminución de la rigidez debida al relleno ( $1/Kc = 0$ ).

Además del comportamiento mecánico del soporte, es importante entender la influencia que tiene la demora en colocar un revestimiento efectivo y su apuntalamiento adecuado en contra del terreno pues de ambos factores depende fundamentalmente el origen de su línea característica y, con esto, de su interacción con el terreno. Para entender mejor lo anterior, se han dibujado en la fig. 2.9. diferentes líneas características correspondientes a diversos casos de soporte. El confinamiento presentado en el eje vertical, en este caso, está en una escala de porcentajes de  $\sigma_i / \sigma_r$ , donde  $\sigma_i$  es la presión interior que demanda el terreno para su estabilización y  $\sigma_r$  representa el esfuerzo natural preexistente. El eje horizontal representa a la convergencia

La línea característica del terreno corresponde a  $t = t_{\infty}$ , y en la misma se puede observar un aumento en la presión de confinamiento, después de pasar por un valor mínimo, lo que muestra un aflojamiento o la degradación del terreno que, como ya vimos, es consecuencia también de una pérdida progresiva del esfuerzo tangencial en la misma.

Si bien es importante, en cada caso particular, investigar con precisión adecuada la característica del terreno, es una tendencia común, en la práctica de soporte de túneles, considerar que el índice de disminución de la curva característica del terreno es rápida en las primeras fases de convergencia de las paredes del túnel y la presión mínima de confinamiento-

se obtiene al permitir un desplazamiento relativamente limitado después del cual se presentan los fenómenos de degradación-progresiva ya conocidos. En la misma fig .2.9. se tienen trazadas las líneas características de diversos soportes que nos servirán para comparar la influencia de los elementos enunciados: comportamiento mecánico del soporte y convergencia permitida hasta su puesta en obra.

La curva identificada con (I) representa un revestimiento rígido colocado muy rápido por lo que soporta un esfuerzo de confinamiento mayor al mínimo que el terreno muestra en su línea característica.

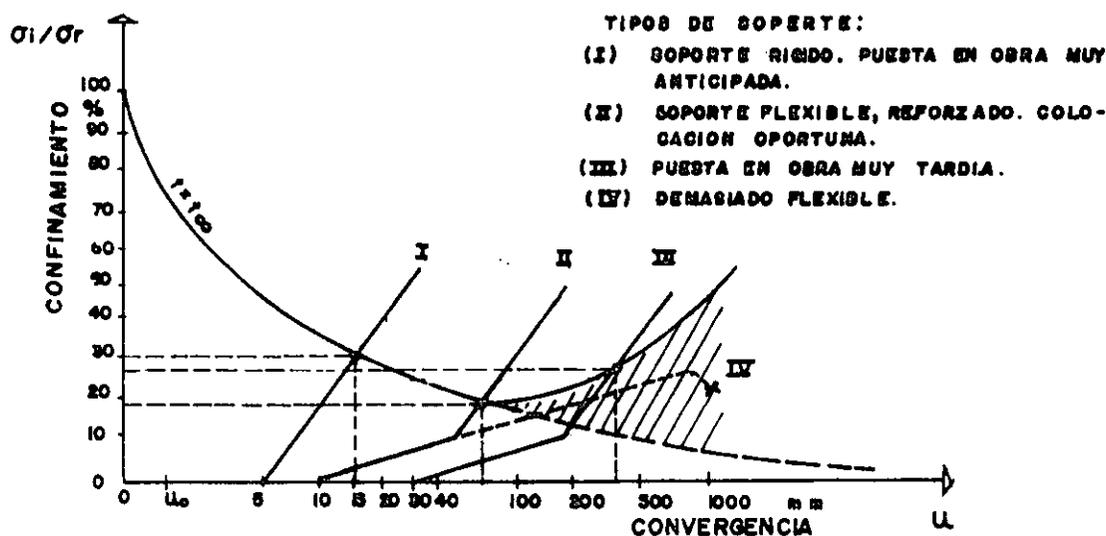


FIG 2.9

CONDICIONES DE EQUILIBRIO DE UNA CAVIDAD PARA DIFERENTES TIPOS DE SOPORTE (L. CARACTERISTICAS POR L.MÜLLER S, 1978)

Una combinación de un revestimiento flexible, reforzado posteriormente con un revestimiento más rígido, que es colocado después de permitir una convergencia adicional a la del caso anterior, es mostrado por la curva (II), en este caso, se está aprovechando al máximo la descompresión del terreno que en el punto de intersección de las líneas características presenta un esfuerzo de estabilización mínimo. El mismo tipo de soporte, colocado con una mayor demora (curva III), permitirá el aflojamiento y degradación del terreno por lo que será solicitado por esfuerzos de confinamiento mayores. Por último, la curva (IV) muestra al revestimiento colocado al instante adecuado pero, al no haber sido reforzado, su flexibilidad permite mayores deformaciones y con ello la degradación del terreno al no ser estabilizado lo que lleva hasta la falla del soporte.

Con el ejemplo anterior es más claro comprender la trascendencia que tiene tanto las deformaciones permitidas antes de colocar un soporte efectivo, por un lado, y las características propias del soporte, por otro. Del control que se tenga en estos dos aspectos depende el provecho que se obtenga de la interacción entre el terreno y el soporte.

Es fácil apreciar que el método puede ser un medio muy eficiente en los aspectos de control y evaluación de los fenómenos, al poner en evidencia aspectos muy significativos en los procesos de reajuste y equilibrio, para tal efecto, es indispensable la auscultación sistemática del túnel mediante un programa de mediciones que permita apreciar las características del comportamiento real del mismo.

El método de Líneas Características puede resultar, además, un medio de evaluación con el que se puedan obtener datos significativos de prediseño con los que sea posible la predicción del orden de magnitud de los esfuerzos a que estará sujeto el sistema compuesto por el terreno y el soporte, así como-

las deformaciones asociadas a los distintos estados de solici-  
tación, siempre que se logre establecer un modelo analítico --  
adecuado a las características del terreno (RABCEWICZ, 1973).

### 3. DETERMINACION DE LAS LINEAS CARACTERISTICAS (TERRENO Y SOPORTE).

La determinación de las líneas características del terre-  
no y el soporte se puede realizar por medio de cálculo siempre  
que, al utilizar un método analítico, se tenga un pleno conoci-  
miento de las hipótesis del modelo para tratar de salvar las -  
restricciones teóricas del mismo por medio de algunas conside-  
raciones de índole empírico; aún con todo, los resultados del-  
modelo de Líneas Características requieren ser comparados metó-  
dicamente con el comportamiento real del sistema conjunto de -  
terreno y soporte, que se mide directamente en el campo con el  
auxilio de la instrumentación en el túnel.

El terreno natural puede presentar una gran variedad de -  
modos de comportamiento y por lo mismo no es posible contar --  
con un modelo analítico único para la determinación de las cur-  
vas características; en todo caso, antes de abordar el proble-  
ma, se debe contar con la suficiente información que permita -  
realizar algunas estimaciones relativas al comportamiento mecá-  
nico del sistema y tratar de precisar, sobre todo, los límites  
del comportamiento elástico y plástico tanto del terreno como-  
del soporte.

En este inciso mostraremos una forma de construcción ana-  
lítica de las líneas características del terreno y del soporte  
en base a los principios de la teoría elasto-plástica pero, en  
muchos conceptos, apoyándose en suposiciones de tipo empírico.  
Posteriormente se muestra una forma de correlación posible de-  
los resultados del modelo obtenido con los resultados de medi-

ciones que se pueden obtener en el campo, más adelante en el capítulo IV, se tiene una parte dedicada a las principales mediciones del comportamiento de los túneles.

Aún cuando abordaremos el caso de un túnel en el que se supondrá un comportamiento elasto-plástico del terreno circundante a la cavidad, la solución para el caso elástico se verá implícitamente en el desarrollo del modelo, sin embargo, las condiciones de un comportamiento viscoso serán discutidas sólo cualitativamente. Para el soporte se supondrá un comportamiento elástico lineal en un túnel circular sujeto a solicitaciones naturales del tipo hidrostático. Aunque la solución no resulta ser muy general, sí resulta bastante útil para discutir este tipo de planteamientos.

### 3.1.- PLANTEAMIENTO DEL MODELO.

#### a).- CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO PARA $t=t_1$

En un túnel en el que se desarrolla una zona de material en condiciones de plasticidad, la distribución de esfuerzos en la masa del terreno es como la mostrada en el fig 3.1. Como se recordará, el desarrollo de la zona plastificada depende de la presión interior de confinamiento que aporta el soporte y es, de acuerdo a la ec. 3.1, como sigue:

$$R = a \left[ (1 - \text{sen } \phi) \frac{P_z + c \cot \phi}{P_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{sen } \phi}} \quad \dots ( 3.1 )$$

donde R es la extensión de la zona plástica.

a el radio del túnel.

$P_z$  el esfuerzo vertical preexistente en el terreno.

$P_i$  la presión interior de confinamiento y  $c, \phi$  la cohesión y fricción interna del terreno respectivamente.

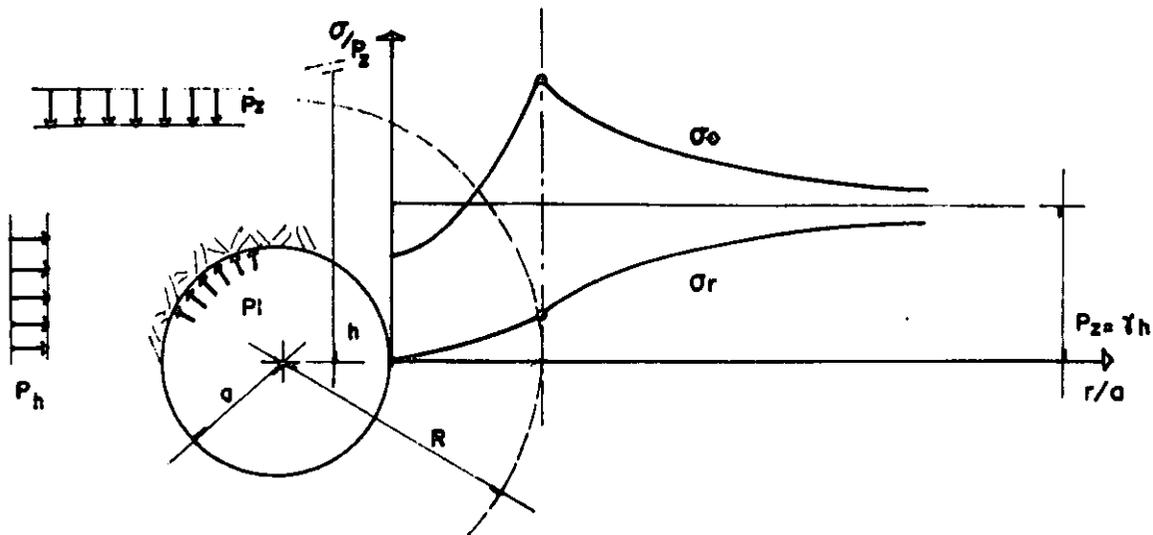


FIG 3.1

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN MEDIO ELASTO-PLASTICO.

De acuerdo a la definición de la línea característica del terreno, su trazo corresponde a los diferentes estados de equilibrio posibles, para valores diferentes del esfuerzo de confinamiento necesario para el equilibrio. Si en el interior del túnel se ejerciera un esfuerzo de confinamiento  $P_i = \gamma h$  de manera que en el terreno sean mantenidas, las mismas condiciones naturales preexistentes, se tendría el origen de la línea característica del terreno mostrado por el punto A de la fig - - 3.2.

Disminuyendo gradualmente la presión de confinamiento a partir de este valor, el terreno se deformará, por la disminu-

ción del confinamiento, con un comportamiento en un principio de tipo elástico, que será mostrado por el trazo A-B en la curva característica de la fig. 3.2; si el terreno tuviese un comportamiento puramente elástico, cuando el confinamiento llegase a ser nulo, la deformación elástica total en la clave del túnel alcanzará la magnitud dada por la ec. 3.2.

$$u_e = \frac{Pz \cdot a}{E} \frac{2 + K_0}{1 + K_0} \quad \dots( 3.2)$$

Esta deformación permite determinar al punto D de la línea característica en la misma fig. 3.2. El trazo A-D correspondería a la línea característica del terreno en un caso elástico. Sin embargo, en este modelo aceptaremos que el terreno sufrirá deformaciones plásticas, dadas las características mecánicas del mismo, de modo que en un punto intermedio de la línea A-D el material comenzará a mostrar un comportamiento plástico (punto B).

La condición de esfuerzo interior de confinamiento, con un valor máximo, que permita el desarrollo de la zona plastificada, resulta :

$$P_i = P_z (1 - \text{sen } \phi) - c \cot \phi \quad \dots( 3.3)$$

que corresponde al estado en el cual aún no se ha desarrollado la zona plastificada, es decir, para cuando  $R = a$ . El valor de  $P_i$  dado por la ec. 3.3 permite determinar al punto B en la línea característica.

Si a partir de este valor, se sigue disminuyendo progresivamente el esfuerzo de confinamiento  $P_i$ , el terreno seguirá aumentando sus deformaciones ahora en forma plástica, paralela-

mente al desarrollo de la zona plastificada (ec. 3.1). Las magnitudes de las deformaciones subsecuentes correspondientes a los diferentes estados de equilibrio resultantes por la condición del valor del esfuerzo de confinamiento, se calculan con la ec. 3.4 :

$$\frac{u_0}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}}$$

donde

$$A = 2 \frac{1+u}{E} \operatorname{sen} \phi (P_z + c \cot \phi) \left[ (1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{P_z + c \cot \phi}{P_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\operatorname{sen} \phi}}$$

A cada estado de equilibrio posible, para valores cada vez más reducidos de la presión interior de confinamiento ( $P_i$ ), corresponde una magnitud de la convergencia ( $u$ ), hasta llegar a la condición de presión interior nula en la que el terreno se deformará con una magnitud de la deformación que llamaremos  $u_{ep}$ . De esta manera quedará determinado el trazo B-C de la curva característica.

La curva A-B-C representará, entonces, a la línea características del terreno en una sección lejana a la influencia del frente del túnel, en la que las deformaciones no son influidas aún por el comportamiento viscoso del terreno, es decir, para  $t=t_1$ .

#### b).- CURVA CARACTERISTICA DEL TERRENO PARA $t=0$

Se puede trazar la curva característica del terreno correspondiente a la sección más cercana al frente del túnel, inmediatamente después de su excavación (para  $t=0$ ), aceptando la hipótesis de que esta curva no es sino el caso inicial de la familia de curvas características del terreno, para la sección

dada, que se desarrollan con el tiempo. Así, mediante la suposición empírica de que en la sección recién excavada se produce el 20% de las deformaciones elasto-plásticas totales (en un caso elástico correspondería aproximadamente a un 30%), el trazo de esta curva se obtiene en relación a la anterior (para  $t=t_1$ ) calculando la deformación  $u_0 = 0.2 u_{ep}$ .

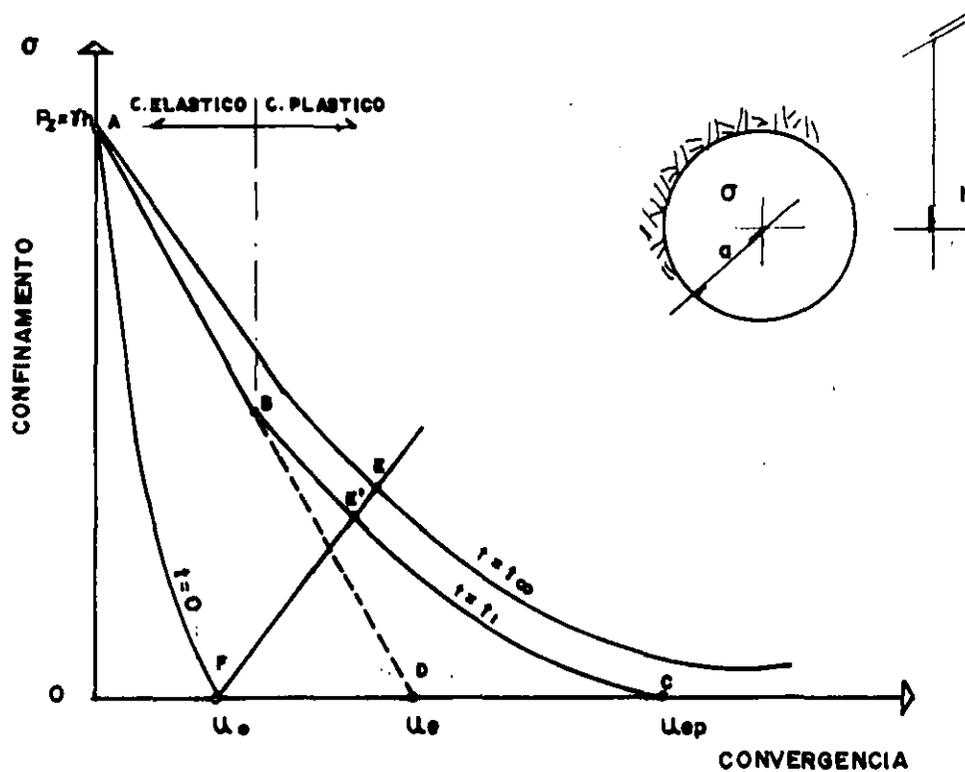


FIG. 3.2  
LINEAS CARACTERISTICAS. CONSTRUCCION ANALITICA.

c).- LINEA CARACTERISTICA DEL TERRENO PARA  $t = t_{\infty}$ .

En realidad la curva característica del terreno, para  $t = t_1$ , debe ser calculada tomando en cuenta a las pérdidas de resistencia del material mediante los parametros de resistencia reducidos  $\phi_r$  y  $c_r$ , y, en tal caso, la línea característica

resultaría válida únicamente en la vecindad del punto de equilibrio E' (suponiendo que se tiene un soporte cuya línea característica es la curva F-E'), esto último, debido a que los parámetros de resistencia del terreno varían con el desarrollo de la zona plastificada del terreno.

En el caso más general el equilibrio final del túnel no permanece en el punto E' debido a las deformaciones diferidas de carácter viscoso: el comportamiento deformacional del terreno ahora se habrá de regir con el comportamiento deformacional del soporte, confundiéndose ambas curvas, y el punto final de equilibrio se desplaza de E' a E. Las deformaciones son ahora función únicamente del tiempo y su desarrollo, de difícil estimación, se deberá seguir mediante la instrumentación del túnel.

#### d).- LINEA CARACTERISTICA DEL SOPORTE.

La línea característica del soporte depende del material con el que éste haya sido fabricado y, como es sabido, del material de contacto entre terreno y soporte.

La tendencia actual en el análisis del comportamiento de los sistemas de soporte se basa en el estudio de pruebas y ensayos de laboratorio realizados, sobre los propios soportes, o bien, en modelos fabricados a escala reducida. Los resultados que se obtengan de estos estudios dependen de la precisión que se tenga en el montaje del modelo al representar las sollicitaciones que el soporte habrá de recibir. Este procedimiento permite no sólo la obtención de las características esfuerzo-deformación de los soportes, sino, además, los posibles modos de falla de los mismos (RABCEWICZ, 1969), por lo que su utilización es muy recomendable. En México se han utilizado modelos a escala 1:20 para estudiar el comportamiento del ademe primario a base de dovelas de concreto que se utilizó en --

los túneles de los Interceptores y el Emisor central del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal (D.D.F. Dirección-General de Obras Hidráulicas, 1969).

Analíticamente, en un soporte a base de concreto lanzado, que se adhiere directamente sobre el terreno, la línea característica se puede trazar a partir de la siguiente expresión (J. VIDAL FONT. 1981):

$$\frac{P_c}{\Delta u} = \frac{e E_b}{a^2} \quad \dots(3.5. )$$

donde:

$P_c$ . Es la presión uniforme de confinamiento que actúa sobre el soporte.

$\Delta u$ . La variación de la convergencia.

$E_b$ . El módulo elástico del concreto en un tiempo dado.

$a$ . Es el radio del túnel.

La presión de confinamiento máxima que puede soportar un anillo de concreto de espesor  $e$  y radio  $a$  es:

$$P_{C_{\text{máx}}} = \frac{e}{a} R_C^t \quad \dots(3.6. )$$

siendo  $R_C^t$  el valor de la resistencia a la compresión uniaxial del concreto en un instante dado.

En la fig 3.2. se supuso que el soporte fue colocado de inmediato en la sección más próxima al frente del túnel por lo que el origen de su línea característica queda determinado con el valor de  $u_0$ .

En el anexo II, se presenta un ejemplo numérico de determinación de las líneas características del terreno y del soporte para un túnel de 10m de diámetro, localizado en un suelo -- firme a una profundidad de 30m, basado en los principios aquí presentados.

### 3.2. LINEAS CARACTERISTICAS Y CURVA DEFORMACION - TIEMPO.

Aún cuando con un modelo de Líneas Características se trata de representar el comportamiento del terreno y el soporte - en su interacción conjunta al poner en evidencia los esfuerzos a los que ambos están sujetos y las deformaciones correspondientes, no se tiene, sin embargo, una idea clara de la evolución con el tiempo de estos fenómenos y, junto con el tiempo, no es clara la influencia que tiene el avance de la excavación, o más bien, la velocidad de avance de la excavación, respectivamente a las condiciones de esfuerzo y deformación en la sección estudiada.

Es evidente que para estudiar la evolución de las deformaciones en una sección dada de un túnel se requiere estar en -- contacto con la propia obra de construcción, lógicamente sujeta a las condiciones reales de avance, mediante la instrumentación del túnel. Por instrumentación nos referimos a todo un conjunto de implementos y/o equipos de medición, de los que -- tendremos oportunidad de hablar posteriormente, mediante los cuales es posible llevar a cabo mediciones del comportamiento deformacional en un túnel. De la medición que es común realizar en túnel y las que por ahora nos interesan son las de convergencia.

Las mediciones de convergencia, realizadas directamente - en la sección en estudio, permiten llevar un registro de la -- evolución de las deformaciones radiales de las paredes del tú-

nel hacia el interior del mismo (convergencia), o bien, en el sentido opuesto hacia el exterior de la cavidad (divergencia)- en función del tiempo y a medida que avanza la excavación. Mediante estos registros es posible trazar una curva deformación-tiempo como la mostrada en la parte inferior de la fig. 3.3- (curva 5). En general, y en un túnel estable, la curva deformación-tiempo de una sección dada, mostrará una tendencia muy acusada a la deformación, con velocidades de deformación altas, en los primeros días después de abierta la sección; posteriormente se notará una disminución considerable de la velocidad de deformación, que indica la tendencia del túnel a la estabilidad, hasta llegar la convergencia de las paredes del túnel a un valor máximo, que se muestra por el trazo asintótico de la curva deformación-tiempo.

Para lo que sigue, supondremos que se tiene una sección dada de un túnel, en la que se han calculado las líneas características del terreno y el soporte y en la que se han realizado los trabajos correspondientes a la instrumentación y medición de las deformaciones de convergencia en la misma sección: así, para este ejemplo hipotético, en la parte superior de la fig. 3.3 se tienen trazadas las líneas características: del terreno en una sección lejana a la influencia del frente del túnel (curva 1), de la sección recién excavada (curva 2) y de un soporte elástico colocado en un tiempo  $t_0$  (curva 3). La instrumentación se instala en la sección desde que ésta es excavada, en el tiempo  $t_0$ , la sección habrá sufrido hasta este instante una convergencia inicial  $u_0$ ; las deformaciones anteriores a este valor no se tienen registradas debido a que aún no había sido excavada la sección del túnel en estudio, por ello es que se muestran con trazo discontinuo a la izquierda de la curva (5).

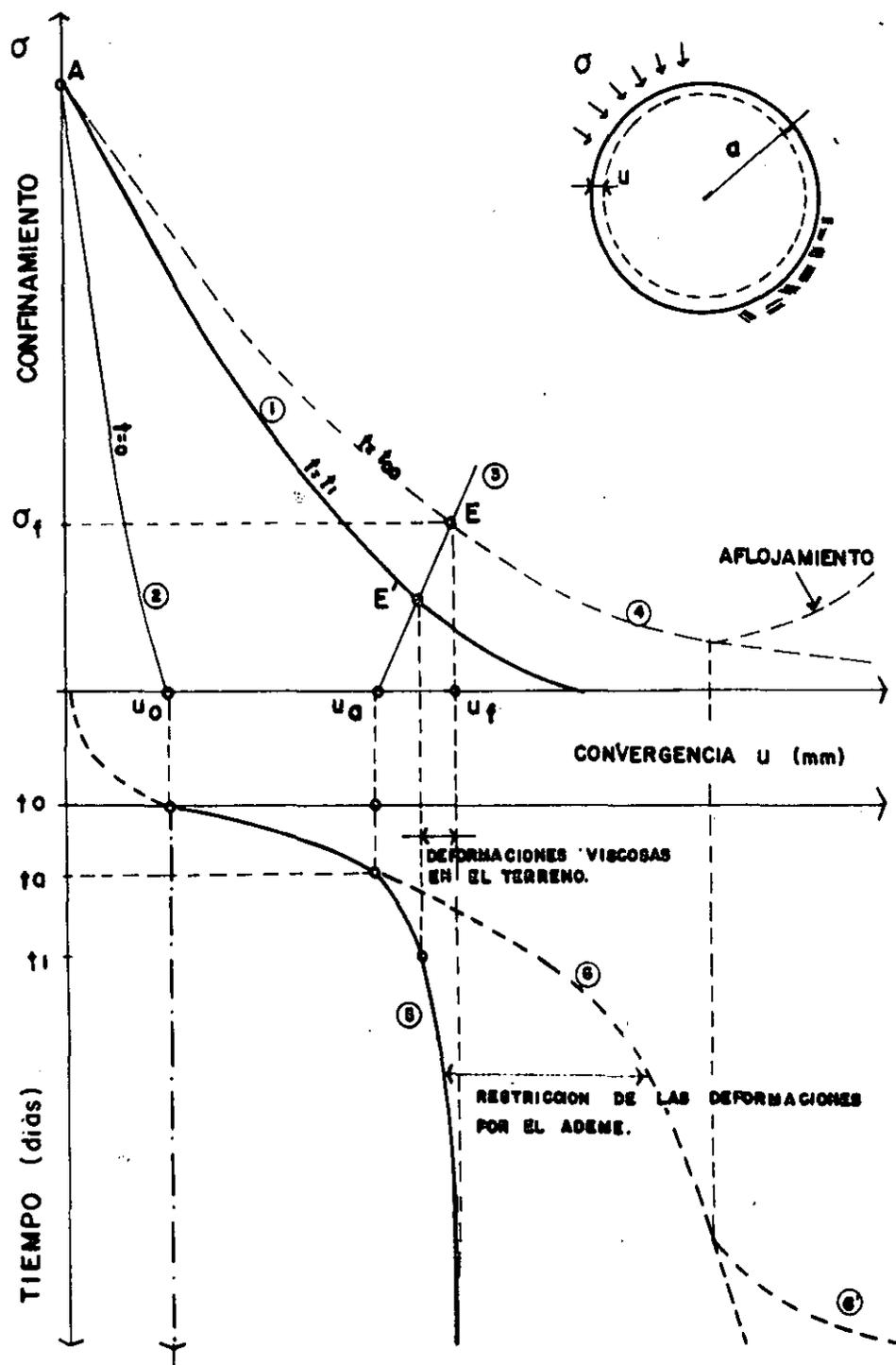


FIG 3.3.

INTERPRETACION DE UN MODELO ANALITICO DE LINEAS  
 CARACTERISTICAS POR MEDIO DEL COMPORTAMIENTO  
 DEFORMACION - TIEMPO MEDIDO EN UN TUNEL.

(REF. A. BELLO M. "Instrumentación en los Túneles del Metro." 1981)

En la gráfica deformación-tiempo del terreno se observa inicialmente una velocidad alta de las deformaciones del túnel hasta el tiempo  $t_0$  en el cual se supone ha sido colocado el ademe. A partir de este momento se aprecia una disminución gradual de la velocidad de deformación según lo muestra la propia curva (5).

Siguiendo la evolución de las deformaciones, y de acuerdo con las líneas características del terreno (1), y del soporte (3), el equilibrio del túnel debería presentarse en el punto E; sin embargo, al llevar una proyección de este punto a la curva deformación-tiempo en la parte inferior de la figura, se observará que la convergencia no ha llegado aún a su valor final, sino que se muestran todavía mayores incrementos de la deformación, posiblemente por efecto del comportamiento viscoso del terreno, aunque con velocidades cada vez más reducidas; hecho que indica que el túnel aún no se estabiliza para el valor de la convergencia indicado por el punto de equilibrio supuesto E'. La deformación finalmente tiende asintóticamente hacia un valor de la convergencia  $u_f$ . El equilibrio del túnel deberá desplazarse de E' a E sobre la línea característica del soporte. El punto final de equilibrio queda determinado de esta manera por la convergencia máxima medida en la sección y con ello queda también determinado el trazo de la línea característica del terreno para  $t = t_0$ .

El valor final del esfuerzo de confinamiento que actúa sobre el ademe es  $\sigma_f$  y la convergencia final de las paredes del túnel es  $u_f$ .

En caso de que el terreno siguiera mostrando una tendencia a la deformación, sería evidente que el soporte que ha sido colocado es insuficiente y deberá ser reforzado.

La curva (6) de la fig. 3.3 muestra lo que sería el com-

portamiento deformación-tiempo del terreno si el túnel no hubiese sido ademado. Esto último en ciertos tipos de terrenos puede llevar el aflojamiento y degradación del material circundante a la cavidad, lo que en la curva deformación-tiempo se evidenciaría mediante un aumento repentino de la convergencia (curva 6').

Como en este ejemplo, la utilización de las curvas deformación-tiempo aprovechadas en conjunto con los conceptos de interacción entre el terreno y el soporte para precisar la magnitud de los esfuerzos que actúan sobre los ademes, constituye un campo de la ingeniería de túneles muy prometedor pero aún muy poco estudiado. Por las posibilidades que el método ofrece, es recomendable seguir con las investigaciones tendientes a vincular cada vez más estrechamente los modelos teóricos que se planteen, con las observaciones en la propia obra subterránea con el fin de tomar mayores ventajas de los fenómenos que ahí suceden y con ello mejorar la economía y seguridad de las obras.



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

CURSOS ABIERTOS

IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SEGUNDO MODULO

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS  
SUBTERRANEAS

EL SISTEMA DE SOPORTE

ING. ALFREDO SANCHEZ GOMES  
ING. RICARDO PEREZ

OCTUBRE 1993.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

*30 de septiembre al 26 octubre de 1992*

**SEGUNDO MODULO:**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

*13 al 17 de octubre de 1992*

**EL SISTEMA DE SOPORTE**

**ING: ALFREDO SANCHEZ GOMES**

**ING: RICARDO PEREZ RUIZ**

## 4.4

## EL SISTEMA DE SOPORTE

## Introducción

4.195

## 1. EL SISTEMA DE SOPORTE

4.196

- Mecanismos de autosoporte
- Inestabilidad potencial
- Situaciones extremas
- Situaciones intermedias. Técnicas modernas
- Técnicas tradicionales. Su evolución
- Nueva forma de abordar el tuneleo
- Características del sistema de soporte

## 2. LA ESTRUCTURA DE ADEME

4.210

- Oportunidad
- Eficiencia
- Congruencia con el procedimiento constructivo
- Detalles desapercibidos en el ademe
- Ademe de marcos metálicos
- Limitaciones del ademe de marcos y madera
- Ademe de concreto lanzado
- Ademe de anclas
- Limitaciones del concreto lanzado
- Limitaciones de las anclas
- Ademe en terrenos blandos
- Ademe en terrenos expansivos
- Influencia del agua en el ademe

## 3. COMENTARIOS FINALES

4.243

## REFERENCIAS

4.251

## EL SISTEMA DE SOPORTE

### 0. INTRODUCCION

En toda obra de ingeniería en la que el hombre hace frente a la naturaleza, ha de acudir a múltiples y diversos recursos para poderla dominar. Si nos valemos del símil, podría decirse que, a semejanza de lo que ha hecho con los animales que ahora le son útiles, emplea esos recursos primero para domar la y después para domesticarla. En la doma, las fuerzas de la naturaleza y las del hombre contienden, en la domesticación colaboran.

En la excavación y el soporte de las obras subterráneas hay una cierta doma y hay una cierta domesticación de la naturaleza, que en este caso está representada por el terreno. Hasta hace pocos años la ejecución de este tipo de obras constituía un auténtico combate para contrarrestar los empujes de tierras; de acuerdo al símil equivaldría a un período en que la doma prevalece sobre la domesticación.

Hoy en día y gracias a la divulgación de nuevas y perfeccionadas técnicas de tuneleo, se ha conseguido que el terreno colabore en la mayor medida posible a su soporte, lo que equivale a dar un paso más hacia su domesticación, a avanzar más allá de la simple doma.

El presente capítulo pretende explicar lo que ello significa para el arte y la técnica del tuneleo.

## 1. EL SISTEMA DE SOPORTE

Al excavar para abrir un hueco en el interior de la tierra se desconfina y se descomprime el terreno inmediato a él. Se altera entonces el aparente equilibrio de esfuerzos hasta entonces reinante en la zona afectada por la excavación. La masa (sólidos, agua y gas) que constituye el terreno, en general, se ve solicitada por el diferencial de esfuerzos y presiones entre el interior de la misma y el hueco y tiende a desplazarse hacia éste.

La excavación forma en el terreno una frontera que permanece libre y, por lo tanto, sin restricciones a los desplazamientos, por el tiempo que tarda en colocarse la estructura de ademe y en el espacio limitado por la frente de excavación y el ademe anteriormente colocado. Espacio abierto (forma y dimensiones del mismo) y tiempo en que permanece abierto son, por tanto, dos factores que influyen en los desplazamientos. En el interior de la masa, el terreno no puede desplazarse libremente y se establece un campo de esfuerzos y deformaciones complejo en el que hay zonas que se liberan o alivian de presiones a costa de otras que se sobrecargan; a este mecanismo de redistribución de esfuerzos se le ha dado en llamar "arqueo", por asemejarse al trabajo estructural del arco y en particular al fenómeno que se observa en masas granulares confinadas (almacenadas en silos o en graneros), y que son descargadas por el fondo. Es un mecanismo que depende de las características geométricas y mecánicas del medio, en este caso, del terreno. Es asimismo un mecanismo amplificador de reacciones de frotamiento o de fricción en cadena, y en orientaciones determinadas.

Así por ejemplo, si contiene éste discontinuidades o zonas de debilidad con alineamientos preferenciales, se establece una marcada orientación en el campo de esfuerzos y deformaciones que produce la excavación, tal es el caso de rocas falladas o diaclasadas en direcciones determinadas. Un suelo, o una roca muy fracturada, mostrarán, en cambio, campos de esfuerzos y deformaciones más uniformes. También suceden, en varios otros casos, cambios de volumen importantes como consecuencia de la excavación, bien sea por dilatación de la masa (los fragmentos móviles individuales, para desplazarse, tienen que rodar por sobre otros fragmentos fijos o menos móviles), o bien por reacciones físicas o físico químicas de expansión o de hinchamiento que se producen, en el nivel intergranular, al descargar la masa o, como acontece con frecuencia, al establecerse un flujo y una absorción de agua a consecuencia de la descarga misma.

### - Mecanismos de autosoporte

Lo interesante de todo esto, al menos por lo que al soporte de excavaciones subterráneas se refiere, es que las reacciones del terreno ante la presencia de la excavación pueden, en la mayoría de los casos y en gran medida, estructurarse como mecanismos cuya función va a ser la de oponerse al desequilibrio provocado por la descarga. Mecanismos de este tipo resultan en la reorganización de arreglos y contactos entre partículas y en la rehabilitación y el reforzamiento de interacciones intergranulares que en suma constituyen una autoprotección del terreno, una verdadera resistencia interna. Esta resistencia, como puede ser sobrada en algunos casos, en otros no

alcanza a ser suficiente.

Es un hecho que cavernas naturales y artificiales han permanecido abiertas por tiempo indefinido y sin soporte auxiliar ninguno en macizos de roca sana, en los que la cementación natural entre partículas y la resistencia mecánica de las mismas soportan, por amplio margen, los esfuerzos impuestos por la excavación, y su deformación, se puede decir que queda dentro del rango elástico o de proporcionalidad lineal con los esfuerzos. En otros terrenos, en cambio, la concentración de esfuerzos, al hacer una excavación subterránea supera los límites del comportamiento "elástico" y queda sometida a prueba la capacidad de la estructura del terreno para resistir y redistribuir los esfuerzos excesivos; zonas de la misma se "plastifican" y sufren grandes deformaciones, o viceversa, en tanto que otras, más rígidas o más sólidas, aceptan concentraciones de esfuerzos extraordinarias sin grandes deformaciones. La cohesión o interacción físico-química de partículas y la resistencia mecánica de la sustancia de estas mismas han de constituir cadenas estructurales, en acomodos como los originales, o en otros acomodos, más eficientes, a que los mismos desplazamientos han dado lugar. Se crean así anillos, bandas o zonas, alrededor de la excavación, en los que por deformación se alivian los excesos de esfuerzos para ser transferidos más hacia el interior de la masa, donde el mayor confinamiento permite absorberlos con poca deformación y amplia capacidad mecánica de la estructura intergranular. Esto puede llevar a una estabilización relativa, pero a costa de

importantes deformaciones en los límites de la excavación y en su entorno o, en casos extremos, resultar en la desintegración progresiva del terreno alrededor de la excavación y en su eventual colapso al no encontrar, el mecanismo de redistribución de esfuerzos, zona sólida o estable donde formar el "arco" e interrumpir su avance. En ambas circunstancias se hace indispensable auxiliar al terreno con un soporte que le provea la resistencia complementaria que necesita para alcanzar, antes de que suceda lo antes dicho, el nuevo equilibrio. La oportunidad con que este soporte auxiliar se suministre determina, por consiguiente, la magnitud de las deformaciones en su caso y del deterioro, mismos que, a su vez, influyen en el comportamiento posterior del terreno y de su soporte.

Las masas de terreno que por su origen e historia geológicas han desarrollado estructuras estables y que, en varios casos, con el tiempo han adquirido todavía mayor fortaleza o consistencia, tendrán más y mejores posibilidades de generar un proceso de autoprotección o de autosoporte, cuando se efectúa en ellas una excavación subterránea.

#### - Inestabilidad potencial

Otras masas de terreno, por fortuna menos frecuentes, han alcanzado en cambio estados metaestables o potencialmente inestables, de modo que difícilmente podrán sostenerse al abrir en el interior de ellas un hueco grande; como tales se pueden considerar, entre otros, los depósitos de cascajo geológico, las abras rellenas de material suelto como puede ser arena uniforme cargada de agua, las rocas descompuestas, los

aluviones sueltos sepultados y, en general, toda zona de ciza lleo intenso y de acumulación de esfuerzos residuales, especialmente si hay en ellas alteración de la masa a consecuencia, por ejemplo, de efectos hidrotermales. Los limos poco plásticos y las arenas finas, saturados, son muy sensibles a vibraciones y a desconfinamientos bruscos, al grado de poderse licuar. Los limos plásticos y las arcillas también manifiestan comportamientos tendientes a la inestabilidad más que a la estabilidad. Típico es el caso de arcillas preconsolidadas o lutitas descompuestas que desarrollan flujo plástico y expansión al verse sobreforzadas por concentraciones de esfuerzos; otras arcillas con alto contenido de partículas coloidales y de minerales con alta actividad electroquímica pueden sufrir grandes expansiones al descargarse y al hincharse su estructura molecular debido a la eventual incorporación en ella de moléculas de agua. Estos últimos fenómenos de expansión y flujo plástico llegan a persistir por períodos largos de tiempo.

En todos estos casos de inestabilidad potencial, que se origina ya sea en la formación misma del terreno o bien en acontecimientos de su historia geológica posterior, su estructura ha adoptado acomodos entre partículas o ha incorporado esfuerzos residuales o acciones físicoquímicas que presentan un desequilibrio latente, mismo que se hace presente en la excavación subterránea tan pronto deja sentirse la descarga que ésta lleva aparejada. Si el terreno en sí no conserva y pone en funciones mecanismos de autoprotección, difícilmente el

soporte auxiliar podrá aplicarse con la prontitud y eficacia suficientes para ganar siquiera sea una precaria estabilidad.

- Situaciones extremas

De los párrafos anteriores se deduce que las excavaciones subterráneas pueden encontrarse con situaciones de terreno extremas: de una lado terrenos sanos, autoestables, del otro, y en contraste con ellos, terrenos, por decirlo así, enfermos y de ningún modo estables en sí. Los primeros no requieren soporte auxiliar o, si lo requieren, es por excepción y puede aplicarse mucho tiempo después de hecha la excavación. Los segundos no sólo requieren soporte auxiliar tan pronto la excavación queda abierta, sino que hay que incorporar en ellos, las más de las veces, medios de presoporte y tratamientos especiales de mejoramiento, adelantados a la excavación, para conseguir su equilibrio temporal y, aún así, muy probablemente se presentarán casos en los que en repetidas ocasiones se tenga que volver a reforzar localmente el soporte o a reponerlo totalmente. En los mejores terrenos el mecanismo de autosoporte que son capaces de desarrollar está, para la generalidad de las excavaciones, sobrado; en los peores terrenos el mecanismo de autosoporte es exiguo o inexistente e, incluso, es posible que se presenten mecanismos enteramente contrarios a la estabilidad.

Estas situaciones extremas son poco frecuentes si se considera la totalidad de las obras subterráneas hasta ahora excavadas, y todo indica que en el futuro lo serán también, aun cuando existen lugares o regiones donde su incidencia en este tipo

de obras puede en realidad ser frecuente. Como ejemplo de esto último acúdase al granito que, como varias otras, es una roca en la que pueden darse en grandes extensiones los dos extremos antes mencionados. Así, en Escandinavia se tienen extensas zonas de granito muy sano en el que se han excavado cavernas de muy grandes dimensiones sin mayor soporte; pero en Hong Kong que también tiene un subsuelo granítico, su tectonización y alteración de éste son a tal grado importantes que las excavaciones subterráneas con que cuenta se han tenido que realizar mediante el empleo repetido de soportes auxiliares inmediatos y de tratamientos caros de preconsolidación y mejoramiento.

- Situaciones intermedias. Técnicas modernas

Sin embargo, la generalidad de los terrenos se sitúa en una gama muy amplia intermedia entre las condiciones extremas. Se trata de terrenos que en mayor o menor grado son capaces de desarrollar un mecanismo de autosoporte efectivo; de manera que requieren sólo un soporte auxiliar complementario. Las técnicas de tuneleo empleadas hasta hace pocos años ignoraban o aprovechaban en escasa medida el mecanismo de autosoporte; las técnicas modernas o más recientes obtienen ventaja de él cada vez en mayor medida, con la consiguiente economía en el soporte auxiliar.

El acierto de estas últimas técnicas consiste en reconocer y aprovechar que el soporte del terreno no lo constituye solamente el elemento estructural de ademe que se instala (marcos, anclas, dovelas), sino que es en realidad un sistema compuesto

en el que el terreno contribuye con una importante porción del soporte, en muchos casos con la más importante. Este sistema compuesto (estructura de ademe - terreno) se da no tanto por las características mecánicas exclusivas de la estructura por un lado y del terreno por otro, sino por una combinación de las dos, misma que se logra muy principalmente gracias a la interacción que se establece en la frontera o fronteras entre ambos elementos: estructura y terreno. Sobre la calidad de la estructura de ademe se puede intervenir directamente (calidad de fabricación, calidad de colocación o instalación); sobre la calidad del terreno, también se puede intervenir: su "fabricación" y su "colocación" están dadas, son parte de su naturaleza y como tales participan en la generación del mecanismo de autosoporte, pero son modificadas o alteradas en cierto modo por el proceso constructivo. Así por ejemplo, el exceso de explosivos en una excavación en roca sana por barreración y voladura es capaz de convertir la masa en roca muy fracturada en el contorno y vecindad de la abertura e, incluso, puede transformar notablemente el arreglo relativo original entre bloques individuales de la misma roca. En el supuesto de que la masa de roca original presentara buenas condiciones para desarrollar el mecanismo de autosoporte, éstas se habrán degradado en las inmediaciones del hueco después de excavar y la respuesta del terreno tendrá que darse ahora a costa de capas más internas del mismo, con lo que se pone en juego un mayor volumen de terreno alrededor. Pero también se puede intervenir no sólo para preservar lo más posible

las buenas condiciones originales, sino incluso, para mejorar las cuando así convenga: tal es el caso, por ejemplo, de un anclaje instalado (antes o inmediatamente después de excavar) en direcciones determinadas para ligar entre sí bloques en una roca medianamente diaclasada para favorecer de ese modo la fricción entre sus caras, o de un ademe de marcos metálicos circulares que se expanden en el sentido circunferencial para agrandar su diámetro y dar una compresión adicional a un suelo firme, porque así se promueve la multiplicación de contactos entre partículas y se acrecienta en forma progresiva su resistencia.

La intervención en la estructura de ademe está a la mano ya que los elementos del ademe son accesibles y dependen enteramente de la técnica y habilidad del hombre; la intervención en el terreno es a distancia, o, en todo caso, es inducida y sus resultados no pueden conocerse más que por intermedio de la observación del comportamiento global, ya que el acceso a la estructura del terreno in situ y a sus mecanismos internos está impedido por obvias limitaciones tecnológicas y por deficiencias del estado actual del conocimiento.

#### - Técnicas tradicionales. Su evolución

Antes las técnicas de tuneleo utilizaban la estructura de ademe para soportar el peso del terreno, sólo bajo la idea de que determinado volumen de éste gravitaba como una carga muerta contra la cual el ademe debía reaccionar. Era frecuente, especialmente en grandes secciones de túnel, excavar en varias etapas, por galerías y en diferentes bancos; además se usaba el explosivo sin guardar precauciones especiales en el contorno

El mismo proceso laborioso y tardado daba lugar a mayores deformaciones y a que éstas se fueran acumulando al paso de una etapa a otra. El resultado era un mayor aflojamiento del terreno alrededor de la excavación, con la consiguiente proliferación de plastificaciones y la puesta en juego de un mayor volumen de masa en movimiento. Como había que ademar en varias secciones de diferentes dimensiones se prefería el ademe de madera, porque era más fácil de ajustar en obra a las necesidades locales; ello llevaba a piezas dimensionalmente más gruesas y en espaciamentos cerrados. Para dar cupo a estas piezas, la sección de excavación, etapa por etapa, tenía que ser mayor y, por otra parte, los contraventeos y apoyos de pieza a pieza obstruían buena parte del espacio interior. Además, el revestimiento definitivo con frecuencia era de mampostería o de ladrillo, el cual, habiendo de soportar cargas de terreno importantes, presentaba gruesas escuadrías, lo que también contribuía a tener un perímetro mayor de excavación. Cuando las piezas de acero compitieron en precio con los ademes tradicionales se popularizaron rápidamente, lo mismo que el concreto simple y el concreto armado, que vendrían a sustituir a la mampostería. Esto trajo secciones de excavación más reducidas para satisfacer las mismas funciones en cada túnel; asimismo se redujeron las etapas de excavación en número y se ampliaron en espacio con lo que se incrementó la eficiencia de los procedimientos de excavación. Pero seguía prevaleciendo el factor de aflojamiento y carga del terreno sobre el soporte.

El siempre creciente número de túneles permitió acumular más experiencia y, por lo tanto, más información, con lo que se fueron estimando con mejores bases empíricas y, en muchos casos, experimentales, las magnitudes, direcciones y sentidos de las cargas del terreno y se fueron generalizando los métodos de análisis y diseño de ademes con enfoques esencialmente estructuristas. A la vez, fueron precisándose las diferentes categorías de terrenos en los que se destacaban las implicaciones de sus características mecánicas, cinemáticas y geométricas, su grado de alteración y la presencia o no de agua. Se recurrió cada vez más a la observación del comportamiento y así, de la simple medición de la cedencia o aplastamiento de las piezas de madera, que siempre se ha hecho, se pasó a la medición más pormenorizada de cargas y sobre todo de deformaciones.

Las técnicas de barrenación y voladura evolucionaron hacia métodos más eficientes y precisos, de manera que pudo controlarse cada vez mejor el trabajo del explosivo y el perfilado y la integridad del contorno. Todo ello vino a reducir los desplazamientos, los aflojamientos y las cargas, y a incrementar la seguridad global de las obras, lo que dió paso finalmente a las nuevas técnicas de tuneleo.

- Nueva forma de abordar el tuneleo

Estas técnicas tomaron forma en los grandes túneles centroeu-  
ropeos que se excavaron después de la postguerra y en coincidencia con el surgimiento de la Mecánica de Rocas, que aportó las bases de razonamiento para hacer posibles los cambios en

la manera de conceptuar el comportamiento y su derivación hacia el diseño de los túneles y hacia los procedimientos de su construcción. Un grupo de austriacos, -viejos conocedores de los túneles alpinos construídos en varias épocas; entre los que destacan Rabcewicz, Müller y Pacher, desarrollaron lo que se conoce por Nuevo Método Austriaco de Tuneleo (NMAT). Otro austriaco, Terzaghi, años antes había creado la Mecánica de Suelos y había también hecho importantes aportaciones para el mejor conocimiento del "arte" del tuneleo, mismas que todavía en la actualidad ayudan a abordar el problema de sostenimiento de túneles.

El terreno entonces empezó a verse con otra perspectiva a partir de la cual se pudo valuar con mayor precisión en qué medida constituía una "carga muerta" y en qué otra participaba realmente en la estabilidad de la excavación. Testimonio de este cambio es la transformación de la terminología que se utiliza para describir el procedimiento: Cuando Terzaghi dominaba la escena vertió sus conocimientos en un libro, ya clásico, que se intituló "Rock Tunneling with Steel Supports" (Tuneleo en roca con soportes de acero). Hoy en día, y en correspondencia a este título, se trata de popularizar la frase "Tuneleo en roca con soporte de roca" para identificar al NMAT, que, además, se insiste en que no es un método de tuneleo, sino toda una forma de pensar y actuar en la realización de obras subterráneas.

Es en razón de esta nueva forma de pensar que el soporte de

excavaciones subterráneas ha podido simplificarse notablemente en aras de la economía y de la seguridad. Sólo así puede explicarse, por ejemplo, que un ancla de 25 mm. de diámetro pueda ella sola dar el mismo efecto sobre  $5 \text{ m}^2$  de la pared de un túnel que un revestimiento de concreto de 50 cm. de espesor capaz de soportar  $500 \text{ KN/m}^2$ , o bien que en un túnel de 14 m. de diámetro, en calizas, la deformación de la bóveda sea, en una sección soportada por marcos metálicos pesados espaciados a cada metro, el doble de la que se observa en otra sección contigua, además con un espesor delgado de concreto lanzado, marcos ligeros de acero y anclas de adherencia.

- Características del sistema de soporte

Recapitulando, el soporte de una excavación subterránea es un sistema compuesto (estructura de ademe - terreno) en el que ambos elementos participan en la estabilidad. Las solicitudes a las que va a estar sujeto dependen de las condiciones o parámetros siguientes:

- El estado de equilibrio natural del terreno (estado inicial).
- Las características geométricas y mecánicas de la estructura de ademe (marcos, concreto, anclas) y de la calidad de su contacto con el terreno, es decir, de su interacción con éste (fricción límite, compresión, no resistencia a la tensión).
- Las técnicas de construcción de la obra, las diferentes etapas de ejecución (en particular los tiempos transcurridos entre la excavación y la instalación del ademe).
- La evolución con el tiempo de la transferencia o

redistribución de esfuerzos, resultado de la interacción del ademe con el terreno y de las interacciones en la estructura misma de la masa de éste.

Estas condiciones o parámetros habrán de ser los datos de base de todo cálculo o diseño que pretenda ser correcto.

Los elementos principales de la nueva manera de pensar en relación con el soporte de túneles y que caracterizan la filosofía del nuevo método austriaco de tunelaje son:

1. La resistencia intrínseca del suelo o de la roca que rodea al túnel debe preservarse y desarrollarse en la mayor medida posible.
2. La deformación del terreno debe ser controlada para que éste desarrolle por completo su resistencia en condiciones de seguridad. Debe evitarse la deformación excesiva que pueda dar por resultado pérdida de resistencia o asentamientos inaceptables en superficie.
3. Estas condiciones pueden obtenerse de diversas maneras, aunque las más usuales son ademes a base de anclas o pernos de roca sistemáticos y una delgada capa semiflexible de concreto lanzado. Cualquiera que sea la estructura de ademe que se utilice, es esencial que sea aplicada y permanezca en estrecho contacto con el terreno y que se deforme junto con éste.
4. El tiempo de colocación del ademe y, cuando el caso lo requiera, el cierre del ademe en el piso del túnel

(invert) es de fundamental importancia para el control de deformaciones y es variable de un caso a otro.

5. El ademe en ciertos casos podrá ser también el revestimiento definitivo. La decisión de que así sea, y su dimensionamiento final, habrán de basarse en resultados de mediciones sistemáticas de esfuerzos en la estructura de ademe y de deformaciones de ésta y del terreno aledaño.
6. La longitud de túnel que permanezca sin soporte en cualquier momento durante la construcción, debe ser siempre lo más reducida posible. Siempre que sea factible, el túnel debe atacarse a sección completa, en un tiempo mínimo y con el menor daño posible causado al terreno por el uso de explosivos.
7. Todas las partes involucradas en el diseño y la ejecución del proyecto de un túnel -ingenieros proyectistas y supervisores, ingenieros constructores y sobrestantes- deben entender y aceptar la filosofía antes descrita y adoptar una actitud cooperativa en la toma de decisiones y en la resolución de los problemas.

## 2. LA ESTRUCTURA DE ADEME

Se ha visto en párrafos anteriores que en el concepto de sistema de soporte van implícitas condiciones de oportunidad y de eficiencia.

### - Oportunidad

La oportunidad hace alusión al parámetro tiempo. Hay un tiempo, que se acostumbra llamar "tiempo puente", en el que el terreno recién excavado permanece estable, sin ademe; el valor de este tiempo varía según el terreno y se juzga que su límite se establece al momento en que empiezan a presentarse manifestaciones de deformación excesiva, deterioro aparente o desprendimientos de pedazos o bloques de terreno. Un terreno aligerado a suelo arcilloso tendrá un tiempo puente muy reducido -sólo unos minutos-, en tanto que una roca sana, poco fracturada, podrá permanecer por meses sin soporte alguno.

Está por otra parte el tiempo de colocación o instalación de la estructura del ademe, que depende de las características de las piezas o elementos que constituyen la estructura en sí y de los recursos con los que se cuenta en la obra (humanos y mecánicos) para el suministro, manejo y colocación de las mismas. Ambos tiempos antes referidos deben ser compatibles, es decir, el tiempo de colocación debe ser menor que el tiempo puente. Si se requiere mantener las deformaciones en un mínimo (control de asentamientos en superficie en áreas urbanas, por ejemplo) se busca la aplicación "inmediata" del ademe, lo que equivale a un tiempo de colocación que en ciertos terrenos firmes o sanos puede ser mucho menor que el puente. En otros casos, donde el condicionamiento de las deformaciones no sea tan estricto, puede aprovecharse una mayor porción del tiempo puente, de manera que las deformaciones ayuden a relevar de esfuerzos al terreno vecino a la excavación y las sollicitaciones sobre el ademe resulten menores; precisar en

estos casos el momento justo es una cuestión de difícil cumplimiento en la práctica, sobre todo en terrenos de tiempo puente limitado (en la vecindad de una hora).

El parámetro tiempo está asociado también a terrenos cuyo comportamiento está regido por fenómenos viscosos o electroquímicos que ante la excavación van dando respuestas diferidas. Tales terrenos contienen en general minerales arcillosos en proporción importante y manifiestan hinchamientos, expansiones y flujo plástico al ser descargados. El tiempo de colocación del ademe en estos casos suele ser menor que el tiempo en que el terreno está, por decirlo así, en actividad; es común entonces que la estructura de ademe se vea sobreesforzada con el tiempo y tenga que reemplazarse o reforzarse.

Cabe recordar aquí que el procedimiento constructivo puede afectar las características del terreno; si las deteriora, el tiempo puente se acorta.

#### - Eficiencia

La eficiencia está relacionada con el avance, el cual viene definido por las condiciones del terreno y por el procedimiento constructivo. Al avanzar con la excavación se descubre un determinado espacio que debe mantenerse estable. A menor tiempo puente, menor debe ser el espacio abierto y más pronta la colocación del ademe, el cual, además, deberá ser más abundante. El espacio reducido dificulta las maniobras y provoca la interferencia de actividades, los tiempos correspondientes a cada una de ellas se acumulan y la eficiencia baja. Terrenos mejores permiten avances mayores; al contar con mayor

(\*) El trabajo tridimensional del terreno en la vecindad de la frente de excavación hace que el ademe colocado lo más próximo a ella se vea menos sobreesforzado que el que se encuentra a varios metros atrás.

tiempo puente el ademe puede alejarse de la frente de excavación e interferir así menos con las actividades de ésta, además su densidad disminuye; a mayor espacio mayor desahogo de actividades y la eficiencia crece por consiguiente.

#### - Congruencia con el procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo debe diseñarse y establecerse para que exista congruencia entre las condiciones que impone el terreno, las actividades de excavación o avance y las actividades de ademe. Un terreno sano y duro exige, para dar eficiencia, mayor mecanización en el procedimiento constructivo que un terreno alterado y blando. En éste último las actividades de ademe consumirán la mayor parte del tiempo del ciclo de tuneleo, en tanto que en el primero serán las de excavación. La eficiencia residirá en procurar el mayor balance y la menor interferencia de tiempos posible entre las diferentes actividades en cada caso.

El diseño de la estructura de ademe debe tener muy presentes estos aspectos. Algunos breves ejemplos podrán ilustrar lo que se quiere decir:

- Un escudo cortador en terreno firme puede acoplarse bien con una estructura de marcos metálicos circulares expandibles y forro de madera, para dar buenos avances; este ademe resultará posiblemente más económico y fácil de instalar que un ademe de dovelas metálicas o de dovelas de concreto. Si el terreno es blando, la estructura de ademe no puede ser de marcos metálicos y forro de madera, sino que el requisito de apoyo inmediato de las paredes

obliga a utilizar dovelas; el escudo en este caso deberá tener un faldón para alojar al menos un anillo y medio de dovelas y contar con apoyo del frente (gatos y ademe frontales o frente cortador cerrado). Ambos escudos pueden sin embargo tener eficiencias y dar rendimientos semejantes, una vez cumplidos los requisitos particulares de cada caso.

- En roca de cierta dureza el método de barrenación y voladura puede mecanizarse para buscar más rendimientos utilizando jumbos de barrenación (con brazos hidráulicos y perforadoras hidráulicas o neumáticas), que a la vez cuenten con plataformas para facilitar las actividades de carga del explosivo y de colocación del ademe; éste puede ser de marcos metálicos con retaque de madera; la rezaga se puede efectuar con palas mecánicas de alta capacidad y rendimiento. La eficiencia de este procedimiento alcanzará a ser muy alta mientras el terreno se mantenga en cierto rango de uniformidad y buena calidad. Pero qué sucede si la roca empieza a manifestar amplias zonas de alternación o si se presentaran flujos de agua importantes: El procedimiento degenera en una pesadilla, las barrenaciones han de ser más cortas y difíciles porque las barrenas se atascan en material más blando y el desperdicio de las potentes perforadoras del jumbo se hace evidente; el jumbo es muy pesado para transitar en un terreno de poca capacidad de carga, lo mismo le ocurre a la pala mecánica; la estructura de ademe debe modificarse:

hay que incorporar tornapuntas para soportar empujes laterales y contrarrestar empujes del fondo, pero el tránsito del equipo vibra el piso y las tornapuntas y afloja al resto del ademe y, por lo tanto, al terreno; el agua, por otra parte, complica todo en tanto no se maneja y controla, y habrá que contar, además, con que reduce la capacidad de carga del piso y la estructura de ademe puede sufrir asentamientos diferenciales peligrosos. Finalmente se concluye que la sección circular y la estructura de ademe circular son las más efectivas para la estabilidad de la excavación y hay que rediseñar y rehabilitar todos los elementos del procedimiento constructivo para recuperar, cuando menos, algo de su eficiencia perdida.

- Detalles desapercibidos en el ademe

Otros aspectos importantes que deben tomarse en cuenta en el diseño de la estructura de ademe tienen que ver con detalles que muchas veces pasan desapercibidos.

Las estructuras de ademe más empleadas en obras subterráneas civiles en México son los marcos de acero con retaque de madera y el concreto lanzado, reforzado o no con malla de acero electrosoldada; esto cuando se excava en rocas o en suelos firmes. Cuando se excava en suelos blandos, se utilizan anillos de dovelas de concreto reforzado unidas entre sí por pernos o por pasadores; en casos particulares se han usado dovelas metálicas, o dovelas de concreto simple.

- Ademe de marcos metálicos

Los marcos metálicos con retaque de madera constituyen una

estructura de ademe satisfactoria en muchos casos de excavaciones subterráneas en rocas y en suelos firmes. Tiene la ventaja de ser una estructura tradicional y generalmente aceptada, por lo que existe personal técnico y obrero que sabe utilizarla e instalarla; es relativamente sencilla; ahora bien, los materiales han subido de precio extraordinariamente en los últimos tiempos, por lo que deja de ser barata. Puede aplicarse en condiciones adversas de terreno y, sobre todo, donde existen flujos de agua importantes que impiden la utilización de otros tipos de ademe. El terreno es visible a través del ademe cuando éste no requiere forro completo de madera; el forro es necesario en arenas y arcillas blandas y en áreas acuíferas.

- Limitaciones del ademe de marcos y madera

Hay que tener en cuenta, sin embargo, entre otros aspectos: Que es una estructura compleja cuya instalación no es muy rápida. Se adapta con dificultad a cambios de geometría o a secciones de formas variables; además consume un cierto espesor de la sección recta no despreciable. Su refuerzo o su reestructuración en zonas que se vean sobreforzadas, resulta muy laborioso y con frecuencia se realiza a base de sobrexcarar o reponer piezas para no invadir la sección útil, con riesgos con siguientes de inestabilidad local. Su continuidad se da a base de cuñas y piezas de madera, mismas que establecen el contacto con el terreno, pero la madera es mucho menos resistente y más deformable que el acero; la continuidad a la tensión la dan tensores de acero que van de marco a marco, y la continuidad entre piezas de un mismo marco se procura con pernos, de cuyo apriete dependerá la capacidad para transmitir

esfuerzos de flexión y de cortante de una pieza a otra; a veces la unión entre piezas se hace por soldadura, pero en condiciones de trabajo difíciles que merman la calidad de la misma. Hay pues una diversidad de puntos en la estructura cuya calidad estructural depende de la buena instalación o colocación aunque, por otra parte, el alto número de piezas permite en general que los defectos o errores se vayan compensando.

La realidad, por lo demás, es que las piezas metálicas no son representativas de la resistencia y rigidez de la estructura, aunque intuitivamente así se las vea, sino que es el entramado de cuñas, vigas y tablones de madera el que da la pauta de la deformabilidad y de la solidez del conjunto. Mediciones y estudios experimentales revelan, por ejemplo, que la rigidez de una estructura dada a base de marcos metálicos y retaque de madera está regida por las características de esfuerzo de deformación de ésta última. En un túnel de 5 m. de diámetro, ademado con marcos metálicos ligeros de 15 x 10 cm. (24 Kg/m), espaciados a intervalos de 60 cm., la estructura da una resistencia equivalente a 1 Kg/cm<sup>2</sup> con una deformación de 1.0 cm, si el retaque de madera es de espesor de 30 cm. y módulo de elasticidad de la madera de 2,500 kg/cm<sup>2</sup>; en tanto que si el retaque es de 20 cm. de espesor y un módulo elástico de 5,000 Kg/cm<sup>2</sup>, la deformación correspondiente será de 0.25 cm. para dar la misma resistencia. Por otra parte, ningún ademe de este tipo es capaz de alcanzar la rigidez de una capa de 8 cm. de espesor de concreto, la cual, para proporcionar una resistencia de 1 Kg/cm<sup>2</sup> se deforma sólo 0.012 cm., si su módulo elástico es de 210,000 Kg/cm<sup>2</sup>.

La rigidez de apoyo de la estructura de ademe en el piso (rastras, zapatas) tiene también una importancia fundamental en la resistencia global de dicha estructura. Un túnel con sección frontal, de 6 m. de claro, ademado con marcos WF de 8" x 5 1/2" (25 Kg/m) a separación de 1.5 m. y con rigidez del retaque de madera estimada en 4,550 kg/m, en una roca de módulo de elasticidad de 500,000 kg/cm<sup>2</sup> y módulo de Poisson de 0.2, las fuerzas normales y los momentos, medidos sobre los arcos, pueden variar en ocho y diez tantos respectivamente, si la rigidez de las zapatas de apoyo varía diez veces; además no sólo varía notablemente la magnitud de cortantes y momentos, sino la localización y orientación relativa de los máximos y mínimos, es decir, su distribución.

Las zapatas o rastras quedan ubicadas en los rincones más inaccesibles del piso, donde suele acumularse agua y donde con frecuencia queda muy fracturado o alterado el terreno por el explosivo, o por cualquiera que sea el método de excavación; considérese entonces que no es rara su colocación defectuosa y que a su deformación propia se añade la del piso de apoyo, la cual puede ser importante si ha sido aquel deteriorado por el agua o por el procedimiento constructivo y, como la supervisión de estos elementos raramente se hace, debido a su inaccesibilidad (muchas veces quedan cubiertos por rezaga o sumergidos en agua), es razonable suponer que la distribución real de esfuerzos no tendrá en general parecido con la supuesta en el análisis de la estructura de ademe para su diseño.

Los túneles soportados por marcos metálicos y retaque de madera son muchos y si los que han resultado en aciertos parecen ser los más, es seguramente debido a esa capacidad de compensación de errores, ya mencionada, que suelen tener las estructuras complejas, en las que se encuentran márgenes de seguridad redundantes o muy sobrados en unas zonas a cambio de los escasos de otras. Pero no hay que olvidar que ha habido fracasos, algunos sonados, que llevaron a caídas locales o a colapsos masivos, muy probablemente a causa de una acumulación desfavorable de esas deficiencias que son consustanciales a este tipo de estructuras; de ahí que el cálculo y diseño que de éstas últimas deba hacerse, esté siempre sobre aviso de las posibilidades de que aquellas deficiencias se presenten, varias o todas, en el sentido más desfavorable.

- Ademe de concreto lanzado

El concreto lanzado ha ganado el escenario de las estructuras de ademe en los últimos años y ello podría atribuirse a una moda generalizada, como otras veces ha sucedido, pero en realidad se debe más a sus muchos merecimientos. En sus principios la utilización del concreto lanzado no difería mucho de la "gunita" o mortero lanzado, que es su antecesora y a la que se le daba la función exclusiva de recubrimiento. Ahora cada vez más se desarrollan y aprovechan del concreto lanzado sus dotes estructurales, hasta el punto de buscar su empleo incluso como revestimiento definitivo, porque compite con el concreto colado en determinados casos.

Una de sus cualidades más apreciadas es su capacidad

extraordinaria de inducir la resistencia intrínseca del terreno, es decir, su autoaporte. El concreto lanzado lo hace posible en virtud de estas características únicas:

- Una adherencia con la superficie del terreno promovida por aditivos y por acción mecánica (martilleo y empastado) que ejerce sobre aquella la mezcla (de cemento, agregados y agua) lanzada a gran velocidad.
- Una rigidez paulatinamente creciente al adquirir un fraguado y un endurecimiento progresivo conforme la pasta plástica inicial va convirtiéndose en un auténtico concreto.
- Un trabajo de membrana en el que el escaso espesor comparado con la gran superficie cubierta por el concreto lanzado y las sinuosidades resultantes de su adaptación a las desigualdades del contorno excavado, proporcionan resistencia y flexibilidad a la vez.
- Una continuidad, una densidad y una consistencia muy útiles para abrigar al terreno y protegerse a sí mismo contra el deterioro por efectos de intemperismo o de otros fenómenos que se hacen presentes a través del tiempo y que pueden afectar la estabilidad.
- Una facilidad especial para aplicarse con prontitud en espacios de diferentes tamaños y en contornos de diferentes geometrías.

Como ya se ha visto, el espesor del concreto lanzado es notablemente menor que el de la estructura de marcos y retaque de

madera para resistencias equivalentes, con lo que la sección de la excavación alcanza a ser de dimensiones más reducidas y ello representa ahorro en costo por ser menor el volumen de tierra removida.

Acepta el concreto lanzado la combinación con malla electrosoldada, varillas, marcos y anclas, para dar una estructura de ademe más reforzada o más rígida, con dosificaciones de los diferentes materiales ajustadas a la mejor conveniencia. De esta manera se puede incorporar resistencia adicional, cuando se requiere, con menos labor y más eficiencia que en el caso de marcos metálicos y madera. A veces el refuerzo resulta suficiente con añadir una capa más de concreto lanzado y esto se puede lograr muchas veces sin invadir la sección útil del túnel.

Se reconocen en esta singular estructura de ademe aquellas condiciones de oportunidad y eficiencia que deben cumplirse con el sistema de soporte, pero además cumple notablemente con esa función de interacción, ademe - terreno, que hace posible que éste autogenera su sostén y sólo envíe a aquel los esfuerzos verdaderamente excedentes. La interacción en este caso corresponde a una compatibilidad de deformaciones, ademe - terreno, que se obtiene en virtud de la adherencia y de la condición plástica de la pasta de concreto en las primeras horas. Esta deformación mutua tiene la ventaja de efectuarse bajo una descompresión o desconfinamiento restringido del terreno por la misma presencia del concreto lanzado. Las deformaciones resultan entonces relativamente pequeñas pero

suficientes para desatar los mecanismos internos del terreno, mismos que, por lo menos, conservan y que con frecuencia multiplican su resistencia estructural o, a los efectos que aquí incumben, su autoaporte. Al fraguar y ganar resistencia y rigidez el concreto lanzado, bien adherido al terreno, se contrae y produce sobre éste un efecto de compresión adicional. Finalmente, el terreno y el ademe, como un sistema, alcanzan acompañados sus respectivas resistencias y gracias a ello éstas pueden sumarse ¿Cabe más perfecta colaboración?

- Ademe de anclas

La hay, en grado casi tan alto, en el trabajo combinado del sistema anclas - terreno que se va a referir en seguida.

En México existe la costumbre de emplear pernos de roca para detener bloques o lajas de roca suelta en minas subterráneas; en trabajos civiles es menos frecuente verlos usar. La aplicación más sencilla es la de pernos puntuales o aislados para evitar posibles desprendimientos locales. En los casos de roca más fracturada es necesario ampliar la acción individual; así, por ejemplo, se prolonga la presión en la cabeza de cada perno con placas o con madrinas y también se pone malla sujeta a los pernos para que queden en ella atrapados los fragmentos de roca sueltos. Los pernos son varillas de acero roscadas en sus extremos que se introducen en barrenos perforados en el terreno; el extremo interior queda empotrado por un mecanismo de cuña que se hace actuar por golpeo o por atornillado contra una concha expandible con cuerda contraria al perno; el par de apriete se da en la rosca exterior y se

controla con dinamómetro y debe vigilarse que no se pierda con el tiempo, sea a causa de vibraciones, sea por impactos causados por las voladuras contiguas. La cuerda en el extremo externo transmite el esfuerzo de apriete, a través de un juego de tuercas, rondanas y placa, a la superficie del terreno, y de ahí se difunde al interior de éste promoviendo en él compresión intergranular o interestructural para hacerle ganar resistencia intrínseca o autoaporte. La acción de cuña, en el otro extremo, genera fricción contra el terreno, misma que da lugar también a una difusión de esfuerzos compresivos y de corte, que tienen asimismo un efecto inductor de resistencia. Con una proximidad adecuada de perno a perno, los efectos individuales se traslapan para dar una reacción acumulada que se suele comparar con el trabajo de un arco. La deformabilidad de los pernos por otra parte, es suficiente para permitir los desplazamientos que el terreno requiere para generar sus mecanismos de autoaporte. Además, se favorece la transferencia de excesos de esfuerzos hacia zonas más internas y sólidas del terreno, siendo ayudada la estructura interna de éste por los pernos para realizar la redistribución.

Para proteger los pernos contra la corrosión, especialmente en aquellos que deben garantizar el soporte por largo tiempo, se rellenan los huecos de los barrenos donde están alojados con morteros o lechadas. Si las mezclas de relleno además se dosifican para alcanzar buenas resistencias y se proveen

de aditivos expansores o bien, se inyectan a presión, se consigue que el perno se adhiera al terreno e interactúe con él en toda su longitud, con lo que la resistencia y capacidad redistributiva del sistema ademe - terreno se acrecienta. Se puede prescindir del roscado y del par de apriete si los huecos de los barrenos son inyectados con oportunidad para que la propia deformación del terreno hacia el espacio excavado tense los pernos y produzca efectos muy parecidos a los del tornillo y la cuña; eliminados éstos, el perno se hace más barato por ahorro en material, fabricación e instalación. Es por ello que han proliferado, en los últimos años, las llamadas anclas de adherencia, que no son más que simples varillas de acero de refuerzo introducidas en barrenos algo holgados, rellenos, con morteros o lechadas, previamente a la introducción de las varillas, o después. Como quiera que sea, el relleno es una actividad más que consume tiempo y necesita de cierto equipo de inyección, aunque éste sea de lo más elemental; por otra parte, hay un tiempo, hasta el fraguado y endurecimiento de la lechada, en el que la mezcla es semilíquida o plástica, y aunque esto es en parte favorable para la compatibilidad de deformaciones con el terreno, la capacidad del ancla es baja. Es por ello que a últimas fechas se han popularizado las anclas de adherencia con resinas o mezclas de fraguado o reacción instantánea, contenidas en cartuchos que las mismas anclas rompen al ser introducidas en los barrenos. El mayor costo de estos productos llega a compensarse con el ahorro de las actividades que se

evitan de relleno o de inyección de lechadas o morteros. Existen diversas patentes de pernos de roca y de anclas de adherencia que no son más que variantes de los elementos básicos: pernos, cuñas, rellenos adherentes y resistentes.

Una vez más, en busca de la oportunidad y la eficiencia, se han ido perfeccionando los procedimientos de barrenación y de instalación. En el extremo de la más alta mecanización existen máquinas con dispositivo revólver que perforan, alimentan los cartuchos e insertan las anclas en operaciones enteramente automáticas. Su alto costo las hace justificables evidentemente sólo en grandes minas y cavernas cuyos terrenos puedan ser y convenga anclarlos con densidades de anclaje importantes.

Quizá el ademe de anclas sea el que menos interfiera en la sección de excavación, tanto en su instalación, como en su posterior eventual refuerzo, el cual se consigue muchas veces simplemente cerrando el patrón de distribución de anclas y/o incrementando su longitud.

La filosofía del NMAT presta una atención especial a las anclas de adherencia, las cuales quedan incluidas en todos sus sistemas de ademe para suelos firmes y rocas intermedias (no muy sanas) y en rocas alteradas o muy blandas, sistemas que se completan con marcos ligeros y concreto lanzado reforzado con malla electroforjada. Los marcos son, por lo general, del tipo "cedente" o deslizante (utilizados de tiempo atrás en tiros y galerías de minas) para no impedir las deformaciones

para poder traslapar diferentes eventos. Ello obliga a diseñar un procedimiento constructivo idóneo, muy diferente del de ataque a sección completa en grandes avances y altos rendimientos; pero la constancia rutinaria de mantener un avance sostenido día a día, aunque sea pequeño, supone también un buen manejo de la oportunidad y de la eficiencia.

Puede suceder que, aun habiendo dominado el procedimiento, el terreno siga sin responder adecuadamente y manifieste deformaciones y empujes altos e irregulares; si así es, ha llegado el momento de cambiar a sección circular y este cambio quizá imponga drásticas modificaciones del procedimiento constructivo y del sistema de ademe. El procedimiento convencional de ataque dividido en sección superior y banqueo es válido por las razones expuestas, pero la excavación y armado del arco de ademe inferior se complican considerablemente. Si las dificultades prevalecen por una longitud importante de túnel (más de 500 m.), y afectan seriamente el rendimiento, es hora de pensar en utilizar un escudo y una estructura de ademe a base de piezas prefabricadas formando anillos de dovelas.

Si el frente del escudo debe cortar con un mecanismo cortador o debe dar libertad para el ataque "a mano" es una decisión económica en la que influye desde luego la calidad del terreno; en todo caso, debe darse la posibilidad de ademar la frente de excavación.

En lo que se refiere a la estructura de ademe, vale la pena señalar que aquí también, como en los demás casos referidos,

el contacto con el terreno debe ser oportuno y eficaz. En suelos relativamente firmes la expansión radial de los anillos de ademe posibilita ese contacto. En suelos más blandos esta expansión es difícil o imposible de dar\* sin dejar un hueco abierto entre los elementos de ademe por donde puede extruírse o fluir plásticamente, sin control, lo que pondría en precaria situación la estabilidad del túnel. Se cae entonces en la necesidad de proporcionar continuidad y estanqueidad a los anillos de ademe y el mecanismo de contacto se consigue a base de inyección de mortero o lechada tras los anillos y contra el terreno. El eventual relleno de oquedades tras el ademe y la recompresión en la frontera ademe-terreno, restituye el confinamiento lateral de éste y frena los desplazamientos que finalmente dan origen a asentamientos indeseables en la vecindad del túnel. Las oquedades provienen del espacio que deja el faldón del escudo al avanzar y de efectos de fricción y dilatación en la superficie lateral del escudo al desplazarse. Cuanto más blando es el terreno, más importancia adquiere la inyección de contacto y debe producirse tan pronto el anillo de ademe sale del faldón. Asimismo será en estos casos fundamental el soporte permanente de la frente. Este soporte debe proporcionar una presión tal que se comprima también al terreno para contrarrestar la descompresión que provoca la excavación.

Nuevamente se reconoce aquí el papel fundamental que juega el contacto adecuado de la estructura del ademe con el terreno.

(\*) Imposible de dar con gatos pero posible de dar con cuñas que son dovelas especiales incorporadas a cada anillo de ademe.

A través de toda esta exposición se ha resaltado este papel en las diferentes estructuras de ademe; se ha visto cómo a través de este contacto se consigue la interacción que convierte a un simple ademe en todo un sistema de soporte y estabilización en el que el terreno lleva muchas veces la parte más importante.

- Ademe en terrenos expansivos

Quizá el problema más difícil de resolver sea el de la estabilización de un suelo expansivo. En éste, más que en otros suelos, se hacen patentes las cualidades que debe desplegar todo sistema completo de soporte:

- Debe conceder al terreno la libertad de deformación suficiente para que éste libere los esfuerzos excesivos.
- Debe ayudar al terreno a que los esfuerzos liberados se transfieran a las zonas del propio terreno y del ademe más sólidas o resistentes.
- Debe contar con zonas de fortificación a través de las cuales se obtenga confinamiento y solidez.

Todo consiste en dar una dosificación adecuada de flexibilidad y rigidez, de alta y baja inercia entre sus diferentes componentes en función del comportamiento y la respuesta que el terreno es capaz de dar, para obtener una excavación útil, económica y segura.

El suelo expansivo responde a la descarga con un incremento considerable de volumen, producto de su característica estructura molecular, y al que la estructura de ademe debe

conceder espacio y desahogo, pero sin dejar que el terreno se pierda. A la vez, conforme el terreno se hincha, partes del mismo deben interactuar con elementos del ademe para transferir esfuerzos. Finalmente los elementos de interacción del ademe encuentran apoyo y restricción de desplazamiento en las zonas más resistentes del mismo.

La solución práctica es, por ejemplo, marcos circulares del tipo deslizante o cedente y forro de madera de bajo módulo de elasticidad o espuma plástica sólida; o bien, igual tipo de marcos, anclas de adherencia ligadas a los mismos, y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada, pero con escotaduras longitudinales sin concreto pero con la malla corrida que sirvan de desahogo controlado de la deformación.

Entre el ademe y el revestimiento definitivo conviene dejar un cierto espesor de espuma plástica sólida que sirva de fusible a las eventuales expansiones que se produzcan después de revestido el túnel.

En todo momento, pero muy particularmente en las etapas de excavación y ademado, hay que evitar la pérdida de material en cuanto sea posible, ya que es la fuente más importante de deformaciones adicionales de la masa de terreno y, por consiguiente, de asentamientos en la superficie.

- Influencia del agua en el ademe

Un aspecto muy digno de consideración en el diseño del sistema de soporte, y al que no siempre se le da el justo valor, es el agua presente en el terreno.

El caso del hinchamiento en suelos expansivos, por ejemplo, es mucho más impresionante y aparatoso si sucede con absorción de agua. Varios voluminosos "flujos de lodo" que penetran al túnel en cuestión de minutos y corren por él decenas de metros hasta encontrar un ángulo de reposo por lo común inferior a  $10^\circ$ , se han producido por la combinación, siempre temida, de un terreno expansivo y el agua. Flujos semilíquidos también impresionantes se producen cuando concurren limos o suelos granulares (principalmente arenas finas) sueltos con agua. De ahí que se diga que los mineros o los tuneleros le tienen más miedo a la carga de agua que a la carga de tierra.

La presión y el gradiente hidráulicos son los factores que pueden producir más daño: inducir aflojamiento y desagregación, producir tubificación y arrastre. Es por ello, de fundamental interés para obtener y conservar la estabilidad de una excavación subterránea, bajo el nivel freático, el que se alivie la presión hidráulica y se eviten los gradientes hidráulicos críticos, es decir, la concentración de flujo y carga de agua en espacios o pasos reducidos. Tanto la presencia de estas condiciones como su control pueden darse sin que vaya aparejado un gasto importante de agua.

Una condición de gradiente crítico puede plantearse, por ejemplo, cuando para protegerse de un terreno acuífero se lleva el revestimiento de concreto lo más pegado posible a la frente de excavación, pero no se cuida de establecer barrenos de alivio y aureolas de inyección que eviten concentraciones de presión y flujo en el espacio

entre la frente y el revestimiento.

El problema del gasto de agua, si no hay arrastre, no suele ser un problema de estabilidad sino de manejo (cárcamos, bombas, tuberías y canalizaciones), que en muchos casos puede disminuir a medida que el frente avanza y el flujo se reparte con la consiguiente disminución de presión y de gradiente. No obstante, hay formaciones "cargadas de agua" en las que el flujo por unidad de túnel excavado puede mantenerse constante en grandes longitudes, o hasta crecer, lo que impone severas demandas de manejo para poder trabajar. Si la excavación es difícil bajo estas circunstancias, no lo es menos el trabajo de ademado, el cual puede resultar con serios defectos de manufactura y con deficiencias de apoyo en la base o en el piso que pueden inducir después a su falla. La presión y el gradiente crítico, además, alteran por completo la capacidad de carga del terreno donde ha de apoyar el ademe.

Todas las medidas de control de flujo y de abatimiento de la presión (o del nivel freático en su caso) son benéficas para la estabilidad del túnel y, aunque requieren de cierta inversión importante y muchas veces imprevista, son a la larga económicas, especialmente si pueden emprenderse con suficiente anticipación al paso del túnel. Estas medidas son, por lo común, de drenaje artificial o de bombeo (pozós punta, drenes de varios tipos, evacuación de agua desde pozos vecinos al túnel, etc.). Cabe mencionar aquí que el abatimiento de presiones o del nivel freático puede dar lugar a asentamientos del terreno

provocados por el correspondiente incremento de esfuerzos efectivos en la estructura intergranular del mismo. Este riesgo debe considerarse en la evaluación global de la solución y compararse con otras opciones de mejoramiento probablemente más caras pero más seguras en cuanto a asentamientos se refiere (inyecciones, congelación, otros tratamientos). Las inyecciones, especialmente las de productos químicos llevan a su vez otro riesgo, el de contaminar el agua que eventualmente puede usarse como agua potable. Ambos riesgos -asentamientos y contaminación- están presentes en ciudades alemanas y japonesas, por lo que, para poder realizar en ellas las excavaciones subterráneas del Metro, en terrenos acuíferos, se vieron precisados a desarrollar el método de excavación con escudo de frente presurizado con lodo (escudo "de bentonita"); este método evita el abatimiento del nivel freático, los tratamientos de mejoramiento y el empleo de aire comprimido (que otrora se usaba, pero con riesgo adicional de que el personal que laborase en ambiente hiperbárico sufriera daños irreversibles en huesos, articulaciones y sistema respiratorio y cardiovascular). La estructura de ademe en este método, como en los otros que utilizan escudos para excavar en terrenos blandos, es, como ya se mencionó, a base de anillos cerrados de piezas de concreto prefabricadas llamadas dovelas. Tanto el método de excavación como la estructura de ademe son poco adaptables a cambios significativos en las condiciones geológicas y ambientales, por lo que sus respectivos diseños deben ser lo suficientemente sobrados como para cubrir un rango de imprevistos más amplio que el que se considera en métodos de mayor flexibilidad de adaptación. Así

por ejemplo, los anillos de dovelas se diseñan para que una vez instaladas queden entancos y ello obliga a que en su diseño se considere que deban soportar la acción de la carga de agua total que eventualmente exista. Es por eso que la acción propia del terreno, en estos casos no resulta el factor dominante en el diseño, sino que lo es la acción del agua y, en muchas ocasiones lo puede ser la acción derivada de las maniobras de descimbrado, izaje y manejo de las dovelas o de los empujes que ejerce sobre ellas los gatos del escudo para que éste logre avanzar.

Asimismo es frecuente que en el diseño del revestimiento definitivo sea la acción del agua, (la presión hidrostática o la variación de sus presiones en el tiempo), la que prevalezca sobre cualquier otra acción.

En los túneles carreteros centroeuropeos más recientes, en los que se ha aplicado la filosofía del NMAT, se ha buscado economizar lo más posible no sólo en la estructura de ademe sino también en el revestimiento definitivo a partir del proporcionamiento balanceado de todos los factores que hacen posible el sistema de soporte. En cuanto al revestimiento definitivo, se procura aplicarlo cuando han cesado ya las deformaciones en el perímetro (convergencias) y alrededores de la excavación, o aún cuando la velocidad de deformación persista, que ésta sea de tal magnitud que revele no una inestabilidad sino una tendencia al equilibrio de un proceso reológico propio de la respuesta diferida del terreno. Ello supone, por una parte, que el terreno está bien

soportado por la estructura primaria de ademe, la cual interactúa adecuadamente con el terreno a modo de inducirlo a su total estabilización, y por la otra, que se lleva una estrecha observación del comportamiento con el tiempo (levantamientos físicos y geológicos, mediciones de deformaciones y esfuerzos en puntos representativos); pero además supone una presión hidrostática baja o nula. Esto último se consigue mediante un elaborado sistema de drenes (de fibras sintéticas) sobre los que se aplica una membrana de plástico; y es sobre ésta última que se cuele el revestimiento definitivo, el cual de esta manera resulta con muy poco (o ningún) refuerzo. La solución aparentemente cara de drenaje e impermeabilización compensa, en muchos casos, el mayor refuerzo y la mayor sección de concreto que se necesitaría para soportar la carga hidrostática total. Se da por descontado que el abatimiento del nivel freático que resulta de aplicar esta solución no ocasiona ni asentamientos ni daños en la vecindad del túnel. Este no es el caso de túneles urbanos, por lo que en ellos el sistema de soporte debe, en la mayoría de los casos, hacer frente a la carga total de agua.

Si, de acuerdo con el criterio antes referido, el revestimiento no se puede aplicar con la oportunidad debida, aún cuando el empuje de agua esté controlado, habrá que adoptar un diseño más conservador, en previsión de que las eventuales variaciones de esfuerzos en el terreno incrementen la sollicitación sobre dicho revestimiento. También cabe el ajustar el diseño sobre la marcha, según lo vayan indicando las observaciones del comportamiento.

Aumentar el espesor no es en general cosa fácil, ya que las cimbras se fabrican con anticipación y el ajuste del diámetro que traen de fábrica es limitado; se opta entonces por variar el refuerzo o la resistencia propia del concreto, o ambos. En otros casos, un sobregálbo en la excavación, que compense deformaciones adicionales del terreno previsibles y sobrespesores necesarios de concreto, ha sido la solución correcta.

### 3. COMENTARIOS FINALES.

Influenciado por el diseño estructural quizá, el proyectista de túneles se siente a menudo en el compromiso de dar un diseño definitivo de la estructura de ademe antes de que se empiece la construcción. La complejidad del problema, sin embargo, hace imposible que se pueda cumplir cabalmente dicho compromiso. De proceder así, en el mejor de los casos se incurrirá en proponer soluciones muy conservadoras, pero en el peor de los casos se puede llegar a absurdos que comprometan la estabilidad del túnel, por ignorar los mecanismos de los cuales ésta depende.

Si se considera un túnel poco profundo, excavado en suelos blandos, en zona urbana, donde las exigencias de mínimo asentamiento dominan la escena, y donde el reducido tiempo puente no permite gran margen de interacción con el terreno, no hay más remedio que soportar de inmediato el frente y las paredes de la excavación con estructuras de ademe resistentes, poco deformables y que no dejen oquedad o resquicio alguno por donde el

suelo pueda expandirse o extruírse. Se cae entonces en un procedimiento constructivo único, prácticamente inalterable o poco adaptable o ajustable a cambios en las condiciones geológicas, y sobrado en el sentido de poder superar las eventuales variaciones sin grandes demoras; tal es el procedimiento de excavación con escudo. La estructura de ademe deberá, por tanto, ser compatible con este criterio, que es lo que sucede con las piezas prefabricadas o develas, las cuales, montadas en anillos tras el escudo, forman las paredes de la excavación.

Dado que tanto el escudo como las dovelas deben fabricarse con suficiente anticipación, ha de contarse, aquí sí, con un diseño definitivo de los mismos previo a la construcción. Siendo zona urbana y túnel poco profundo, hay buena posibilidad de realizar un buen número de sondeos a lo largo del trazo de la futura excavación subterránea, para caracterizar el subsuelo con suficiente apego a la realidad y definir los aspectos geotécnicos más significativos del mismo. Existen por fortuna, además, métodos de análisis, a partir de las teorías de la elasticidad y de la plasticidad, que consideran estados límites de estabilidad y que se aproximan al comportamiento real del terreno bajo las rígidas condiciones de excavación y soporte antes dichas; métodos que, por consiguiente, pueden emplearse en el diseño previo y definitivo que se requiere. Cualquier condición extrema del terreno que llegara a presentarse y que superara los límites conservadores del procedimiento y del soporte, necesariamente tendrá que resolverse a base de tratamientos de mejoramiento que restituyan el terreno al rango de condiciones manejables

por el procedimiento y el soporte los cuales han de mantenerse inalterables en lo posible si se quieren evitar demoras y gastos todavía superiores a los correspondientes al tratamiento.

El método de las reacciones hiperestáticas y el método del sólido compuesto corresponden a esta categoría de métodos. El primero estudia el comportamiento del anillo de ademe bajo la acción de un sistema de cargas y de reacciones hiperestáticas que esquematizan el comportamiento mecánico del terreno; el segundo, estudia el comportamiento conjunto del ademe y el terreno bajo condiciones de esfuerzos geostáticos, límites. La incorporación de las condiciones de trabajo tridimensional en la vecindad de la frente y de las variaciones de comportamiento a través del tiempo se hace a base de modelos que contienen simplificaciones importantes. Por otra parte, y dada la rigidez que hay en todo el proceso, no se puede con ellos jugar ampliamente con aquellos factores ya mencionados de desahogo, por un lado, y de flexibilidad y rigidez combinadas, por el otro, que son la base para que un ademe induzca un sistema de soporte compuesto terreno-ademe que resulte en una importante economía y en una buena seguridad de la excavación subterránea.

Pero el problema general y el más común es mucho más complejo que el que se plantea en un túnel en suelo blando, a poca profundidad. A través de este escrito se han hecho notar varios de los factores que intervienen en un momento dado, (unos a favor y otros en contra de la estabilidad), muchos de los cuales son hasta el momento difíciles de incorporar en un modelo y

más difíciles aún de medir con precisión. Se ha de contentar el análisis, por ahora, con intentar definir situaciones y respuestas envolventes, sin distinguir en detalle a muchos de los factores significativos. En rocas y suelos granulares gruesos y heterogéneos, por ejemplo, la complejidad y dificultad del análisis proviene de la naturaleza discontinua del medio, la no linealidad y la no reversibilidad de los ciclos de carga y descarga, así como la dilatancia, los equilibrios dependientes del tiempo (viscosidad) y de la historia geológica, y las respuestas mecánicas dispersas a la vez por la discontinuidad y heterogeneidad de la masa como por el nivel de ignorancia de las mismas en cada punto. Hablar de un cálculo determinista y de un coeficiente de seguridad carece entonces de sentido.

Evidentemente aquí el diseño previo a la construcción ha de darse como preliminar y con los debidos márgenes conservadores, para ajustarlo después sobre la marcha, es decir, a medida que la excavación avanza. Durante ésta habrá necesariamente que observar y medir para definir esas envolventes de respuesta que sirvan para retroalimentar las hipótesis de base del diseño. Esto equivale a aplicar el método científico a un modelo predictivo de comportamiento, que es lo que hizo Terzaghi en toda su práctica profesional y que en geotécnica se le conoce como el "método observacional". Es un diseño evolutivo y eminentemente interactivo. Va aparejado, como es natural, a procedimientos constructivos de alta adaptabilidad, es decir, que puedan ajustarse con facilidad y sin grandes demoras a la variabilidad y heterogeneidad propia del terreno y que, por consecuencia, sean

compatibles con estructuras de ademe igualmente adaptables, mismas que además sean capaces de inducir los mecanismos de autosoporte del terreno.

Son en estos casos la utilización de las observaciones y levantamientos geológicos y las mediciones "in situ" del comportamiento las verdaderas herramientas del cálculo. Los modelos mecánicos han de emplearse más bien para establecer un marco de referencia que ubique y ayude a interpretar correctamente las observaciones y mediciones.

Con apoyo a estas consideraciones, es razonable concluir que la manera más apropiada de abordar, en lo general, el problema, para lograr que una estructura de ademe se convierta en un verdadero sistema de soporte, sea parecida, quizá, a la que acostumbramos emplear los seguidores de esa nueva manera de pensar en relación con los túneles que se conoce como Nuevo Método Austríaco de Tüneleo, y que podría resumirse así:

- Obtener una descripción geológica y una caracterización geotécnica lo más detallada posible de los terrenos por excavar a lo largo de una franja suficientemente ancha para ser representativa y que incluya el trazo del túnel.
- Definir, en función de ella, la ubicación y extensión aproximada de las diferentes categorías de terrenos a lo largo del eje del túnel y establecer una clasificación del comportamiento geotécnico de los mismos al nivel de la excavación. Destacar claramente rangos de variación predecibles, y nivel de precisión de los mismos así como lugares o zonas

de comportamientos extremos. El manejo de cuatro a seis clases de terreno como máximo es lo más aconsejable.

- Especificar, sobre la base de la más amplia experiencia tunelera, las estructuras de ademe y los procedimientos constructivos compatibles con cada clase de terreno. Aquí igualmente conviene establecer rangos previsibles de variación. Evítense el uso de calificaciones de terrenos y ademes a priori. El cálculo de ademes, apoyado en métodos semiempíricos de estimación de carga de terreno o de selección de ademe, debe utilizarse a título orientativo y para basar comparaciones, ajustes y retroalimentación posteriores.
- Especificar los sistemas de observación y medición del comportamiento in situ que deben utilizarse (método observacional), con una indicación clara de su objetivo y del sistema de información y retroalimentación que se deberá seguir.
- Establecer con detalle las especificaciones del revestimiento definitivo y las posibilidades de adaptar su diseño y construcción al criterio del método observacional y del diseño interactivo.
- Fijar claramente las responsabilidades de diseño en sus diferentes fases.
- Indicar las vías de comunicación y de entendimiento, así como las bases de responsabilidad compartida que se habrán de otorgar en las diferentes fases del proyecto, desde su concurso y contratación hasta su ejecución y entrega para

que se cumplan las condiciones de un diseño auténticamente evolutivo e interactivo destinado a la económica, segura y satisfactoria consecución de la obra. En estas indicaciones adquiere especial importancia la definición de los imprevistos, los riesgos y los comportamientos extremos y de la manera como habrán de abordarse, resolverse o evitarse.

REFERENCIAS

- E. T. BROWN, "Putting the NATM into Perspective"  
Tunnels and Tunneling. November 1981
- H. EINSTEIN y otros. Assessment of Empirical Design Methods  
for Tunnels in Rock.  
RETC Proceedings. Atlanta 1979
- J. GOLSER. New Austrian Tunneling Method. Theoretic Fundamentals.  
M3ynadier, Zurich. March 1976.
- JURAN y otros. Le renforcement de Sols par Barres Passives.  
X ICSMFE. Estocolmo 1981
- K. KOVARI, CH. AMSTAD. Decision Making and Field Measurements  
in Tunneling.  
25th OYO Anniversary Lecture Meeting. Tokyo. October 1979
- G. LOMBARDI "La Estática de los Túneles"  
Publicación de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas.  
México, D. F. 1974  
"Conferencia Especial" Primer Simposio Nacional sobre  
Túneles. Madrid, 1974.
- MASON AND MASON. Shotcrete at Mexico City.  
Tunnels and Tunneling. March-April, 1974.
- A.M. MUIR WOOD y otros. Dams and their Tunnels.  
Water Power. February-April, 1980.
- L. MULLER. The Reasons for Unsuccessful Application of the  
New Austrian Tunneling Method.  
International Tunnel Symposium 78. Tokyo, 1978.
- R. PECK, D. DEERE, J. MONSEES y otros. "Some Design Considerations  
in the Selection of Underground Support Systems."  
Report PB 190443 Nt. Tech. Information Service.  
Washington. 1969.
- PROCTOR & WHITE "Rock Tunneling with Steel Supports (Introduc-  
ción de Karl Terzaghi).  
The Commercial Shearing and Stamping Company.  
Youngstown, Ohio. 1946.
- L.V. RABCEWICZ "The New Austrian Tunneling Method" Water  
Power. November, December 1964.  
"Stability of Tunnels under Rock Load" Water Power.  
June, July, August, 1969.
- J. VIDAL. "Construcción de Túneles con Concreto Lanzado y Anclas  
(NMAT). Aplicación a Túneles Someros en Suelos Firmes"  
Túneles en Suelos Blandos y Firmes. Sociedad Mexicana de  
Mecánica de Suelos, 1981.

L. VIEITEZ "Sistemas de Soporte en Suelos Firmes"  
Túneles en Suelos Blandos y Firmes. Sociedad Mexicana de  
Mecánica de Suelos, 1981  
"Obras Subterráneas en el Valle de México"  
Reunión Conmemorativa. Sociedad Mexicana de Mecánica de  
Suelos. Agosto, 1982.

Guidelines for Tunnel Lining Design. Edited by T.D. O'Rourke  
ASCE, 1984.

Stabilité des Tunneles par la Méthode Convergence-Confinement.  
AFTES Paris. Octobre, 1978

Les Travaux Souterrains en Site Urbain. AFTES Paris.  
Mai, 1977.

NOTAS



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

**CURSOS ABIERTOS**

**IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

*30 de septiembre al 26 octubre de 1992*

**SEGUNDO MODULO**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

*13 al 17 de octubre de 1992*

**DISEÑO DE ADEMAS Y REVESTIMIENTOS**

**ING: ALFREDO SANCHEZ GOMEZ**

**ING: RICARDO PEREZ RUIZ**



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

CURSOS ABIERTOS

IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SEGUNDO MODULO

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS

DISEÑO DE ADEMAS Y REVESTIMIENTOS

ING. ALFREDO SANCHEZ GOMEZ  
ING. RICARDO PEREZ RUIZ

OCTUBRE DE 1993.

## C O N T E N I D O

### **I. INTRODUCCION.**

### **II. GENERALIDADES.**

#### **II.1 ANTECEDENTES.**

#### **II.2 FACTORES QUE GOBIERNAN EL EQUILIBRIO DE UN TUNEL.**

#### **II.3 HIPOTESIS DE MODELACION.**

##### **II.3.1. RESULTADOS APORTADOS POR LAS TEORIAS DE ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD.**

#### **II.4 ANALISIS DE INTERACCION SUELO - REVESTIMIENTO - TIEMPO DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.**

#### **II.5 METODOS DE DISEÑO.**

### **III. PROBLEMAS ANALITICOS.**

### **IV. INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO.**

#### **IV.1 PARAMETROS DEL TERRENO.**

#### **IV.2 PARAMETROS QUE DEFINEN LA ESTRUCTURA.**

**V. METODOS ANALITICOS.**

V.1 METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS.

V.2 METODOS DE SOLIDO COMPUESTO.

V.3 METODOS DE LAS ZONAS PLASTICAS.

V.4 METODOS EMPIRICOS GLOBALES.

**VI. CRITERIOS DE SELECCION Y RANGOS DE APLICACION.**

**VII. INSTRUMENTACION (BASES Y RESULTADOS)**

**VIII. CONCLUSIONES.**

**ANEXO No. 1.**

**REFERENCIAS.**

**FIGURAS.**

## **I.- INTRODUCCION.**

ENTRE LOS PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LA INGENIERIA CIVIL, EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE TUNELES CONSTITUYE UNO DE LOS GRANDES DESAFIOS; DADO QUE AL EXCAVAR UN TUNEL SE PRESENTA UNA RELAJACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO ADYACENTE AL TUNEL, LA CUAL PUEDE CONducIR A SITUACIONES DE COLAPSO. PARA EVITAR LO ANTERIOR SE HACE USO DE REVESTIMIENTOS, LOS QUE ACTUAN COMO ELEMENTOS RESISTENTES QUE TIENDEN A EVITAR EL PROGRESO DE LOS DESPLAZAMIENTOS, AL INDUCIR UNA INTERACCION ENTRE EL MATERIAL DEL TERRENO Y EL REVESTIMIENTO. AQUI MAS QUE EN CUALQUIER OTRO CASO, LA EXPERIENCIA Y EL JUICIO DEL INGENIERO SON FACTORES BASICOS PARA REALIZAR EL ADECUADO DISEÑO DE REVESTIMIENTOS.

LOS METODOS VAN DESDE ESTUDIOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES, HASTA PLANTEAMIENTOS EMPIRICOS QUE RESUMEN LA EXPERIENCIA OBTENIDA DURANTE LA CONSTRUCCION DE TUNELES. ES EVIDENTE QUE, DE ACUERDO CON EL PRESENTE ESTADO DE CONOCIMIENTO UN SOLO METODO NO PUEDE CUBRIR LA INFINITA VARIEDAD DE CONDICIONES DE DISEÑO.

## **II. GENERALIDADES.**

### **II.1. ANTECEDENTES.**

LA CONSTRUCCION DE UNA ESTRUCTURA EN EL INTERIOR DEL SUBSUELO IMPLICA LA MODIFICACION DEL ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS PREEXISTENTES POR UN NUEVO ESTADO CORRESPONDIENTE AL SOLIDO FORMADO POR EL REVESTIMIENTO Y EL SUBSUELO DEL DERREDOR. POR RAZONES OBIAS, LA TRANSICION DEL PRIMER ESTADO DE EQUILIBRIO AL SEGUNDO NO ES

INSTANTANEA, DE SUERTE QUE ESTADOS INTERMEDIOS OCURREN SUCESIVAMENTE DURANTE EL PERIODO DE CONSTRUCCION.

EL DISEÑADOR DEBE ASEGURAR QUE CADA ESTADO ES ESTABLE DURANTE Y DESPUES DE CADA ETAPA DE CONSTRUCCION, ASI COMO TAMBIEN QUE LAS DEFORMACIONES QUE SE PRESENTARAN SEAN DE MAGNITUD TAL QUE SU INFLUENCIA SOBRE ESTRUCTURAS PREEXISTENTES ALEDAÑAS AL TUNEL NO LAS LLEVE A CONDICIONES LIMITE DE FALLA O DE SERVICIO.

EN LOS INCISOS SIGUIENTES SE DISCUTIRAN TANTO LOS FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DE UN TUNEL COMO LAS HIPOTESIS GENERALES DE MODELACION.

## II.2. FACTORES QUE GOBIERNAN EL EQUILIBRIO DE UN TUNEL.

EL EQUILIBRIO FINAL ESTA GOBERNADO POR UN CONSIDERABLE NUMERO DE FACTORES COMO SON:

a) EQUILIBRIO INICIAL NATURAL O BIEN ESTADO DE ESFUERZOS ORIGINALES:

EN CUALQUIER PUNTO BAJO LA SUPERFICIE DEL TERRENO, EXISTE UN ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS CUYA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DEPENDE PRINCIPALMENTE DE LA PROFUNDIDAD DEL PUNTO CONSIDERADO, DEL PESO PROPIO DE LOS MATERIALES QUE GRAVITAN SOBRE DICHO PUNTO, DE LOS ESFUERZOS TECTONICOS EXISTENTES EN LA ZONA Y DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MEDIO.

b) PROPIEDADES FISICAS Y CONSTITUTIVAS DEL SUBSUELO Y DE SU MEDIO AMBIENTE.

LA CONCENTRACION DE ESFUERZOS TAMBIEN ESTA DETERMINADA TANTO POR LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE QUE OFRECEN LOS MATERIALES COMO POR SUS PERMEABILIDADES, LAS

CONDICIONES DE FRONTERA ENTRE ESTRATOS, CONTACTOS O DISCONTINUIDADES.

c) LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION CON RESPECTO AL FACTOR TIEMPO.

RESULTA EVIDENTE QUE EL ESTADO DE ESFUERZOS SE MODIFICARA, SI DE ACUERDO CON EL PROCESO CONSTRUCTIVO LAS ETAPAS DE EXCAVACION SE REALIZAN A SECCION COMPLETA O DE MANERA PARCIAL Y MAS AUN SI ESTA EXCAVACION PERMANECE ABIERTA SIN SOPORTE ALGUNO. EL MATERIAL QUE ANTES OCUPABA EL HUECO RECIBIA Y TRANSMITIA LAS CARGAS INHERENTES A LA PROPIA MASA DEL MATERIAL, SIN EMBARGO AL DESAPARECER POR LA EXCAVACION ESTA FUNCION LA TIENE QUE REALIZAR EL MATERIAL VECINO, ORIGINANDOSE LA REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS.

d) LA GEOMETRIA Y PROPIEDADES MECANICAS DE LOS COMPONENTES DEL ADEME PRIMARIO Y DEFINITIVO, ASI COMO LAS CONDICIONES EN LA INTERFASE.

SI LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN LAS PAREDES DE LA PERFORACION NO TIENEN LA RESISTENCIA SUFICIENTE PARA SOPORTAR LA REDISTRIBUCION DE ESFUERZOS, LA OQUEDAD TENDERA A CERRARSE, A MENOS QUE SE COLOQUEN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON LA MASA DE SUELO QUE AL INTERACTUAR CON ESTA, GARANTICEN LA ESTABILIDAD DEL TUNEL. LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PUEDEN SER DE MADERA, ACERO O CONCRETO REFORZADO CON INFINIDAD DE VARIANTES GEOMETRICAS, Y QUE EVIDENTEMENTE PRESENTAN DIFERENTES PROPIEDADES MECANICAS QUE ALTERAN EL ESTADO DE ESFUERZOS..

e) CONDICIONES DE OPERACION EN CAVIDAD O TUNEL TERMINADO.

LAS CONDICIONES CON QUE OPERARA LA OQUEDAD UNA VEZ CONCLUIDA SU CONSTRUCCION, TAMBIEN CONSTITUYE UN FACTOR DE MODIFICACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS, PUESTO QUE LA

REDISTRIBUCION DE LAS MISMAS NO SERA IGUAL SI EL TUNEL TRABAJA CON PRESION INTERIOR COMO LOS ACUEDUCTOS, QUE SIN ELLA.

### II.3. HIPOTESIS DE MODELACION.

LA GRAN MAYORIA DE LOS MODELOS QUE TRATAN DE SIMULAR EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUELO ANTE LA EXCAVACION DE UN TUNEL PARTEN DE LAS SIGUIENTES CONDICIONES: ESPACIO DE ANALISIS BIDIMENSIONAL, PROPIEDADES DEL SUBSUELO ISOTROPICAS Y SE IGNORA EL TIEMPO COMO VARIABLE A CONSIDERAR. ASIMISMO CABEN MENCIONAR LAS TEORIAS QUE APORTA LA MECANICA DEL MEDIO CONTINUO COMO SON LA ELASTICIDAD Y LA PLASTICIDAD, POR LO QUE CONVIENE MENCIONAR A GRANDES RASGOS LOS RESULTADOS APORTADOS POR TALES TEORIAS (REF. 1).

#### II.3.1. RESULTADOS APORTADOS POR LAS TEORIAS DE ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD.

LA APLICACION DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD A ROCAS O SUELOS, SE LLEVA A CABO CON BASE EN LA RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS Y LAS DEFORMACIONES, LO CUAL IMPLICA UN COMPORTAMIENTO LINEAL DEL SUBSUELO Y POR TANTO LA NECESIDAD DE ESTABLECER LOS PARAMETROS ELASTICOS DE DISEÑO A CONSIDERAR TALES COMO  $E$  Y  $\nu$  (MODULOS DE YOUNG Y DE POISSON) TENIENDO EN CUENTA CLARAMENTE QUE ESTOS NO SON PARAMETROS CONSTANTES EN EL SUBSUELO.

LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD PERMITE PLANTEAR EL ESTADO DE ESFUERZOS FINAL ALREDEDOR DE UNA PERFORACION DESPUES DE ABIERTA ESTA (VER FIGURA No. 1) A PARTIR DE LA CUAL SE HAN OBTENIDO LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= (1/2)\sigma_z[(1 + K_0)(1 - a^2/r^2) + (1 - K_0)(1 + 3a^4/r^4 \\ &\quad - 4a^2/r^2) \cos 2\theta] \\ \sigma_\theta &= (1/2)\sigma_z[(1 + K_0)(1 + a^2/r^2) - (1 - K_0)(1 + 3a^4/r^4) \\ &\quad \cdot \cos 2\theta] \\ \tau_{r\theta} &= (-1/2)\sigma_z(1 - K_0)(1 - 3a^4/r^4 + 2a^2/r^2) \sin 2\theta\end{aligned}$$

EN LAS PAREDES DEL TUNEL ( $r = a$ ), LAS ECUACIONES QUE DEFINEN EL ESTADO DE ESFUERZOS SE REDUCEN A:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 = \tau_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \sigma_z [(K_0) - 2(1-K_0) \cos 2\theta]\end{aligned}$$

EN LA CLAVE ( $\theta = 0$ )

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 = \tau_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \sigma_z (3K_0 - 1)\end{aligned}$$

ASIMISMO LAS ECUACIONES DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD QUE PERMITEN CALCULAR LAS DEFORMACIONES ALREDEDOR DEL TUNEL SON:

$$u = \sigma_z \left( \frac{1+\nu}{E} \right) \frac{a^2}{r}$$

O BIEN EN LA PARED DEL TUNEL ( $r = a$ )

$$u = \sigma_z \left( \frac{1+\nu}{E} \right) a$$

LOS DESPLAZAMIENTOS TANGENCIALES SON NULOS.

LAS SOLUCIONES ELASTICAS DAN SOLO UNA APROXIMACION A LA SOLUCION DEL PROBLEMA, PUESTO QUE NI LAS ROCAS, Y MUCHO MENOS LOS SUELOS SON MATERIALES HOMOGENEOS, ISOTROPOS Y LINEALMENTE ELASTICOS, HIPOTESIS FUNDAMENTALES DE ESTA TEORIA.

POR OTRA PARTE, CUANDO LOS MATERIALES SE LOCALIZAN A GRAN PROFUNDIDAD O BIEN SUS PROPIEDADES MECANICAS NO LLEGAN A LOS VALORES NECESARIOS PARA ABSORBER EL INCREMENTO GENERADO POR LA MODIFICACION DE ESTADO DE ESFUERZOS, ES POSIBLE ESPERAR, AUN EN EL CASO DE ROCAS, QUE LOS NIVELES DE ESFUERZO QUE SE ALCANZAN SOBREPASEN SU LIMITE ELASTICO Y LOS CONVIERTAN EN UNA MASA PLASTICA CONFINADA QUE AL MOMENTO DE EXCAVARSE UNA PERFORACION DENTRO DE LA MISMA LA ENERGIA ALMACENADA HARA QUE LAS PARTICULAS QUE LO FORMAN SE DESPLACEN OCASIONANDO UN FLUJO PLASTICO. EL ANALISIS DE UN SISTEMA DE SOPORTE PARA ESTOS CASOS RESULTARIA BENEFICIADO SI PUDIERA ESTABLECERSE EL EQUILIBRIO PLASTICO DE LA GALERIA. LAS SOLUCIONES MATEMATICAS BASADAS EN LA TEORIA DE LA PLASTICIDAD SON MAS COMPLICADAS QUE LAS QUE SE MANEJAN EN LA ELASTICIDAD Y POR ESTA RAZON ES MAYOR EL NUMERO DE HIPOTESIS SIMPLIFICATORIAS QUE HAN DE HACERSE. EN LOS ANALISIS PLASTICOS SUELOS ESTABLECERSE  $\sigma_z = \sigma_x$  ( $K_0 = 1$ ); SE DESPRECIA EL PESO DE LOS MATERIALES EXTRAIDOS DE LA GALERIA Y SE ACEPTA QUE EL ESFUERZO NORMAL EN LA DIRECCION DEL EJE DEL TUNEL ES PRINCIPAL. COMO CONDICIONES DE FLUENCIA SE UTILIZAN LA DE TRESCA ( $\phi = 0$ ) O LA DE COULOMB PARA MATERIALES CON  $c \neq 0$  Y  $\phi \neq 0$  (REF. 1).

EN EL PRIMER CASO SE CONSIDERA QUE OCURRE LA FLUENCIA PLASTICA CUANDO:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2 c_u$$

DONDE  $c_u$  ES LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE OBTENIDO EN UNA PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA O COMO LA MITAD DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE ( $q_u$ ). SI LA DIFERENCIA ENTRE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES  $\sigma_1$  Y  $\sigma_3$  ES MENOR QUE  $2 c_u$  EL MATERIAL SE MANTIENE EN EL RANGO ELASTICO. LOS ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE EL TUNEL ESTAN CONSTITUIDOS POR UNA PRESION VERTICAL  $\sigma_z$  IGUAL A LA HORIZONTAL  $\sigma_x$  ( $K_0 = 1$  POR HIPOTESIS) Y UNA PRESION INTERNA  $\sigma_i$  APLICADA DESDE EL INTERIOR DEL TUNEL A TODA LA PERIFERIA. SI  $\sigma_z - \sigma_i > c_u$ , SE DESARROLLA UNA ZONA PLASTICA QUE SE EXTIENDE HASTA UNA DISTANCIA  $R$  (VER FIGURA No.2 ), CUYA MAGNITUD SE OBTIENE DE LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$R = a e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{2 c_u} - \frac{1}{2}}$$

EN LA ZONA PLASTICA, PARA  $a \leq r \leq R$ , LOS ESFUERZOS SON :

$$\sigma_r = \sigma_i + 2 c_u \ln r/a$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + 2 c_u$$

$$\sigma_y = 1/2 (\sigma_r + \sigma_\theta)$$

DONDE  $\sigma_y$  ES EL ESFUERZO NORMAL ACTUANTE EN LA DIRECCION CORRESPONDIENTE AL EJE DEL TUNEL. EL ESFUERZO CORTANTE ES NULO EN TODOS LOS PUNTOS POR SIMETRIA.

SI EXISTE LA PRESION  $\sigma_i$  EN EL INTERIOR DEL TUNEL, QUE SERIA EL CASO DE UN ADEME EJERCENDO PRESION UNIFORME SOBRE LA PERIFERIA DEL TUNEL, EL DESPLAZAMIENTO RADIAL HACIA EL CENTRO QUE SUFRIRIAN LAS PAREDES SERIA DE:

$$\frac{U_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}}$$

DONDE:

$$A = 2 c_u \cdot \frac{1+\nu}{E} \cdot e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{c_u} - 1}$$

$$\nu = 1/2 \text{ ( VOLUMEN CONSTANTE )}.$$

$a$  = RADIO DEL TUNEL.

$U_a$  = DESPLAZAMIENTO HACIA EL CENTRO.

EN EL CASO DE SUELOS CON COHESION Y FRICCION, EL CRITERIO DE FLUENCIA QUE NORMALMENTE SE EMPLEA ES EL DE MOHR - COULOMB, ASI COMO TAMBIEN SE ACEPTA  $\sigma_z = \sigma_x$  ( $K_0 = 1$ ) Y QUE EL MATERIAL PERMANECE CON SU VOLUMEN CONSTANTE ( $\nu = 1/2$ ) Y POR TANTO PARA VALORES DE  $z$ :

$$\sigma_z > \frac{\sigma_i + c \cos \phi}{1 - \text{SEN } \phi}$$

DONDE C = COHESION DETERMINADA CON EL ENSAYE TRIAXIAL QUE SE CONSIDERE MAS CONVENIENTE. SE DESARROLLA UNA ZONA PLASTICA ANULAR CUYO RADIO ES:

$$R = a \left[ (1 - \text{SEN } \phi) \frac{\sigma_z + c \cot \phi}{\sigma_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \text{SEN } \phi}{2 \text{SEN } \phi}}$$

DENTRO DE LA ZONA PLASTICA ( $a \leq r \leq R$ ), LAS FUERZAS SON:

$$\sigma_r = -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \text{SEN } \phi}{1 - \text{SEN } \phi}}$$

$$\sigma_\theta = -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) \left[ \frac{1 + \text{SEN } \phi}{1 - \text{SEN } \phi} \right] \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \text{SEN } \phi}{1 - \text{SEN } \phi}}$$

$$p = 1/2 (\sigma_r + \sigma_\theta)$$

EN LAS FRONTERAS ENTRE LAS ZONAS PLASTICA Y ELASTICA LOS ESFUERZOS SON:

$$\sigma_R = \sigma_z (1 - \text{SEN } \phi) - c \cos \phi \quad (\text{RADIAL})$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (1 + \text{SEN } \phi) + c \cos \phi \quad (\text{TANGENCIAL})$$

DE ACUERDO CON LA TEORIA DE LA PLASTICIDAD, EL DESPLAZAMIENTO RADIAL HACIA EL INTERIOR DEL TUNEL, EN LA

FRONTERA ENTRE LAS ZONAS PLASTICA Y ELASTICA PUEDE ESTABLECERSE COMO:

$$UR = (\sigma_z - \sigma_r) \left[ (1 + \nu) / E \right] \cdot R$$

OTRO ENFOQUE AL MISMO PROBLEMA ES CUANDO SE ALOJA UN TUNEL DENTRO DE LA MASA DE SUELO FIRME, POR EFECTO DE LA EXCAVACION Y DEL PESO DE LA CARGA SOBREVACENTE, EL COMPORTAMIENTO DE ESA MASA PUEDE ASEMEJARSE AL DE UN SILO SUELO GRANULAR COLOCADO EN UN SILO, CUANDO EN EL FONDO DE ESTE SE ABRE UNA ABERTURA.

ESTE CONCEPTO EXPLICADO POR TERZAGHI (REF. 1), DESCRIBE LOS EFECTOS DE ARQUEO EN SUELOS, EL CUAL SE PRESENTA A CONTINUACION:

SUPONIENDO UNA MASA DE SUELO DE GRAN EXTENSION QUE DESCANSA APOYADA EN UNA SUPERFICIE HORIZONTAL RIGIDA. SI POR ALGUNA RAZON, UNA PARTE DE LA SUPERFICIE HORIZONTAL CEDE UN POCO HACIA ABAJO, DE MODO QUE EL SUELO QUE HAYA QUEDADO SOBRE SU PARTE TIENDA A DESCENDER. AL MOVIMIENTO DE ESA PARTE DEL SUELO, RELATIVO AL RESTO, QUE HA PERMANECIDO INMOVIL POR ESTAR FIRMEMENTE APOYADO, SE Opondra LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE QUE PUEDA DESARROLLARSE ENTRE LA MASA MOVIL Y EL RESTO DEL SUELO ESTACIONARIO. ESTA RESISTENCIA TIENDE A MANTENER A LA MASA MOVIL EN SU POSICION ORIGINAL Y POR TANTO, A REDUCIR LA PRESION DEL SUELO SOBRE LA PARTE QUE HAYA CEDIDO EN LA SUPERFICIE DE SOPORTE. COMO EFECTO CONSECUENTE AUMENTARA, POR EL CONTRARIO, LA PRESION QUE LAS MASAS ESTACIONARIAS EJERCEN SOBRE LAS PARTES FIJAS DE DICHA SUPERFICIE DE SOPORTE.

DEBIDO A LO ANTERIOR, SE PRESENTA UNA TRANSFERENCIA DE PRESIONES, DE LA PARTE DE LA SUPERFICIE CEDIDA, A LOS APOYOS ESTACIONARIOS. ESTE EFECTO SE ASEMEJA AL MODO DE TRABAJAR DE UN ARCO ESTRUCTURAL Y DE AHI RECIBE EL NOMBRE DE EFECTO DE ARQUEO, EL CUAL PUEDE VISUALIZARSE MEDIANTE EL MODELO QUE SE MUESTRA EN LA FIGURA No. 3.

#### II.4. ANALISIS DE INTERACCION SUELO - REVESTIMIENTO-TIEMPO DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.

INDEPENDIEMENTE DE LA TEORIA EMPLEADA, EL DISEÑO DE UN ADEME IMPLICA ASPECTOS BIEN DIFERENCIADOS. EN PRIMER LUGAR, DEBE SER CAPAZ DE RESISTIR LAS FUERZAS CIRCUNFERENCIALES QUE SE DESARROLLAN. EN SEGUNDO LUGAR, DEBE SER CAPAZ DE SOPORTAR LOS MOMENTOS FLEXIONANTES QUE PUEDAN OCURRIR EN PLANOS NORMALES AL EJE DEL TUNEL, ASIMISMO, DEBE SER CAPAZ DE ABSORBER CUALQUIER IRREGULARIDAD LOCAL QUE SE PRESENTE EN LA CARGA O EN LA DEFORMACION.

LAS BASES PARA ESTABLECER BAJO QUE ESFUERZOS RADIALES DEBE DISEÑARSE EL ADEME SE MUESTRAN DE ACUERDO CON LO SIGUIENTE (VER FIGURA No. 4):

COMO PRIMERA APROXIMACION, EL ESFUERZO RADIAL MEDIO, SI NO HAY DESPLAZAMIENTO RADIAL PODRIA CONSIDERARSE COMO EL PROMEDIO DE LAS PRESIONES HORIZONTAL Y VERTICAL EXISTENTES EN EL CENTRO DEL TUNEL ANTES DE CONSTRUIR ESTE. LA PRESION NORMAL VERTICAL VALE  $\sigma_z = \gamma z$  Y LA HORIZONTAL SERA  $\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z$ . POR LO TANTO EL ESFUERZO RADIAL MEDIO, SI NO EXISTE DESPLAZAMIENTO SERA:

$$\sigma_r = (1/2) \sigma_z (1 + K_0)$$

ESTE VALOR DEL ESFUERZO ESTA REPRESENTADO EN LA FIGURA POR EL PUNTO A. SI EL RADIO DEL TUNEL DISMINUYE, EL ESFUERZO RADIAL MEDIO ACTUANTE DISMINUIRIA TAMBIEN DE ACUERDO CON LA LEY DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO - DEFORMACION DEL SUELO Y DEL TIEMPO DE CONSTRUCCION. LA LINEA PUNTEADA AE REPRESENTA ESA LEY SI EL SUELO FUERA ELASTICO. UNA CURVA COMO LA AD SE LE LLAMA CURVA DE REACCION DEL SUELO. EL VALOR  $U_1$  REPRESENTA EL DESPLAZAMIENTO QUE HAYA SUFRIDO LA SECCION DEL TUNEL DESDE QUE SU CONSTRUCCION INICIA HASTA EL MOMENTO EN QUE SE ALCANZA LA FORMA DE PROYECTO. SI EN ESTE ULTIMO

INSTANTE SE COLOCA UN ADEME CIRCUNFERENCIAL CAPAZ DE EVITAR CUALQUIER DESPLAZAMIENTO POSTERIOR Y LA PRESION EJERCIDA POR EL TECHO Y LAS PAREDES NO SERA LA INDICADA EN EL PUNTO A, SINO POR B QUE ES MENOR. LO NORMAL ES QUE AUN DESPUES DE COLOCADO EL ADEME SE PRODUZCA UN DESPLAZAMIENTO RADIAL POSTERIOR ( U2 EN LA FIGURA), CON LO QUE EL ESFUERZO RADIAL SE REDUCIRA AL VALOR INDICADO POR EL PUNTO C, ESTE DESPLAZAMIENTO SE DEBE A QUE EL ADEME NO ESTA EN CONTACTO PERFECTO CON EL SUELO.

ADICIONALMENTE A LOS DESPLAZAMIENTOS RADIALES HABRA QUE AÑADIR LA DEFORMACION QUE SUFRE EL PROPIO ADEME, CUYO EFECTO SE REPRESENTA POR MEDIO DE LA CURVA F, DE REACCION DEL ADEME Y QUE REPRESENTA LA RELACION ENTRE LA CARGA RADIAL QUE SOPORTA LA ESTRUCTURA Y SU CORRESPONDIENTE DESPLAZAMIENTO RADIAL.

LA CARGA FINAL SOBRE EL ADEME ESTARA DADA POR LA INTERSECCION DE LAS DOS CURVAS DE REACCION, DEL SUELO Y DEL ADEME DE MANERA QUE C' SERA EL ESFUERZO FINAL Y  $U_f$  EL DESPLAZAMIENTO TOTAL QUE DEBERA ESPERARSE.

## II.5. METODOS DE DISEÑO.

DE ACUERDO CON ALGUNOS AUTORES (REF. 2), EL COMPORTAMIENTO DE UN TUNEL REVESTIDO PUEDE SER SATISFACTORIO PARA REDUCIR LA VELOCIDAD DE DEFORMACION DEL TERRENO EN SU VECINDAD, AUNQUE NO AFECTA SENSIBLEMENTE EL COMPORTAMIENTO DEL RESTO DE LA MASA DE MATERIAL.

EXISTEN DIVERSOS PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR ESTA PRESION, QUE VAN DESDE METODOS ANALITICOS Y EXPERIMENTALES LOS CUALES SE DETALLARAN EN PARRAFOS POSTERIORES, METODOS OBSERVACIONALES DE LOS QUE EL NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO ES PRINCIPAL REPRESENTANTE, Y HASTA PLANTEAMIENTOS EMPIRICOS QUE SE BASAN EN LA EXPERIENCIA OBTENIDA EN CONDICIONES SIMILARES.

DE LOS METODOS NO ANALITICOS, MENCION APARTE CONSTITUYE EL NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO (REF. 3) EL CUAL, ADEMÁS DE ESTAR ASOCIADO A UN SISTEMA DE INSTRUMENTACION, BASICAMENTE CONSISTE EN SUPONER QUE EL TERRENO TRABAJA A SU MÁXIMA CAPACIDAD DENTRO DE RANGOS DE SEGURIDAD Y EL EXCESO DE CARGA MÁS ALLÁ DE ESOS RANGOS, LO SOPORTARÁ UN ADEME O REFUERZO ADICIONAL QUE NORMALMENTE ES A BASE DE CONCRETO LANZADO DEBIDO ENTRE OTRAS COSAS A:

- 1.- FACIL Y RAPIDA APLICACION.
- 2.- RESISTENCIA RAPIDA EN TIEMPOS CORTOS.
- 3.- FLEXIBILIDAD ADECUADA.
- 4.- PROTECCION CONTINUA CONTRA EL INTEMPERISMO.
- 5.- ADAPTABILIDAD A LA GEOMETRIA DE LA EXCAVACION.

EN RESUMEN, ESTE METODO CONSISTE EN APLICAR CONCRETO LANZADO A LAS PAREDES DE LA EXCAVACION EN ESPESORES Y FRECUENCIAS VARIABLES DEPENDIENDO DE LA OBRA QUE SE TRATE Y, EN CASO DADO QUE LAS LECTURAS DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION ASI LO REQUIERA, AYUDARLE CON REFUERZO ADICIONAL COMO PUEDEN SER MARCOS METALICOS, ANCLAS, COSTILLAS DE CONCRETO LANZADO, ETC.

### **III. PROBLEMAS ANALITICOS.**

NORMALMENTE, FACTORES COMO LAS CONDICIONES INICIALES DE EQUILIBRIO NO PUEDEN SER DEFINIDAS CON DETALLE DADA LA DIFICULTAD PARA DETERMINAR LA INFLUENCIA DE OTROS FACTORES

ASOCIADOS COMO SON LAS DISCONTINUIDADES, ESTRUCTURAS HEREDADAS Y CONOCIMIENTO PRECISO DE LA SECUENCIA DE CONSTRUCCION; ASIMISMO OTRA DIFICULTAD RADICA EN LA MANERA DE INCORPORAR ESTOS FACTORES DENTRO DE MODELOS ANALITICOS, NO OBSTANTE QUE TENGAN UN IMPACTO DECISIVO EN LA FUNCION ESTRUCTURAL. EVIDENTEMENTE EL ANALISIS DE DISEÑO IDEAL, COMPRENDERIA UN CONOCIMIENTO DETALLADO DEL MATERIAL DONDE LA ESTRUCTURA SERA CONSTRUIDA Y UN MODELO MATEMATICO CAPAZ DE INCORPORAR TODOS LOS DATOS.

SIN DUDA ALGUNA, EN LA ACTUALIDAD, EL PROBLEMA PRINCIPAL RADICA EN EL GRADO DE IMPERFECCION CON QUE LOS MODELOS DESCRIBEN EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUELO. SIN EMBARGO, LOS SONDEOS EXPLORATORIOS Y LA INVESTIGACION GEOLOGICA PUEDEN PROPORCIONAR UNA IDEA APROXIMADA DE LA ESTRUCTURA DE LAS FORMACIONES, EL ESTADO DE ESFUERZOS INICIAL Y DE LAS PROPIEDADES DE DEFORMACION DEL SUBSUELO.

A CONTINUACION SE MUESTRA EN LA FIGURA No. 5 UN DIAGRAMA BASADO EN EL METODO DE LOMBARDI EL CUAL ES SIMILAR A LAS CURVAS DE INTERACCION SUELO - REVESTIMIENTO ANTES DESCRITAS Y CUYA PRINCIPAL DIFERENCIA RADICA EN QUE MUESTRA LOS CAMBIOS EN LOS ESFUERZOS Y LAS DEFORMACIONES EN UN PUNTO CERCANO A LA PARED DEL TUNEL DURANTE VARIAS ETAPAS DE CONSTRUCCION ( EXCAVACION, COLOCACION DE SOPORTE TEMPORAL, ADEME RIGIDO PERMANENTE).

LA DEFORMACION NORMAL ES DE HECHO UNA FUNCION DEL TIEMPO, POR LO TANTO TODOS LOS FACTORES ANTES CITADOS AFECTAN LA POSICION ORIGINAL, LA FORMA DE LA CURVA Y SUS INTERSECCIONES, ES DECIR, EL ESTADO ULTIMO DE EQUILIBRIO. EN EL CASO GENERAL DE UNA PERFORACION EN LA CUAL LA FORMA DEL TUNEL Y LOS ESFUERZOS INICIALES DEL SUBSUELO NO ESTAN ESPECIFICADOS, LOS DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS EN CUALQUIER PUNTO DE LA SECCION DEPENDERA DE LA GEOMETRIA DE LA MISMA Y DE LA RIGIDEZ RELATIVA DEL REVESTIMIENTO Y DEL SUBSUELO. ESTO SIGNIFICA QUE EL OBJETIVO DEL ANALISIS ES REVISAR LA

EVOLUCION DEL EQUILIBRIO DEL SISTEMA SUELO - REVESTIMIENTO PARA CADA ETAPA CONSTRUCTIVA COMO SON LA EXCAVACION, COLOCACION DEL ADEME TEMPORAL Y REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

#### IV. INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO.

TODOS LOS PARAMETROS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE TUNELES PUEDEN SER INCLUIDOS EN LOS MODELOS ANALITICOS ANTES CITADOS. ESTOS PARAMETROS PUEDEN INCORPORARSE DIRECTA Y CUANTITATIVAMENTE O BIEN, DE MANERA INDIRECTA Y CUALITATIVAMENTE, DEPENDIENDO DE LA POSIBILIDAD DE QUE PUEDAN SER TRASLADADOS DENTRO DE VALORES NUMERICOS Y DE SU COMPATIBILIDAD CON EL METODO USADO. A CONTINUACION SE MENCIONARAN DE MANERA GENERAL LOS PARAMETROS QUE DEFINEN TANTO EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUELO COMO DEL REVESTIMIENTO (REF. 4).

##### IV.1. PARAMETROS QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUELO.

LOS PARAMETROS QUE DETERMINAN EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL TERRENO SON BASICAMENTE LOS SIGUIENTES:

###### a) LA GEOMETRIA DE LA FORMACION.

EL DISEÑADOR NECESITA DEFINIR LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO, Y LOS LIMITES DE LAS PRINCIPALES FORMACIONES DENTRO DEL VOLUMEN DE SUELO AFECTADO POR EL TUNEL.

###### b) PROPIEDADES GEOTECNICAS Y MECANICAS DE LAS PRINCIPALES FORMACIONES.

LOS PARAMETROS QUE NORMALMENTE SON USADOS EN LOS ANALISIS PUEDEN DIFERIR SIGNIFICATIVAMENTE EN LOS SUELOS Y EN ROCAS,

MAS SIN EMBARGO EN ESTE ESCRITO NOS AVOCAREMOS A LOS PRIMEROS, DONDE LOS PARAMETROS A DEFINIR SON:

- b.1. PESO VOLUMETRICO
- b.2. ANGULO DE FRICCION INTERNA.
- b.3. COHESION.
- b.4. MODULO DE ELASTICIDAD.
- b.5. PRESION DE EXPANSION.

ESTOS PARAMETROS NO SON SIEMPRE LOS MISMOS PARA UN SUELO DADO, DEPENDE ENTRE OTRAS COSAS DEL CONTENIDO DE AGUA Y DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA ( LENTA O RAPIDA ), LOS CUALES AFECTAN EL ANGULO DE FRICCION INTERNA Y LA COHESION ( PRUEBA CD O UU ) Y LA MAGNITUD DE LA CARGA ( EL MODULO DE ELASTICIDAD VARIA CON EL NIVEL DE ESFUERZO ).

c) ESFUERZOS GEOSTATICOS.

LA DEFINICION DE CAMPO DE LOS ESFUERZOS GEOSTATICOS EXISTENTES EN EL SUELO ANTES DEL TUNEL, SE PUEDEN OBTENER EN LA SIGUIENTE FORMA:

CUANDO LOS ESFUERZOS PRINCIPALES SON VERTICALES U HORIZONTALES, PUEDEN CARACTERIZARSE EN TODOS LOS PUNTOS DADOS POR: EL ESFUERZO GEOSTATICO VERTICAL POR  $P_{vo}$  Y EL HORIZONTAL POR  $P_{ho}$  CON LA RELACION :

$$K_o = \frac{P_{ho}}{P_{vo}}$$

d) CONDICIONES EN LA INTERFASE ENTRE EL SUELO Y EL ADEME.

ALGUNOS METODOS EMPLEAN EL CONCEPTO DE CARGAS ACTIVAS Y PASIVAS, CONSIDERANDO:

1) LOS COMPONENTES VERTICAL Y HORIZONTAL (  $P_v$ ,  $P_h$  ) O RADIAL Y TANGENCIAL DE LA CARGA ACTIVA A LO LARGO DEL PERIMETRO EXTERIOR DEL REVESTIMIENTO Y,

2) EL MODULO DE REACCION K DEL SUELO, EL CUAL SE DEFINE COMO:

$$q = K \delta \quad \text{ó bien} \quad K = \frac{q}{\delta}$$

Y SU VALOR DEPENDE DE LA REACCION SUELO/TUNEL. DOS TUNELES DE DIFERENTE DIAMETRO EN UN MISMO SUELO, TIENEN DIFERENTE MODULO DE REACCION DE SUBGRADO, A MAYOR DIAMETRO DEL TUNEL, MENOR MODULO DE REACCION DE SUBGRADO.

2.1. A PARTIR DE UNA PRUEBA DE PLACA

$$Ei' = \frac{(1 - \nu^2)}{d} \frac{P}{w}$$

DONDE:

d : ES EL DIAMETRO DE LA PLACA.

P : ES LA CARGA TOTAL APLICADA.

w : EL DESPLAZAMIENTO DE LA PLACA.

EN CASO DE SUELOS DE COMPORTAMIENTO VISCOSO

$$E' = b Ei' \quad \text{donde} \quad b < 1$$

2.2. PARA TUNELES APROXIMADAMENTE CIRCULARES

$$K = \frac{E'}{(1 + \nu)R}$$

### 2.3. DE ACUERDO A LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

$$K = \frac{E}{B(1 - \mu^2) I_w}$$

ESTOS PARAMETROS NO SON INDEPENDIENTES, SUS VALORES ESTAN RELACIONADOS CON LAS PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LA FORMACION Y CON LOS ESFUERZOS GEOSTATICOS. ASIMISMO, LA FORMA EN QUE LAS CARGAS SON TRANSMITIDAS A LO LARGO DE LA INTERFASE SUELO - REVESTIMIENTO DEBE SER DEFINIDA. LA TRANSMISION DE LAS CARGAS NORMAL Y TANGENCIAL USUALMENTE SE CONSIDERA DE FORMA SEPARADA. LAS CARGAS TANGENCIALES PUEDEN TRANSMITIRSE POR DESLIZAMIENTOS SIN FRICCION EN CUYO CASO LAS CARGAS ESTAN LIMITADAS POR EL COEFICIENTE MAXIMO DE FRICCION.

EN LOS METODOS BASADOS EN LOS CONCEPTOS DE CARGA ACTIVA Y PASIVA, LAS CONDICIONES DE INTERFASE EN EL REVESTIMIENTO SE APLICAN COMO LA SUMA DE LAS CARGAS EN TODO PUNTO DEL REVESTIMIENTO.

#### e) CONDICIONES HIDRAULICAS.

LOS PARAMETROS HIDRAULICOS SE DEFINEN MEDIANTE LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

- 1) PRESIONES PIEZOMETRICAS (MAXIMA Y MINIMA) ALREDEDOR DE LA ESTRUCTURA.
- 2) PERMEABILIDAD DEL SUBSUELO ( EL CUAL PUEDE SER ANISOTROPICO) Y,
- 3) VELOCIDADES DE FILTRACION. AL IGUAL QUE LAS PRESIONES PIEZOMETRICAS Y LA PERMEABILIDAD ESTOS PARAMETROS DETERMINAN LOS EFECTOS HIDRODINAMICOS.

#### IV.2. PARAMETROS QUE DEFINEN LA ESTRUCTURA.

LOS PARAMETROS QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL REVESTIMIENTO, BASICAMENTE SON LOS SIGUIENTES:

##### a) PARAMETROS GEOMETRICOS.

LAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA ESTRUCTURA ESTAN DEFINIDAS POR LO CONCEPTOS DE:

FORMA ( CIRCULAR, HERRADURA, SUBCIRCULAR ) Y DIMENSIONES (ANCHO, ALTURA) DE LA SECCION INTERIOR DEL TUNEL Y EL PERFIL LONGITUDINAL.

##### b) PROPIEDADES MECANICAS DEL REVESTIMIENTO.

ESTAS SON NORMALMENTE PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE CONSTITUIRAN EL REVESTIMIENTO EL CUAL PUEDE ESTAR FORMADO A BASE DE CONCRETO, ACERO DE REFUERZO O MARCOS METALICOS. EL COMPORTAMIENTO DE DICHS MATERIALES PUEDEN DEFINIRSE MEDIANTE:

EL MODULO ELASTICO Y SU RESISTENCIA A LA COMPRESION Y TENSION.

##### c) METODOS DE CONSTRUCCION.

A CONTINUACION SE DESCRIBEN LOS PARAMETROS QUE ESTAN EN FUNCION DE LOS METODOS DE CONSTRUCCION Y QUE BASICAMENTE SE AGRUPAN EN TRES TIPOS DE FACTORES A SABER QUE SON:

##### c.1. METODOS DE EXCAVACION.

LA EXCAVACION SE PUEDE LLEVAR A CABO DE FORMA MANUAL, CON EXPLOSIVOS (CON O SIN PRECORTE), MEDIANTE MAQUINARIA

EXCAVADORA, A SECCION COMPLETA O BIEN EN SECCIONES PARCIALES CON BANQUEO.

c.2. METODOS DE SOPORTE.

ESTOS SE DEFINEN POR EL TIPO DE SOPORTE Y MATERIALES QUE LOS CONSTITUYEN, YA SEA A BASE DE ANCLAS, MARCOS DE ACERO O CONCRETO LANZADO. ASIMISMO, FACTOR IMPORTANTE ES LA RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES, SU DISTANCIA AL FRENTE DE ATAQUE Y EL TIEMPO DE INSTALACION.

c.3. PROCEDIMIENTOS ESPECIALES.

ADICIONALMENTE TODO PROCEDIMIENTO ESPECIAL COMO LA CONSOLIDACION BASADA EN INYECCIONES, AIRE COMPRIMIDO, CONGELAMIENTO DE SUELOS, ETC, TAMBIEN PRODUCEN UNA MODIFICACION TEMPORAL O PERMANENTE EN LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

CABE ACLARAR QUE LA MAYORIA DE LOS METODOS ANALITICOS NO PUEDEN INCORPORAR EN FORMA DIRECTA Y CONVENIENTE LOS PARAMETROS DEBIDOS A LA CONSTRUCCION.

d) CONDICIONES DE OPERACION.

LAS CONDICIONES DE OPERACION LAS CONSTITUYEN LAS CARGAS SURGIDAS DEL USO PARA EL CUAL FUE CONSTRUIDA LA ESTRUCTURA, TALES COMO LA PRESION DE AGUA (TUNEL A PRESION), LAS CARGAS HIDRODINAMICAS (GOLPE DE ARIETE), CARGAS POR TRAFICO (TUNELES CARRETEROS O FERROCARRILEROS), CARGAS DEBIDAS A ARREGLOS INTERNOS (TECHO FALSO) O BIEN, AIRE A PRESION (GALERIAS DE VENTILACION).

## V. METODOS ANALITICOS.

LOS DIVERSOS METODOS ANALITICOS EMPLEADOS PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTOS O ADEMÉS DEFINITIVOS EN TUNELES PUEDEN CLASIFICARSE DE ACUERDO CON P. GESTA (REF. 4) EN LA SIGUIENTE FORMA:

### V.1. METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS.

LOS METODOS DE LAS REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS SE BASAN EN LA SUPOSICION DE QUE LAS CARGAS ACTIVAS QUE ACTUAN SOBRE EL REVESTIMIENTO SON INDEPENDIENTES DE LA DEFORMACION DE DICHO ELEMENTO COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA No. 6, CONSIDERANDO COMO ACTIVAS A LAS CARGAS PRODUCIDAS POR SU PESO PROPIO ASI COMO A LAS VARIACIONES DE LAS CARGAS INTERNAS Y EXTERNAS, LAS PRESIONES DE SUELO, ESFUERZOS GEOSTATICOS, ETC. ASIMISMO DENOMINA CARGAS PASIVAS A LAS ORIGINADAS POR LAS REACCIONES HIPERESTATICAS DEBIDAS A LA DEFORMACION DEL REVESTIMIENTO.

LAS DEFORMACIONES SE CALCULAN MEDIANTE LOS METODOS USUALES DE RESISTENCIA DE MATERIALES, CONSIDERANDO EL REVESTIMIENTO COMO UNA ESTRUCTURA PLANA, UN CASCARON O UNA ESTRUCTURA ARTICULADA.

EN SUELOS, LAS CARGAS DEPENDEN BASICAMENTE DE SUS PROPIEDADES FISICAS Y GEOTECNICAS, PRESENCIA DE AGUA, LAS DIMENSIONES Y METODO DE CONSTRUCCION DEL TUNEL Y DEPENDEN EN MENOR MEDIDA DEL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DEL REVESTIMIENTO, EL CUAL NORMALMENTE ES ALTO.

DE ENTRE LAS VARIAS EXPRESIONES EXISTENTES (CAQUOT, PROTODIAKONOV, ETC) LA MAS EMPLEADA ES LA DE TERZAGHI (VER FIGURAS 7 Y 8) LA CUAL INDICA PARA CARGA VERTICAL DEL SUELO SOBRE EL TUNEL:

$$P_v = \frac{B (\gamma - 2C/B)}{2 \tan \phi} (1 - e^{-2H \tan \phi / B})$$

PARA  $\phi \neq 0$ , O BIEN,

$$P_v = H (\gamma - 2C/B) \text{ PARA } \phi = 0$$

DONDE PARA UN TUNEL RECTANGULAR O DE SECCION EN HERRADURA (VER FIGURA ANTES CITADAS)

$$B = b + 2h \tan (\pi/4 - \phi/2)$$

PARA TUNEL CIRCULAR:

$$B = 2R \tan (3\pi/8 - \phi/4)$$

C ES LA COHESION DEL SUBSUELO, H ES LA PROFUNDIDAD HASTA LA CLAVE DEL TUNEL.

CUANDO EL TUNEL ES SOMERO ( $H < B$ ), LOS MOVIMIENTOS Y DECOMPRESIONES CAUSADAS POR SU CONSTRUCCION PUEDEN AFECTAR A LA MASA DE SUELO ARRIBA DEL MISMO, CUYAS PROPIEDADES GEOTECNICAS PUEDEN DETERIORARSE. LA REDUCCION DE CARGA POR EFECTO DE ARQUEO PUEDE SER UNICAMENTE TEMPORAL.

LA DISMINUCION DE LOS VALORES CALCULADOS CON EL METODO DE TERZAGHI PUEDEN USARSE PARA EL DISEÑO DEL ADEME TEMPORAL PERO EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO NO ACEPTA REDUCCION EN LA CARGA TOTAL POR PESO DEL SUELO CUANDO EL TECHO SOBRE LA CLAVE ES MENOR QUE B.

PARA TUNELES PROFUNDOS (TECHO SOBRE LA CLAVE MAYOR QUE 2.5 B) LA CARGA VERTICAL ( SI  $\phi \neq 0$  ) TIENDE A UN VALOR LIMITE DADO POR:

$$P_v = \frac{\lambda B - 2 C}{\tan \phi}$$

AHORA BIEN, PARA TUNELES EN CONDICION INTERMEDIA ES DECIR  $B < H < 2.5 B$  LA CARGA REDUCIDA SOBRE EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO NUNCA DEBE SER MENOR QUE  $\lambda B$ .

NO OBSTANTE, LOS CONCEPTOS ANTES DESCritos BAJO DIFERENTES CONDICIONES, DEBE REVISARSE LA ESTABILIDAD DEL TUNEL BAJO LA TOTALIDAD DE LA CARGA GEOSTATICA. EL ESFUERZO GEOSTATICO HORIZONTAL ANTES DE LA EXCAVACION PUEDE DEFINIRSE COMO:

$$P_{ho} = \lambda \cdot \int^H \gamma dH$$

EN EL QUE  $\lambda$  ES UN COEFICIENTE FRECUENTEMENTE TOMADO ENTRE 0 Y 1, PERO QUE PUEDE SER MAYOR A LA UNIDAD, ESPECIALMENTE EN ROCAS Y EL CUAL SOLO PUEDE ESTIMARSE A PARTIR DE MEDICIONES EN EL SITIO. EXISTEN ALGUNAS EXPRESIONES SEMIEMPIRICAS PARA DETERMINAR A  $\lambda$ , DERIVADAS DE LA RELACION DE POISSON ( $\nu$ ).

$$\lambda = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

EN SUELOS, SE OBTIENE DEL ANGULO DE FRICCIÓN ( $\phi$ ).

$$\lambda = 1 - \text{SEN } \phi \quad \text{ó} \quad \lambda = 0.9 - \text{SEN } \phi$$

SI LAS EXPRESIONES APENAS CITADAS SON EMPLEADAS DEBE REALIZARSE UN ANALISIS DE SENSIBILIDADES QUE MUESTRE LA INFLUENCIA DE LA VARIACION DE EN LOS RESULTADOS DEL ANALISIS.

CON BASE EN LO ANTERIOR EL EMPUJE HORIZONTAL SOBRE EL TUNEL PUEDE SER EN REPOSO, ACTIVO E INCLUSIVE PASIVO, DEPENDIENDO

DE LA EXISTENCIA O NO DE DESPLAZAMIENTO Y DE LA DIRECCION DE ESTE.

NORMALMENTE LA PRESION LIMITE ACTUANTE EN EL PISO DEL TUNEL (P'v) NO ES UN FACTOR DETERMINANTE EN EL DISEÑO PERO ALGUNOS AUTORES RECOMIENDAN EL EMPLEAR LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$P'v < \frac{4 C}{1 - \text{SEN } \phi} (2 + \text{SEN } \phi) \text{ COS } \phi$$

POR OTRA PARTE Y POR DEFINICION, LA MAGNITUD DE LAS REACCIONES (CARGAS) PASIVAS Y EJERCIDAS POR EL SUELO EN CUALQUIER PUNTO DEL REVESTIMIENTO DEPENDE DIRECTAMENTE DE LA DEFORMACION DEL SUELO EN ESE PUNTO. LAS CARGAS PASIVAS PUEDEN CALCULARSE MEDIANTE ECUACIONES QUE RELACIONEN EL ESFUERZO CON LA DEFORMACION (COEFICIENTE DE REACCION DE SUBGRADO). LA INFLUENCIA DE CARGAS ADICIONALES POR FLUJO DE AGUA, TRAFICO, ETC TAMBIEN DEBERAN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO.

ESTE METODO IGNORA ENTRE OTRAS COSAS EL ESTADO INICIAL DE LOS ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO, LA INFLUENCIA DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION, EL FACTOR TIEMPO ASI COMO LAS CONDICIONES DE INTERFASE SUELO - REVESTIMIENTO. SU VENTAJA PRINCIPAL RADICA EN QUE SUS RESULTADOS SON FISICAMENTE TANGIBLES Y DAN PAUTA A QUE UN INGENIERO CON EXPERIENCIA DETECTE CON FACILIDAD CUALQUIER ERROR EN EL ANALISIS.

ADICIONALMENTE, DENTRO DE LOS METODOS ANALITICOS CON SOLUCIONES MATEMATICAS CERRADAS, PUEDE INCLUIRSE EL METODO DE MIGUEL P. ROMO (REF. 5), EL CUAL SE DESCRIBE EN EL ANEXO 1.

## V.2. METODOS DEL SOLIDO COMPUESTO.

EL METODO DEL SOLIDO COMPUESTO (VER FIGURA No. 9) EXAMINA EL COMPORTAMIENTO DE UN SOLO SISTEMA CONSTITUIDO POR EL TUNEL Y EL SUELO ALREDEDOR, USUALMENTE SUBDIVIDIDO EN ELEMENTOS PLANOS O TRIDIMENSIONALES EN LOS CUALES LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO DEBEN SER SATISFECHAS CON REFERENCIA A LAS CONDICIONES DE FRONTERA.

LAS HIPOTESIS NECESARIAS EN QUE SUSTENTA EL METODO SON LAS SIGUIENTES:

- 1.- EL SISTEMA COMPLETO ESTA EN EQUILIBRIO.
- 2.- LAS DEFORMACIONES SON PEQUEÑAS (NO VARIA LA GEOMETRIA).
- 3.- EL MATERIAL ES CONTINUO.
- 4.- LAS PROPIEDADES CONSTITUTIVAS DEL MATERIAL SON CONOCIDAS Y PUEDEN SER DESCRITAS EN RELACIONES NUMERICAS.

LOS METODOS DEL SOLIDO COMPUESTO REQUIEREN DE PROGRAMAS QUE DIFIEREN ENTRE SI, EN LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- 1.- TIPO DE METODO (ELEMENTOS FINITOS, DIFERENCIAS FINITAS, ETC.)
- 2.- LA FINURA DE LA MALLA (FIGURA No. 10).
- 3.- LA EXTENSION DEL MODELO.
- 4.- EL TIPO DE MATRIZ (RIGIDECES O FLEXIBILIDADES) CARACTERIZANDO LOS ELEMENTOS.
- 5.- EL METODO DE CALCULO (DESPLAZAMIENTOS O EQUILIBRIO).
- 6.- ANALISIS BIDIMENSIONAL O TRIDIMENSIONAL.

7.- POSIBILIDAD DE USO DE ECUACIONES CONSTITUTIVAS DIFERENTES A LAS LINEALES (ESPECIALMENTE METODOS INCREMENTALES).

8.- POSIBILIDAD DE TOMAR EN CUENTA LA ANISOTROPIA.

9.- POSIBILIDAD DE TOMAR EN CUENTA DISCONTINUIDADES DEL MATERIAL Y EN LA INTERFASE CON EL REVESTIMIENTO.

### V.3. METODOS DE LAS ZONAS PLASTICAS.

ESTOS METODOS EXAMINAN EL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO, EL SOPORTE Y EL REVESTIMIENTO EXISTENTE (CONSIDERADO GENERALMENTE RADIAL), BAJO PRESION DE CONFINAMIENTO UNIFORME ( $P_i$ ), CUYA MAGNITUD SE ESTABLECE CON BASE EN CRITERIOS CONCERNIENTES AL ESTADO DE DEFORMACION PLASTICA ALREDEDOR DE LA EXCAVACION. ESTAS TEORIAS CONOCIDAS COMO DE "ZONA PLASTICA" (FIGURA 11) DESARROLLADAS POR FENNER Y KASTNER, EMPLEAN UN CONJUNTO DE PRESIONES INTERIORES DECREMENTADAS PARA EXAMINAR UNA SERIE DE ESTADOS DE EQUILIBRIO REPRESENTANDO LA DECOMPRESION DEL SUELO CON ADEME TEMPORAL FLEXIBLE, PARA CALCULAR LAS DEFORMACIONES CORRESPONDIENTES A LAS PAREDES DEL TUNEL. ESTE METODO ES PRINCIPALMENTE APLICABLE A ROCAS (REF. 4).

### V.4 METODOS EMPIRICOS GLOBALES.

LOS METODOS EMPIRICOS DE DISEÑO REQUIEREN DETERMINAR EL TIPO DE SOPORTE CON BASE EN LA EXPERIENCIA PREVIA Y EN LA IDENTIFICACION DE UN PEQUEÑO GRUPO DE PARAMETROS (ESPACIAMIENTO ENTRE SOPORTES, TIEMPO DE INSTALACION, RESISTENCIA AL CORTE ENTRE BLOQUES, COMPORTAMIENTO HIDRAULICO, ETC.), LOS QUE HAN SIDO SELECCIONADOS CON BASE EN VARIOS SISTEMAS DE CLASIFICACION (LAUFFER, BLINDOW, DEERE, BARTON). CADA CATEGORIA EN ESTOS SISTEMAS

TEORICAMENTE CORRESPONDEN A UN TIPO DADO DE SOPORTE. ESTOS METODOS TAMBIEN SON APLICABLES PRINCIPALMENTE A ROCAS.

#### VI. CRITERIOS DE SELECCION Y RANGOS DE APLICACION.

LA HIPOTESIS BASICA DE LOS METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS, ES QUE LA ACCION DEL SUBSUELO ESTA ADECUADAMENTE REPRESENTADA PRINCIPALMENTE POR FUERZAS ACTIVAS Y PASIVAS, EVIDENTEMENTE LOS EFECTOS SON DE MENOR SIGNIFICADO CUANDO LA CONTRIBUCION DEL SUELO A LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DISMINUYE. DE ESTE MODO, UN TUNEL PEQUEÑO EN UN SUELO BLANDO Y CON REVESTIMIENTO FLEXIBLE, LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON ESTOS METODOS GENERALMENTE SON DE IGUAL ORDEN SI LAS HIPOTESIS DE ENTRADA SON COMPARABLES. LAS INCERTIDUMBRES Y APROXIMACIONES, AUNQUE DIFIEREN EN NATURALEZA, PUEDEN CON FRECUENCIA, CONSIDERARSE COMO ANALOGOS EN TODOS ESTOS METODOS.

CON UN REVESTIMIENTO MUY FLEXIBLE EN UNA ROCA COMPETENTE; LA ROCA ES EL MIEMBRO ESTRUCTURAL PRINCIPAL Y EL REVESTIMIENTO UNICAMENTE REALIZA UNA CONTRIBUCION MENOR. ES EVIDENTE QUE EL METODO DE LAS REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS, NO REFLEJA ESTOS PROCESOS FISICOS Y PRODUCE RESULTADOS NO CONFIABLES.

EL PRIMER CRITERIO EN LA SELECCION DEL METODO MAS APROPIADO ES POR TANTO EL RELATIVO A LA RIGIDEZ DEL SUELO Y EL REVESTIMIENTO.

ES POSIBLE FIJAR LOS LIMITES DEL METODO DE LAS REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS CON BASE EN EL COEFICIENTE ADIMENSIONAL.

$$\beta = \frac{K R^4 (1 - \nu_r^2)}{E_r I}$$

EL CUAL EXPRESA LA RELACION ENTRE LAS RIGIDECES DEL SUELO Y DEL REVESTIMIENTO (EL SUBINDICE "r" SE REFIERE AL REVESTIMIENTO). EN ESTA ECUACION, K ES EL MODULO DE REACCION DEL SUELO CON RESPECTO A LA ESTRUCTURA, R ES EL RADIO DE LA EXCAVACION,  $E_r$  ES EL MODULO ELASTICO DEL MATERIAL QUE CONSTITUYE EL REVESTIMIENTO.

$I$  ES EL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DEL TUNEL POR UNIDAD DE LONGITUD (  $m^4$  POR METRO LINEAL) Y  $\nu_r$  ES LA RELACION DE POISSON DEL REVESTIMIENTO.

UN ORDEN DE MAGNITUD ESTIMADA PARA EL LIMITE SUPERIOR DEL VALOR DE  $\beta$  PARA EL USO DE ESTOS METODOS PUEDE SER ENTRE 50 Y 500.

EL SEGUNDO CRITERIO ES RELATIVO A LA PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL TUNEL. PARA TUNELES PROFUNDOS (POR EJEMPLO MAS DE 10 VECES EL RADIO DEL TUNEL), EXISTEN MUCHAS INCERTIDUMBRES EN EL CALCULO DE LAS CARGAS ACTIVAS REQUERIDAS EN LOS METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS. LA REDUCCION DE CARGA POR EFECTO DE ARQUEO PUEDE REALIZARSE MEDIANTE FORMULAS EN LAS CUALES PUEDE INCORPORARSE ALGUNAS CARACTERISTICAS IMPORTANTES DEL SUELO. PARA TUNELES SOMEROS (MENORES QUE TRES VECES EL RADIO DEL TUNEL), LOS METODOS QUE IGNORAN EL PRISMA TRIANGULAR DEL SUELO SOBRE LA CLAVE SON TOTALMENTE INAPLICABLES.

DE ESTAS CONSIDERACIONES SE PUEDE SUGERIR UNA PAUTA GENERAL EN EL USO DE ESTAS DOS CATEGORIAS, PERO QUE NO DEBEN TOMARSE COMO REGLAS RIGIDAS, EN VISTA DEL PROGRESO DE LA TECNICA Y DE LA INFINITA VARIEDAD DE CONDICIONES CON QUE SE ENFRENTARA EL DISEÑADOR.

LOS METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS SON GENERALMENTE VALIDOS SI SE CUMPLEN LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

1.- REVESTIMIENTO RIGIDO EN UN TERRENO UNIFORME, YA SEA SUELO BLANDO O ROCA FINAMENTE FRACTURADA ( MENOR QUE 200).

2.- CUBIERTA DE SUELO DE MEDIANO ESPESOR (H MENOR QUE 10 VECES EL RADIO, PERO MAYOR QUE 3R PARA ALGUNOS METODOS). CON ESTAS CONDICIONES, ESTOS METODOS SON IDEALES PARA REALIZAR ANALISIS PRELIMINARES DE DISEÑO O UNA GRAN CANTIDAD DE ALTERNATIVAS O BIEN SE EMPLEARAN ELEMENTOS PREFABRICADOS EN EL REVESTIMIENTO.

LOS METODOS DEL SOLIDO COMPUESTO SON EMPLEADOS GENERALMENTE BAJO UNO O MAS DE LAS CONDICIONES SIGUIENTES:

1.- TUNEL EN ROCA.

2.- REVESTIMIENTO FLEXIBLE.

3.- EN EL CASO DE SUELOS, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES BIEN DEFINIDAS.

4.- TUNELES MUY SUPERFICIALES O MUY PROFUNDOS.

5.- TUNELES MUY LARGOS, SECCION SIMPLE O COMPLEJA.

6.- EXISTENCIA DE ESTRUCTURAS EN LAS CERCANIAS (CIMENTACIONES, TUNELES).

SI EL DISEÑO DEL SISTEMA DE SOPORTE PROPUESTO ES A BASE DE DOVELAS, CONCRETO LANZADO, ETC., O BIEN, SI SE REvisa LA ESTABILIDAD DEL TUNEL SIN EL ADEME, LOS METODOS DE SOLIDO COMPUESTO PUEDEN SER COMPETITIVOS CONTRA LOS METODOS DE LA ZONA PLASTICA O LOS EMPIRICOS.

## VII. INSTRUMENTACION.

CON OBJETO DE VERIFICAR EL COMPORTAMIENTO DEL TUNEL, ES NECESARIO IMPLEMENTAR UN SISTEMA DE INSTRUMENTACION CUYA INFORMACION ADICIONALMENTE RETROALIMENTARA A EL DISEÑO. POR ESTO Y A MANERA ILUSTRATIVA SE PRESENTA LA INFORMACION OBTENIDA DE LA REFERENCIA 6, EN LA QUE SE DESCRIBEN LOS DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS EN LOS TUNELES PARA EL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO QUE ALOJARON LA LINEA 7; ESTOS TUNELES SE EXCAVARON EN LA ZONA DE TRANSICION DE LA CIUDAD DE MEXICO A TRAVES DE LIMOS ARENOSOS Y ARENAS CON GRAVAS DE DIFERENTES COMPACIDADES Y RESISTENCIAS AL ESFUERZO CORTANTE; UNA PARTE INTERESANTE DEL TUNEL PARA ESTA LINEA SE ENCUENTRA EN SU EXTREMO NORTE, DONDE PRECISAMENTE EN LA CLAVE HAY UNA CAPA DE LA ARCILLA MUY SUAVE, TIPICA DEL VALLE DE MEXICO (FIGURA 12).

EXCEPTO POR UN TRAMO AL NORTE DE LA LINEA 7, QUE SE EXCAVO CON UN ESCUDO DE FRENTE ABIERTO, EL RESTO DE LOS TUNELES SE EXCAVARON CON MAQUINAS ROZADORAS Y SE ADEMARON TEMPORALMENTE CON CONCRETO LANZADO A LAS CLAVES Y PAREDES HASTA EL NIVEL DEL PISO, DONDE SE FORMO UNA ZAPATA DE APOYO; EL CONCRETO LANZADO TIENEN ESPESORES DE 15 A 25 cm Y ESTA REFORZADO CON MALLA DE ACERO. EL REVESTIMIENTO FINAL ESTA CONSTITUIDO DE CONCRETO REFORZADO COLADO EN EL SITIO.

LAS DEFORMACIONES QUE SE REPORTARON COMPRENDIERON EL PERIODO PREVIO A LA EXCAVACION Y EL LAPSO POSTERIOR CON LOS TUNELES DOTADOS DEL REVESTIMIENTO TEMPORAL, EXCEPTO EL TRAMO NORTE DE LA LINEA 7 DONDE LAS DOVELAS COLOCADAS AL AVANZAR EL ESCUDO CONSTITUYERON EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

EN LA SECCION DEL TUNEL QUE ALOJO DOS VIAS, LA EXCAVACION ALCANZO 10 m DE ANCHO Y 8.50 m DE ALTURA. PARA ESTOS TUNELES SE PROGRAMARON Y SE REALIZARON VARIAS INSTRUMENTACIONES, VER FIGURAS No. 13 A 16, QUE INCLUYEN INCLINOMETROS PARA MEDIR LAS DEFORMACIONES DE LAS PAREDES DESDE ANTES QUE SE EJECUTARA LA EXCAVACION, EXTENSOMETROS

COLOCADOS DESDE LA SUPERFICIE PARA MEDIR EL DESPLAZAMIENTO DEL SUBSUELO ANTES, DURANTE Y DESPUES DEL PASO DEL TUNEL Y MEDICION DE DEFORMACIONES DE LA SECCION EXCAVADA, LLAMADAS CONVERGENCIAS, PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL CON EL TIEMPO EN EL INTERIOR DEL TUNEL Y RELACIONARLO CON EL MEDIDO DE LOS INCLINOMETROS Y LOS EXTENSOMETROS; ADEMAS LLEVARON A CABO NIVELACIONES DIFERENCIALES EN LAS SECCIONES DE INSTRUMENTACION.

LAS DEFORMACIONES REGISTRADAS SE INDICAN EN LA TABLA No. 1 ASI COMO EN LAS FIGURAS ANTES CITADAS.

**COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS REGISTRADOS CON LOS VALORES TEORICOS COMPUTABLES.**

TENIENDO EN CUENTA QUE EN GENERAL HA SIDO REDUCIDA LA MAGNITUD DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LAS PAREDES Y QUE EL LAPSO EN QUE SE PRESENTA SU VALOR FINAL ES CORTO, Y QUE ADEMAS NO SE HAN DETECTADO INDICIOS DE GENERACION DE PRESION LATERAL ACTIVA, SE PUEDE ADMITIR QUE EL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO ALREDEDOR DE LOS TUNELES DE QUE SE TRATA ES BASICAMENTE DE TIPO ELASTICO.

ES INTERESANTE NOTAR QUE DE ACUERDO CON LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD, EL DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN LA CLAVE ES CASI INDEPENDIENTE DE LA RELACION  $K_0$ , EN TANTO QUE EL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE LAS PAREDES DEPENDE IMPORTANTEMENTE DE ESTE PARAMETRO.

## VIII. CONCLUSIONES.

1.- EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE TUNELES CONSTITUYE UN SERIO PROBLEMA DADA LA GRAN CANTIDAD DE FACTORES DE ORIGEN GEOLOGICO, GEOTECNICO Y ESTRUCTURAL QUE INTERVIENEN EN EL, LOS CUALES, NO TODOS SE IDENTIFICAN Y DEFINEN FACILMENTE. LAS DIFICULTADES SURGEN PRINCIPALMENTE DEL PROBLEMA DE INTERPRETACION DEL COMPORTAMIENTO EXTREMADAMENTE COMPLEJO DEL SUELO.

2.- EXISTEN DIFERENTES METODOS DE DISEÑO, UNOS SUSTENTADOS EN TEORIAS E HIPOTESIS SIMPLIFICADORAS Y DENOMINADOS ANALITICOS, LOS OBSERVACIONALES COMO EL NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO Y LOS EMPIRICOS BASADOS EN LA EXPERIENCIA OBTENIDA EN CONDICIONES SIMILARES. DE TODOS LOS ANTERIORES Y DE ACUERDO CON EL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO, NO EXISTE UN METODO QUE CUBRA TODAS LAS POSIBLES COMBINACIONES.

3.- ESCOGIDO EL METODO DE DISEÑO DEBE ANALIZARSE A FONDO LA INFLUENCIA QUE TIENE LA VARIACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL SUBSUELO PUESTO QUE COMO ES SABIDO, NO SON CONSTANTES CON EL TIEMPO.

4.- EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE UN TUNEL SE RETROALIMENTA CON LA INFORMACION DE SU COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSTRUCCION DEL MISMO E INCLUSIVE POSTERIOR A ESTA. CON BASE EN LO ANTERIOR, RESULTA EVIDENTE LA NECESIDAD DE INSTRUMENTAR Y MONITOREAR ESTAS ESTRUCTURAS.

**A N E X O 1.**

A CONTINUACION SE PRESENTA UN METODO SIMPLIFICADO ( REF. 5) QUE CONSIDERA EXPLICITAMENTE LAS RIGIDECES RELATIVAS DEL SOPORTE Y DE LA MASA DE SUELO, TOMA EN CUENTA EL EFECTO DE DESLIZAMIENTO POTENCIAL ENTRE EL RECUBRIMIENTO Y EL SUELO QUE LO RODEA.

#### **RIGIDECES RELATIVAS DEL RECUBRIMIENTO Y DEL SUELO.**

EL CONCEPTO DE RIGIDEZ RELATIVA SE VISUALIZA USANDO CURVAS DE INTERACCION. PUESTO QUE LA RIGIDEZ SE DEFINE COMO LA CANTIDAD DE CARGA REQUERIDA PARA INDUCIR UN DESPLAZAMIENTO UNITARIO EN UN CUERPO, LA RIGIDEZ DEL SUELO O DEL SOPORTE ES SIMPLEMENTE LA PENDIENTE DE LA CURVA CARACTERISTICA.

LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA COMPARTEN LA RESISTENCIA DE LAS CARGAS APLICADAS (LOS ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA EXCAVACION DEL TUNEL) Y LA CARGA ES REPARTIDA EN CADA ELEMENTO DE ACUERDO CON SU RIGIDEZ RELATIVA A LOS OTROS ELEMENTOS DEL SISTEMA. ASI, UN SOPORTE RIGIDO APORTARA UNA MAYOR PORCION DE LA RESISTENCIA COMPUESTA POR EL SISTEMA SUELO - SOPORTE Y COMO RESULTADO ATRAERA UNA MAYOR CARGA QUE UN SOPORTE FLEXIBLE.

#### **FACTORES ADIMENSIONALES DE RIGIDEZ.**

LA RIGIDEZ DE UN SISTEMA SUELO - TUNEL SE PUEDE CONSIDERAR COMO DIVIDIDA EN DOS TIPOS DIFERENTES. LA PRIMERA ES LA RIGIDEZ EN EXTENSION, QUE ES UNA MEDIDA DE LA PRESION UNIFORME EN TORNO AL TUNEL, REQUERIDA PARA CAUSAR UNA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL EN EL RECUBRIMIENTO SIN CAMBIO EN SU FORMA GEOMETRICA INICIAL. LA SEGUNDA ES LA RIGIDEZ A LA FLEXION LA CUAL ES UNA MEDIDA DE LA MAGNITUD DE LA PRESION NO UNIFORME EN TORNO AL TUNEL, NECESARIA PARA CAUSAR UNA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL QUE RESULTA EN UN CAMBIO DE SU FORMA GEOMETRICA INICIAL (OVALAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO).

DE ACUERDO CON BURNS Y RICHARDS, REFERENCIA 7, LA RIGIDEZ RELATIVA DEL SOPORTE Y DEL MEDIO QUE LO RODEA SE CARACTERIZA CON DOS RELACIONES DESIGNADAS COMO EL FACTOR DE COMPRESIBILIDAD Y EL FACTOR DE FLEXIBILIDAD (FIGURA 17).

EL FACTOR DE COMPRESIBILIDAD ES UNA MEDIDA DE LA RIGIDEZ A LA EXTENSION DEL MEDIO RELATIVA A LA DEL RECUBRIMIENTO (FIGURA No. 18). LA DEFORMACION DIAMETRAL TRANSVERSAL A UN TUNEL CIRCULAR ESTA DADA POR:

$$\epsilon = \frac{\Delta D}{D} = \frac{2 P}{E} (1 - \nu) (1 + \nu)$$

POR LO TANTO, LA RIGIDEZ EN EXTENSION ES:

$$\frac{P}{\Delta D/D} = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \quad (1)$$

DONDE E Y  $\nu$  SON EL MODULO DE YOUNG Y LA RELACION DE POISSON DEL SUELO. LA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL EN EL ANILLO ESTA DADA POR:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P R}{E_s A_s}$$

DONDE  $E_s$ , R Y  $A_s$  SON, RESPECTIVAMENTE EL MODULO DE YOUNG, EL RADIO Y EL AREA TRANSVERSAL POR UNIDAD DE LONGITUD DEL ANILLO DE RECUBRIMIENTO. LA RIGIDEZ EN EXTENSION DEL RECUBRIMIENTO EN DEFORMACION PLANA SE OBTIENE DE LA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL DEL ANILLO REEMPLAZANDO  $E_s$  POR  $E_r/(1-\nu_s)$ , DONDE  $\nu_s$  ES LA RELACION DE POISSON DEL MATERIAL DEL RECUBRIMIENTO. ENTONCES LA RIGIDEZ EN EXTENSION DEL RECUBRIMIENTO ESTA DADA POR

$$\frac{P}{\Delta D/D} = \frac{E_s A_s}{R (1-\nu_s^2)} \quad (2)$$

EL FACTOR DE COMPRESIBILIDAD, C, SE OBTIENE DIVIDIENDO LA Ec.1 POR LA Ec.2.

$$\frac{\frac{P}{\Delta D/D \text{ suelo}}}{\frac{P}{\Delta D/D \text{ soporte}}} = C = \frac{E R (1 - \nu_s^2)}{2 E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

PUESTO QUE C, SOLAMENTE SE UTILIZA COMO UN INDICE, EL FACTOR 2 EN EL DENOMINADOR DE LA Ec. 3 SE PUEDE SUPRIMIR POR CONVENIENCIA, Y POR TANTO:

$$C^* = \frac{E R (1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (4)$$

POR OTRA PARTE, EL AUTOR M. ROMO INDICA QUE EL FACTOR DE FLEXIBILIDAD ES UNA MEDIDA DE LA RIGIDEZ A LA FLEXION DEL MEDIO RELATIVA A LA DEL RECUBRIMIENTO. LAS RIGIDEZES A LA FLEXION DEL MEDIO Y DEL RECUBRIMIENTO (COMO SE DEFINEN AQUI) SON ESENCIALMENTE MEDIDAS DE LA RESISTENCIA (DEL MEDIO Y DEL RECUBRIMIENTO) A UN CAMBIO EN SU FORMA GEOMETRICA INICIAL CUANDO SE SOMETEN A UN ESTADO DE CORTE PURO. LA RIGIDEZ A LA FLEXION DEL MEDIO SE PUEDE OBTENER CONSIDERANDO LA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL EN UN CIRCULO (FIGURA 19) DADA POR:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{4p}{E} (1 - \nu^2)$$

POR CONSIGUIENTE, LA RIGIDEZ A LA FLEXION DEL MEDIO ES:

$$\frac{P}{\Delta D/D} = \frac{E}{4(1 - \nu^2)} \quad (5)$$

LA DEFORMACION UNITARIA DIAMETRAL DE UN ANILLO SUJETO A CORTE PURO ES:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{p R^3}{6 E_s I_s}$$

DONDE  $I_s$  ES EL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION TRANSVERSAL POR UNIDAD DE LONGITUD. LA RIGIDEZ DEL RECUBRIMIENTO EN DEFORMACION PLANA SE OBTIENE REEMPLAZANDO, EN LA ECUACION ANTERIOR,  $E_s$  POR  $E_s/(1-\nu_s)$ :

$$\frac{p}{\Delta D/D} = \frac{6 E_s I_s}{R^3 (1 - \nu_s^2)} \quad (6)$$

DE NUEVO, DIVIDIENDO LA Ec. 5 POR LA Ec. 6 SE OBTIENE EL FACTOR DE FLEXIBILIDAD, F:

$$\frac{\frac{p}{\Delta D/D \text{ suelo}}}{\frac{p}{\Delta D/D \text{ soporte}}} = F = \frac{E R^3 (1 - \nu_s^2)}{24 E_s A_s (1 - \nu_s^2)} \quad (7)$$

DEBIDO A QUE F SOLO SE UTILIZA COMO INDICE, EL FACTOR 24 EN EL DENOMINADOR DE LA Ec. 7 SE PUEDE ELIMINAR POR CONVENIENCIA, QUEDANDO:

$$F^* = \frac{E R^3 (1 - \nu_s^2)}{E_s I_s (1 - \nu_s^2)} \quad (8)$$

DEBIDO A QUE LA RIGIDEZ RELATIVA DEL SUELO A LA DEL SOPORTE ES UN FACTOR IMPORTANTE QUE INFLUENCIA LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA, CUALQUIER METODO SIMPLIFICADO PARA DISEÑAR EL RECUBRIMIENTO DE TUNELES DEBE RELACIONAR DIRECTAMENTE LAS FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL SOPORTE CON LAS RIGIDECES

DEL SOPORTE Y EL SUELO. USANDO LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD ES POSIBLE DESARROLLAR SOLUCIONES CERRADAS (DENOMINADAS SOLUCIONES DE RIGIDEZ RELATIVA) LAS CUALES RELACIONAN LAS FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL RECUBRIMIENTO CON LOS FACTORES DE COMPRESIBILIDAD Y FLEXIBILIDAD.

LAS PRINCIPALES HIPOTESIS Y SIMPLIFICACIONES DE ESTE TIPO DE SOLUCIONES SON:

- 1) EL TUNEL ES UNA CAVIDAD CILINDRICA CON RECUBRIMIENTO ELASTICO. EL SOPORTE SE CONSIDERA COMO UN CILINDRO DE PARED GRUESA, COMO UN CASCARON DELGADO INCOMPRESIBLE, O COMO UN CASCARON DELGADO COMPRESIBLE.
- 2) LA MASA DE SUELO ES HOMOGENEA, ISOTROPA Y LINEALMENTE ELASTICA.
- 3) LA MASA DE SUELO ES INFINITA EN EXTENSION; O, AL MENOS, EL TUNEL ESTA LOCALIZADO A UNA PROFUNDIDAD SUFICIENTE QUE LA FRONTERA LIBRE DE LA MASA SUELO TIENE EFECTOS DESPRECIABLES (ESTO SE CUMPLE A PROFUNDIDADES MAYORES QUE DOS DIAMETROS).
- 4) LA VARIACION DE LOS ESFUERZOS DE LA MASA DE SUELO VARIA MUY POCO CON LA PROFUNDIDAD. PERO EL ESFUERZO VERTICAL Y EL HORIZONTAL NO NECESITAN SER IGUALES.
- 5) EL SISTEMA SUELO - SOPORTE SE TRATA COMO UN PROBLEMA DE DEFORMACION PLANA.
- 6) EN LA INTERFASE ENTRE EL SUELO Y EL SOPORTE EXISTE CUALQUIERA DE LAS SIGUIENTES CONDICIONES LIMITE: a) HAY DESLIZAMIENTO COMPLETO ENTRE EL SUELO Y EL RECUBRIMIENTO (NO HAY TRANSMISION DE ESFUERZOS DE CORTE EN LA INTERFASE), Y b) HAY DESLIZAMIENTO NULO ENTRE EL SUELO Y EL RECUBRIMIENTO (HAY TRANSMISION COMPLETA DE ESFUERZOS CORTANTES EN LA INTERFASE).

EN UNA INVESTIGACION RECIENTE, RANKEN (1978) DESARROLLO VARIAS SOLUCIONES PARA RECUBRIMIENTOS COMPRESIBLES BAJO

CONDICIONES DE DESCARGA POR EXCAVACION. LOS RESULTADOS SE PRESENTAN A CONTINUACION.

**SOLUCION DE RIGIDEZ RELATIVA PARA CONDICION DE DESCARGA POR EXCAVACION.**

LA MASA DE SUELO SE POSTULA COMO INFINITA, ELASTICA, HOMOGENEA E ISOTROPA SUJETA A UNA CARGA VERTICAL INICIAL,  $p$ , IGUAL AL ESFUERZO VERTICAL EN EL SUELO EN LA LINEA CENTRAL DEL TUNEL Y A UNA CARGA HORIZONTAL INICIAL IGUAL A  $k_p$ . EL SOPORTE DEL TUNEL SE TRATA COMO UN CASCARON ELASTICO EN EL CUAL SE CONSIDERAN TANTO LAS DEFORMACIONES CIRCUNFERENCIALES Y DE FLEXION.

LA RIGIDEZ RELATIVA DE LA MASA SUELO A LA DEL RECUBRIMIENTO DEL TUNEL SE INCORPORA EN LA SOLUCION POR MEDIO DE LOS FACTORES DE COMPRESIBILIDAD Y DE FLEXIBILIDAD DEFINIDOS ANTERIORMENTE. LA DERIVACION DE ESTA SOLUCION SIGUE LOS SIGUIENTES TRES PASOS BASICOS:

1) CALCULAR EL CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS INICIAL EN LA MASA DE SUELO DEBIDO A LOS ESFUERZOS IN SITU.

2) DERIVAR LOS ESFUERZOS TOTALES Y LOS CAMPOS DE DESPLAZAMIENTOS INCREMENTALES EN LA MASA DE SUELO DESPUES DE LA EXCAVACION Y LOS ESFUERZOS DE CONTACTO DE LA INTERFASE SUELO - RECUBRIMIENTO. EL CAMPO DE DESPLAZAMIENTO INCREMENTAL ES EL QUE CORRESPONDE A UN HOYO CIRCULAR SUJETO A UNA CONDICION DE CARGA EXTERNA MENOS LOS DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS A LOS ESFUERZOS IN SITU. LAS CONDICIONES DE FRONTERA, DESLIZAMIENTO COMPLETO Y DESLIZAMIENTO NULO, EN LA INTERFASE SUELO - SOPORTE SE CONSIDERAN EN ESTE PASO.

3) CALCULAR LAS FUERZAS INTERNAS EN EL SOPORTE INDUCIDAS POR LOS ESFUERZOS DE CONTACTO EN LA INTERFASE SUELO - SOPORTE.

LAS ECUACIONES PARA EL CALCULO DE FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS EN EL RECUBRIMIENTO PARA LAS DOS CONDICIONES DE FRONTERA EN LA INTERFASE RECUBRIMIENTO - SUELO SE PRESENTAN A CONTINUACION:

CONDICION DE DESLIZAMIENTO COMPLETO.

FUERZA AXIAL, T:

$$\frac{T}{p R} = \frac{1}{2} (1 + K) (1 - a_0^*) + \frac{1}{2} (1 - k) (1 - 2a_2^*) \cos 2 \theta$$

MOMENTO FLEXIONANTE M:

$$\frac{M}{p R^2} = \frac{1}{2} (1 - K) (1 - 2a_2^*) \cos 2 \theta$$

DESPLAZAMIENTO RADIAL DEL SOPORTE,  $u_s$ :

$$\frac{u_s E_s}{p R (1 + \nu_s)} = \frac{1}{2} (1 + K) a_0^* - (1 - K) [(5 - 6\nu_s) a_2^* - (1 - \nu_s)] \cdot \cos 2 \theta$$

DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL DEL SOPORTE,  $v_s$ :

$$\frac{v_s E_s}{p R (1 + \nu_s)} = \frac{1}{2} (1 - k) [(5 - 6\nu_s) a_2^* - (1 - \nu_s)] \cdot \sin 2 \theta$$

DONDE:

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1 - \nu_s)}{C^* + F^* + C^* F^* (1 - \nu_s)}$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6) (1 - \nu_s)}{2F^* (1 - \nu_s) + 6 (5 - 6\nu_s)}$$

C\* Y F\* SE CALCULAN CON LAS Ecs. 4 Y 8.

CONDICION DE DESLIZAMIENTO NULO.

FUERZA AXIAL, T:

$$\frac{T}{p R} = \frac{1}{2} (1 + K) (1 - a_0^*) + \frac{1}{2} (1 - K) (1 + 2a_2^*) \cdot \cos 2 \theta$$

MOMENTO FLEXIONANTE, M:

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4} (1 - K) (1 - 2a_1^* + 2b_2^*) \cos 2 \theta$$

DESPLAZAMIENTO RADIAL,  $u_s$ :

$$\frac{u_s E_s}{PR (1 + \nu_s)} = \frac{1}{2} (1 + K) a_0^* + \frac{1}{2} (1 - K) [4 (1 - \nu_s) b_1^* - 2a_2^*] \cdot \cos 2 \theta$$

DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL,  $V_s$ :

$$\frac{V_s E_s}{PR (1 + \nu_s)} = -(1 - k) [a_1^* + (1 - 2\nu_s) b_2^*] \cdot \sin 2 \theta$$

EN DONDE:

$$a_2^* = b_1^* b_2^*$$

$$b_1^* = \frac{(6 + F^*) C^* (1 - \nu_s) + 2F^* \nu_s}{3F^* + 3C^* + 2C^* F^* (1 - \nu_s)}$$

$$b_2^* = \frac{C^* (1 - \nu_s)}{2[ C^*(1 - \nu_s) + 4\nu_s - 6b_2^* - 3b_2^* C^*(1 - \nu_s) ]}$$

ESTE METODO DE ANALISIS SIMPLIFICADO PARA CALCULAR LAS CARGAS SOBRE EL SOPORTE DE UN TUNEL Y ORIENTADO HACIA SU DISEÑO, ESTA ENFOCADO PARA TUNELES CIRCULARES CON RECUBRIMIENTOS CONTINUOS QUE SOPORTAN UNA MASA DE SUELO QUE PUEDE CONSIDERARSE, PARA FINES PRACTICOS, COMO UN MEDIO INDEPENDIENTE DEL TIEMPO. ES DECIR, EL METODO ESTA RESTRINGIDO A TUNELES QUE SE EXCAVAN A FRENTE COMPLETO A LA PRESION ATMOSFERICA Y A PROFUNDIDADES MAYORES DE DOS DIAMETROS, CON REVESTIMIENTO A BASE DE NERVADURAS DE ACERO CIRCULAR, CONCRETO PREFABRICADO, CONCRETO LANZADO EN EL SUELO, ROCA ALTAMENTE FISURADA O FORMACIONES DE ROCA MASIVA.

EL METODO CONSIDERA EL EFECTO DE INTERACCION SUELO - RECUBRIMIENTO Y TOMA EN CUENTA APROPIADAMENTE LA CONDICION DE CARGA POR EXCAVACION Y, ADEMÁS, INCLUYE DOS CONDICIONES DE FRONTERA EN LA INTERFASE SUELO - RECUBRIMIENTO: DESLIZAMIENTO NULO Y DESLIZAMIENTO COMPLETO.

NO OBSTANTE LOS COMENTARIOS ANTERIORES EL METODO, TAL COMO SE PRESENTO AQUI, SUPONE QUE EL RECUBRIMIENTO SE INSTALA INMEDIATAMENTE DESPUES DE QUE SE EXCAVA EL FRENTE DEL TUNEL. ESTA CONDICION ES MUY DIFICIL DE CUMPLIR EN LA PRACTICA YA QUE POR LO GENERAL EXISTE UN DESFAZAMIENTO ENTRE LA EXCAVACION Y LA COLOCACION DEL RECUBRIMIENTO. ESTE TIEMPO QUE PERMANECE EL MATERIAL SIN SOPORTE PRODUCE DESPLAZAMIENTOS RADIALES CONVERGENTES QUE GENERAN UN ALIVIO DE ESFUERZOS. POR CONSIGUIENTE, LAS PRESIONES EN EL RECUBRIMIENTO CALCULADAS CON LAS EXPRESIONES INCLUIDAS EN ESTE TRABAJO SON EN GENERAL, MAYORES QUE LAS REALES. EL METODO DE ANALISIS TAMPOCO TOMA EN CUENTA LOS EFECTOS DEL COMPORTAMIENTO DEPENDIENTE DEL TIEMPO DE LA MASA SUELO, EXPANSION, CONSOLIDACION, CREEP; NI LA DISMINUCION DE RESISTENCIA CON LA DEFORMACION (STRAIN SOFTENING) QUE

PRESENTAN ALGUNOS MATERIALES A PARTIR DE CIERTO UMBRAL DE DEFORMACION.

EN TERMINOS GENERALES SE PUEDE DECIR QUE EL METODO DE ANALISIS SIMPLIFICADO ES APROPIADO PARA DISEÑAR TUNELES EN MUCHAS SITUACIONES PRACTICAS. PUESTO QUE EL METODO REQUIERE DE POCOS PARAMETROS (OBTENIBLES CON RELATIVA FACILIDAD) ES SIMPLE SU EMPLEO, LO CUAL LO HACE ADECUADO PARA LLEVAR A CABO ESTUDIOS PARAMETRICOS CUANDO SE DISEÑA PARA CONDICIONES INCIERTAS.

R E F E R E N C I A S.

- 1.- RICO RODRIGUEZ A. Y DEL CASTILLO, HERMILO.  
LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES  
" TUNELES EN SUELOS " CAP. 14. (1982)  
EDITORIAL LIMUSA, MEXICO D. F.
  
- 2.- RODRIGUEZ CUEVAS N.  
PROYECTO. CAP. 3. LA INGENIERIA GEOLOGICA EN EL DISEÑO,  
ESTADOS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.  
CURSO VICTOR HARDY 87. TOMO I.  
A.M.I.T.O.S., MEXICO D. F. (1987)
  
- 3.- RAMIRO LALANA F.  
"CONSTRUCCION DE TUNELES CARRETEROS MEDIANTE EL METODO  
AUSTRIACO". LOS TUNELES CARRETEROS. TOMO I. REUNION  
CONJUNTA A.M.I.T.O.S., A.M.I.V.T.A.C., S.M.I.E.,  
S.M.M.R., S.M.M.S. (1985)  
MEXICO D.F.
  
- 4.- GESTA P.  
"CONSIDERATIONS ON THE USUAL METHODS OF TUNNEL LINING  
DESIGN". A.F.T.E.S. WORKING GROUP No. 7, TEMPORARY  
SUPORTS AND PERMANENT LINING.  
TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS, No. 90. NOV. - DIC.  
1988.
  
- 5.- ROMO O. M.  
"DISEÑO DEL RECUBRIMIENTO DE TUNELES"  
XII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS.  
QUERETARO, QRO. (1984)

- 6.- BELLO MALDONADO A.  
"COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE TUNELES EXCAVADOS EN  
SUELOS FIRMES: CONFERENCIA INTERNACIONAL DE MECANICA  
DE SUELOS. S.M.M.S.  
MEXICO, D. F.
- 7.- BURNS, J. Q. Y RICHARD, R. M.  
"ATTENUATION OF STRESSES FOR BURIED CYLINDERS.  
PROCEEDINGS, SYMPOSIUM OF SOIL STRUCTURE INTERACTION"  
ARIZONA, U. S. A. (1964)

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

- 1.- DEERE D. U., MANSEES J. E.  
"DESIGN OF TUNNEL DINERS AND SUPPORT SYSTEMS".  
DEPARTAMENT OF CIVIL ENGINEERING.  
UNIVERSITY OF ILLINOIS, U. S. A. (1969)
  
- 2.- GOLSER, J.  
"NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD. THEORETIC  
FUNDAMENTALS", MEYNADIER.  
ZURICH, SUIZA. (1976)
  
- 3.- RODRIGUEZ CUEVAS N.  
"LA DISTRIBUCION VISCOELASTICA DE PRESIONES ALREDEDOR  
DE UN TUNEL RIGIDO".  
PUBLICACION 15 DEL INSTITUTO DE INGENIERIA. UNAM.  
MEXICO D. F. (1967)
  
- 4.- SZECHY, K.  
"THE ART OF TUNNELING". CAP. 3.  
ACADEMIAI KIADO.  
BUDAPEST, HUNGRIA. (1973)
  
- 5.- TERZAGHI, K.  
"LOAD ON TUNNEL SUPPORTS" CAP. 4 DE ROCK TUNNELING WITH  
STEEL SUPPORTS.  
THE COMERCIAL SHEARING AND STAMPING Co.  
U. S. A. (1956)

- 6.- TERZAGHI, K.  
"TEORETICAL SOIL MECHANICS" CAPS. 5, 10 Y 17.  
WILEY AND SONS INC.  
U.S.A. (1956)
- 7.- VIEITEZ J.  
"SISTEMAS DE SOPORTE EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES"  
OBRAS SUBTERRANEAS EN EL VALLE DE MEXICO.  
REUNION CONMEMORATIVA. S.M.M.S.  
MEXICO, D. F. (1982)

FIGURAS

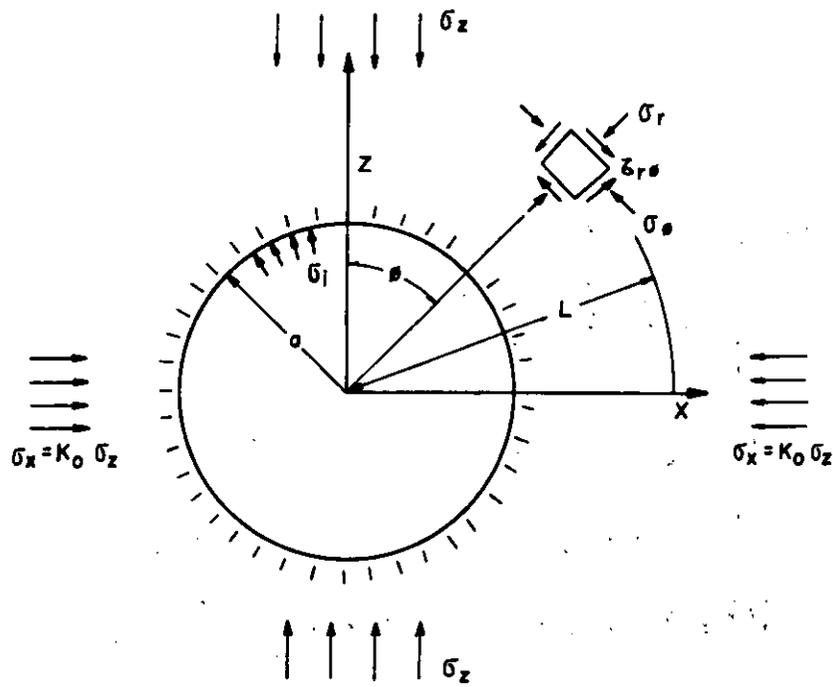


FIG. 1. NOMENCLATURA CORRESPONDIENTE A LA SOLUCION DE KIRSCH, DENTRO DE LA TEORIA DE ELASTICIDAD

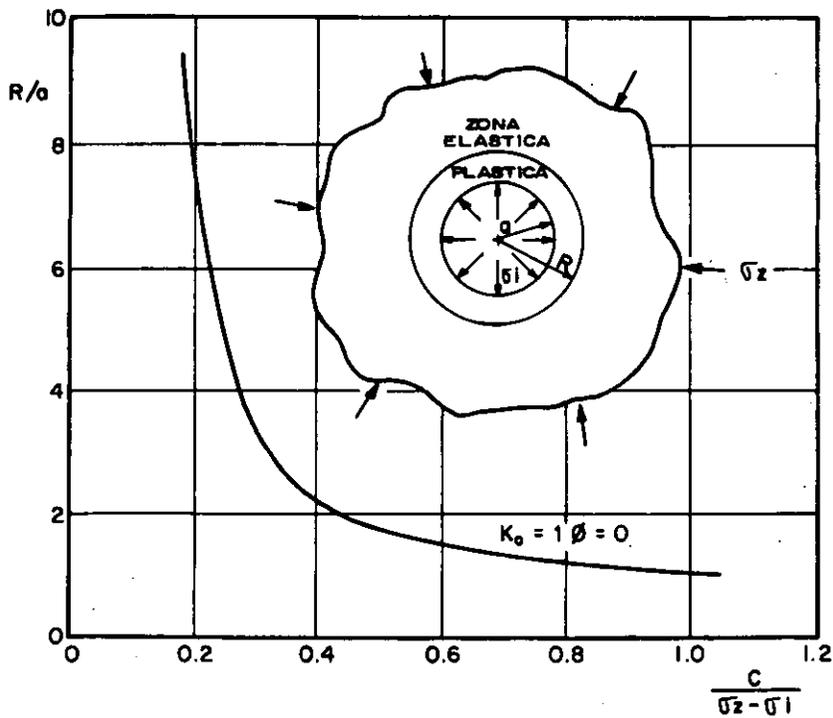


FIG. 2 EXTENSION DE LA ZONA PLASTICA EN TORNO A UN TUNEL CIRCULAR. SUELO PURAMENTE COHESIVO

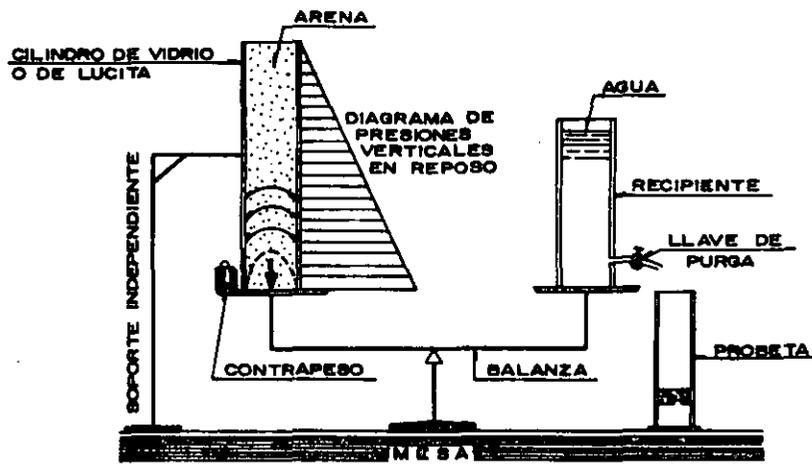


FIG. 3 EXPERIMENTO QUE ILUSTRA EL EFECTO DE ARQUEO EN SUELOS GRANULARES

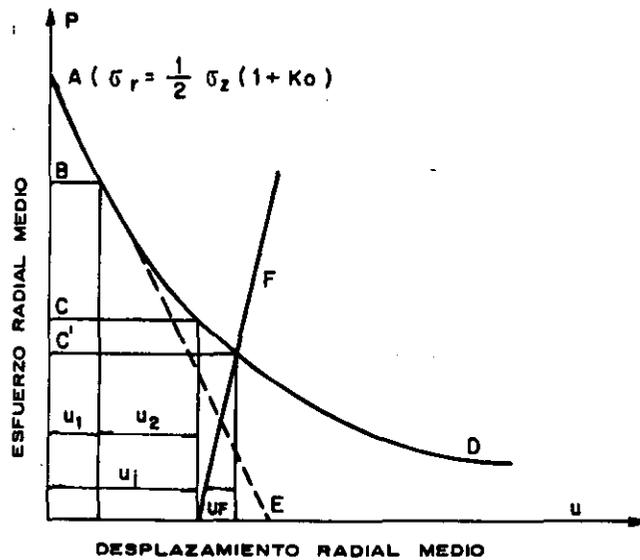
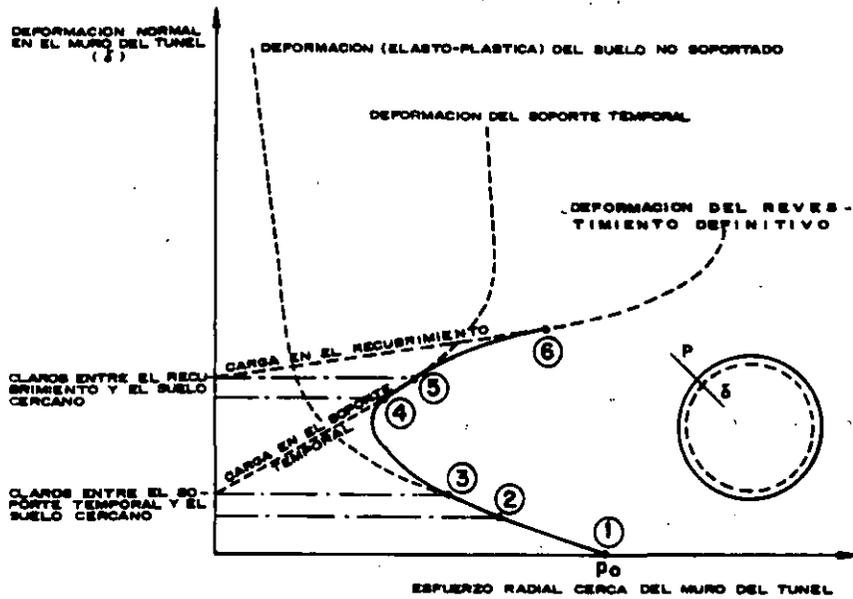
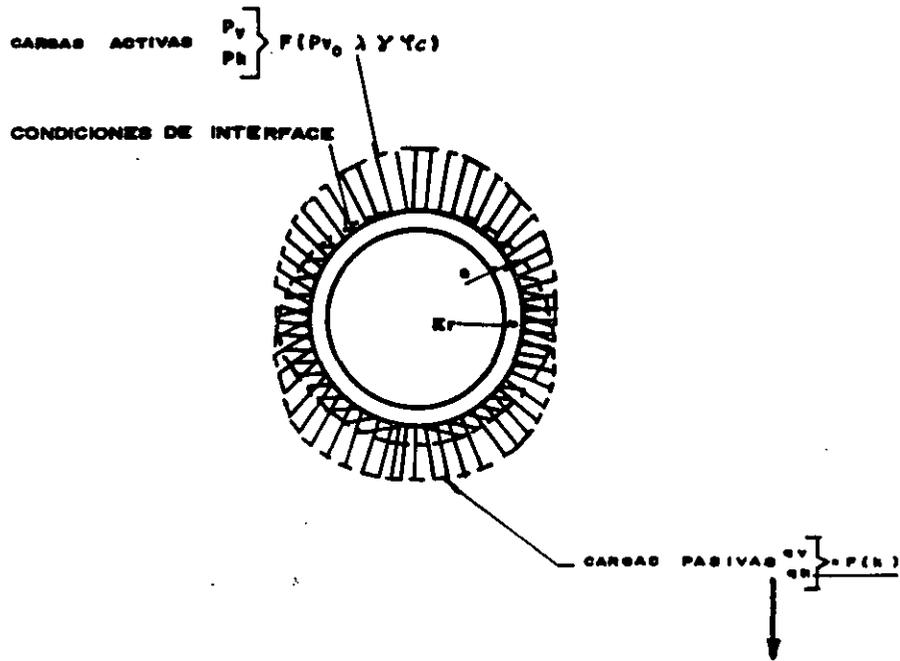


FIG. 4 RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS RADIALES MEDIOS SOBRE UN ADEME CIRCULAR Y LOS DESPLAZAMIENTOS RADIALES CORRESPONDIENTES



- 1.- ESFUERZO INICIAL DEL SUELO
- 2.- ESTADO DEL SUELO AL MOMENTO QUE EL SOPORTE ES INSTALADO
- 3.- BORDE INICIAL PARA LA APLICACION DE CARGA
- 4.- ESTADO DEL SUELO Y EL SOPORTE AL MOMENTO QUE EL RECUBRIMIENTO ES INSTALADO
- 5.- EL RECUBRIMIENTO EMPIEZA A SER CARGADO
- 6.- ESFUERZO Y DEFORMACION EN EQUILIBRIO

FIG.5 DIAGRAMA ESQUEMATICO ESFUERZO NORMAL vs. DEFORMACION CERCA DEL MURO DEL TUNEL DURANTE LA EXCAVACION E INSTALACION DEL SOPORTE.



CARGAS, ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN EL RECUBRIMIENTO  
 FIG. 6 METODOS ESTATICAMENTE INDETERMINADOS

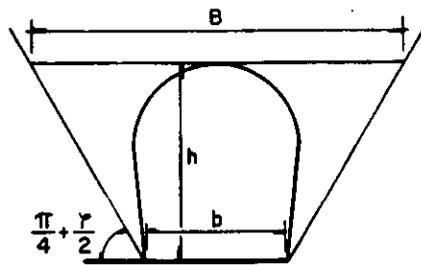


FIGURA. 7

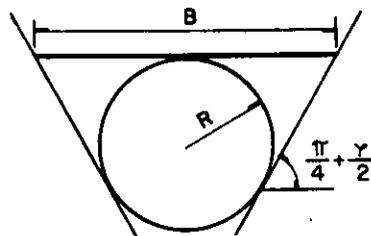
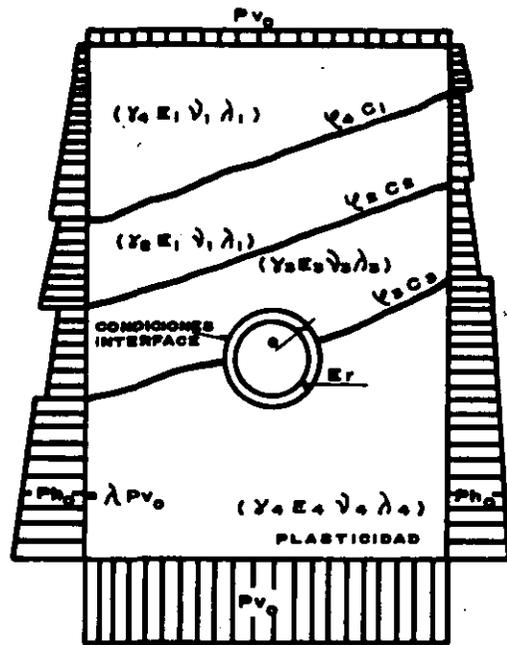


FIGURA. 8



CARGAS Y DEFORMACIONES EN EL SUELO Y RECUBRIMIENTO  
 FIG. 9 METODO DEL SOLIDO COMPUESTO

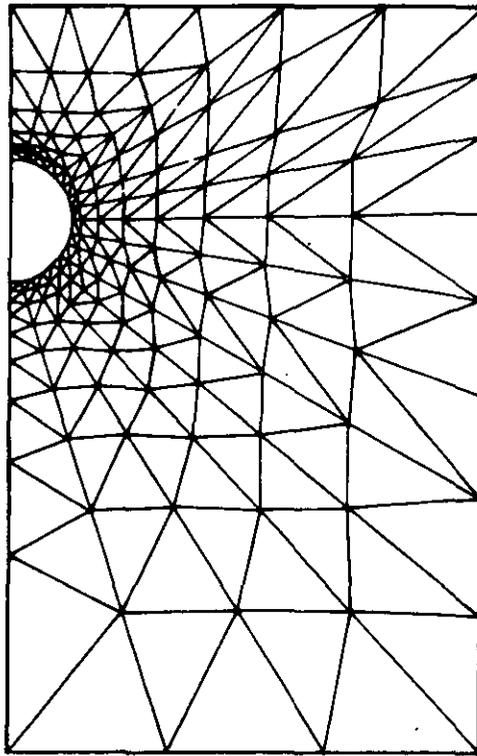
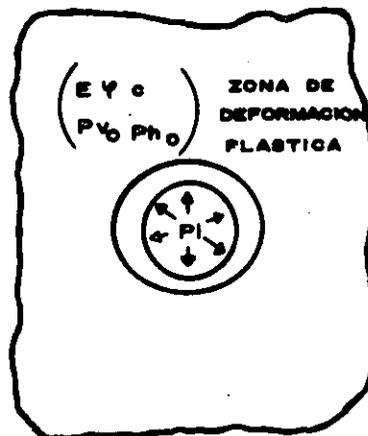


FIG.10 RED TRIANGULAR



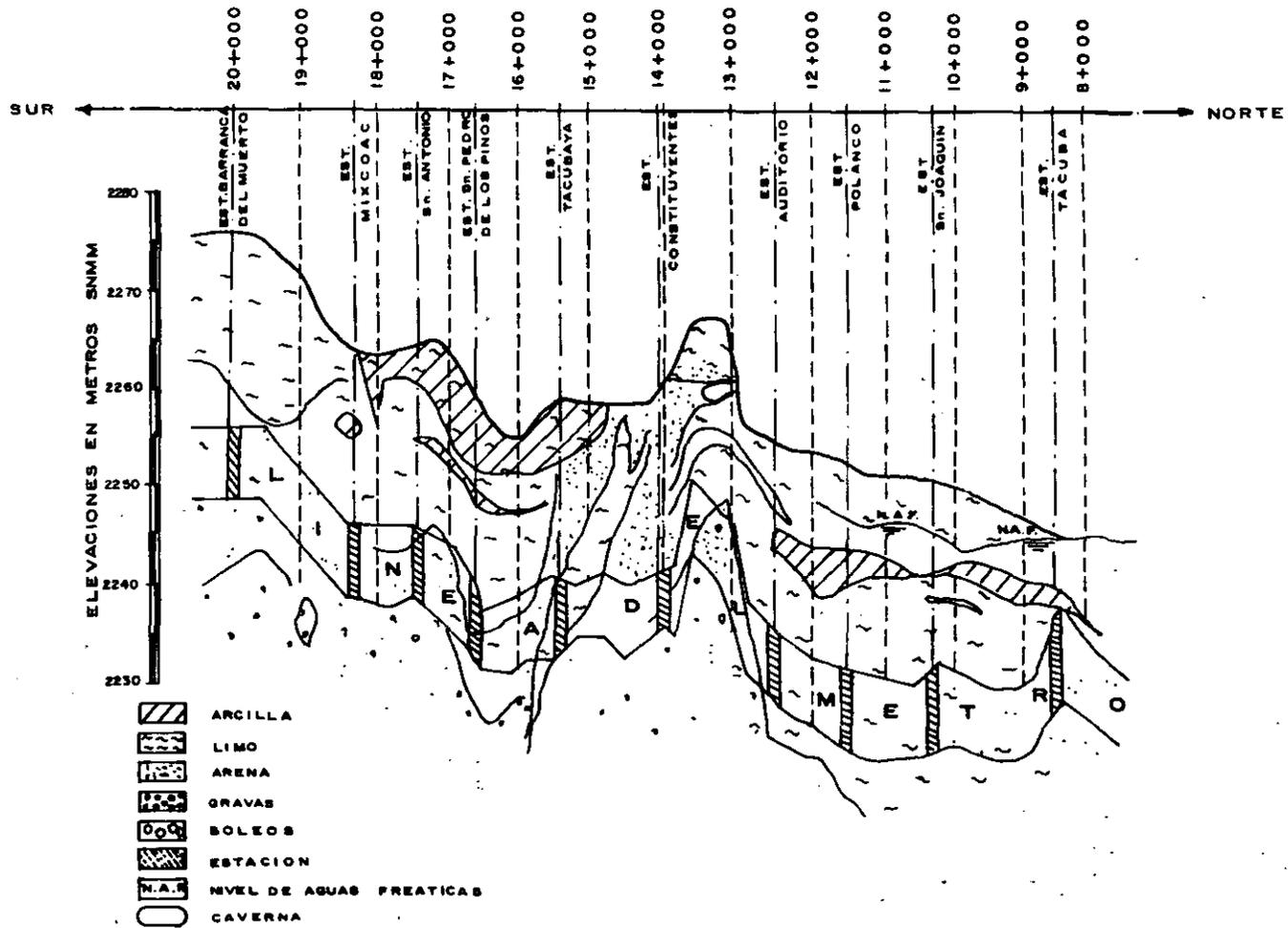
+

CONSIDERACION EN LA EXTENSION  
DE LA ZONA PLASTICA .



CARACTERISTICAS DE SOPORTE  
O RECUBRIMIENTO

FIG.11 METODO DE LAS ZONAS PLASTICAS



**FIG.12 PERFIL ESTRATIGRAFICO GENERAL  
METRO LINEA - 7**

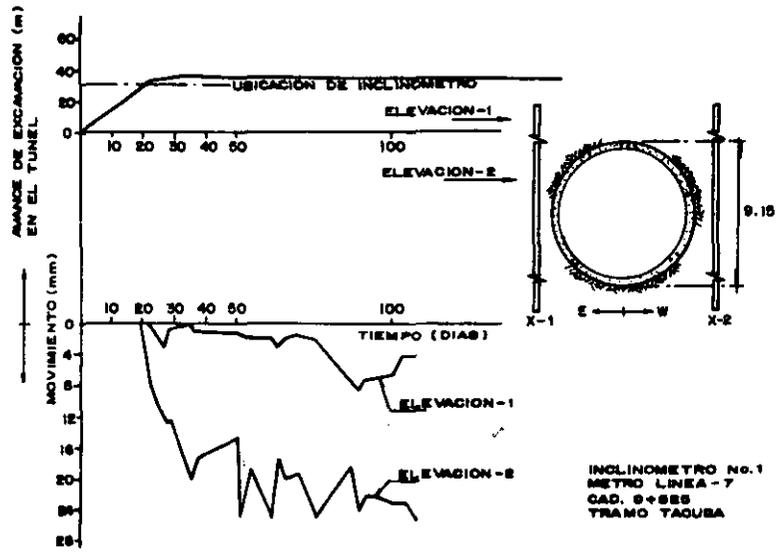


FIGURA 13

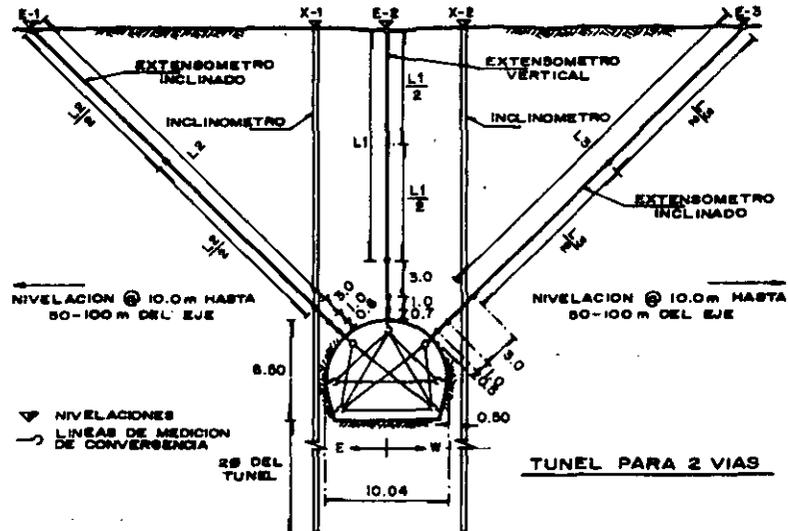


FIG. 14 SECCION TIPICA DE LA INSTRUMENTACION DE UN TUNEL SENCILLO

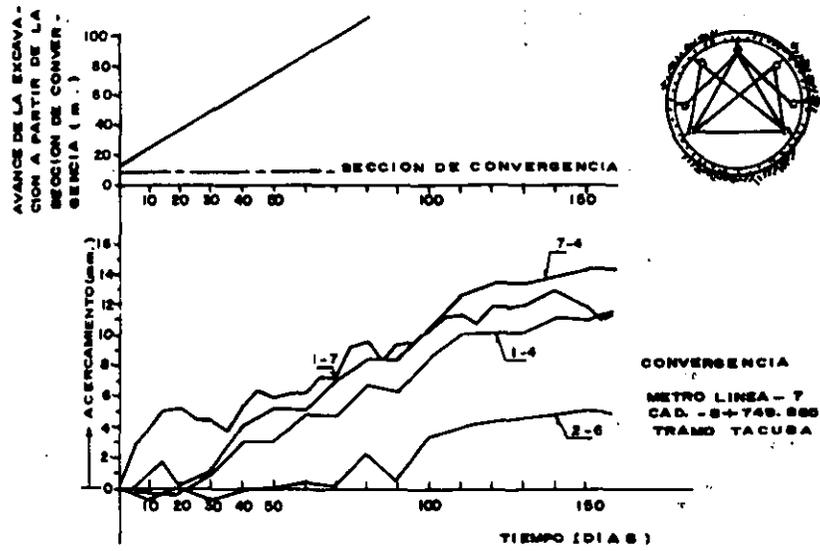


FIGURA 15

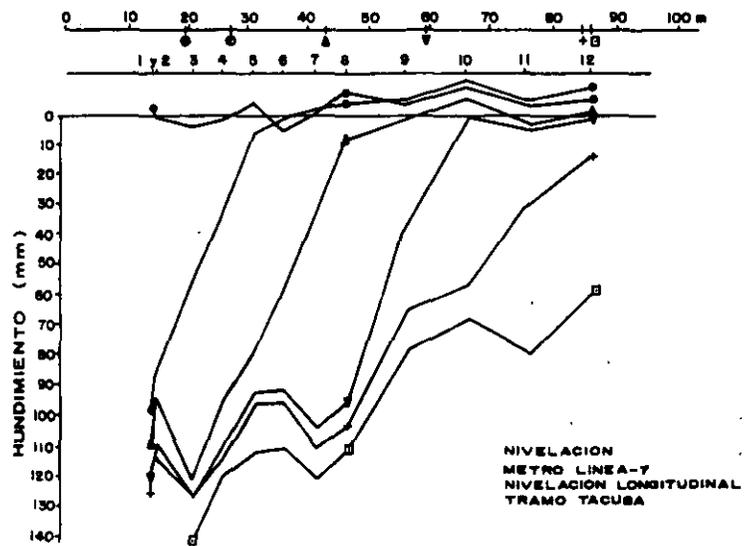


FIGURA 16

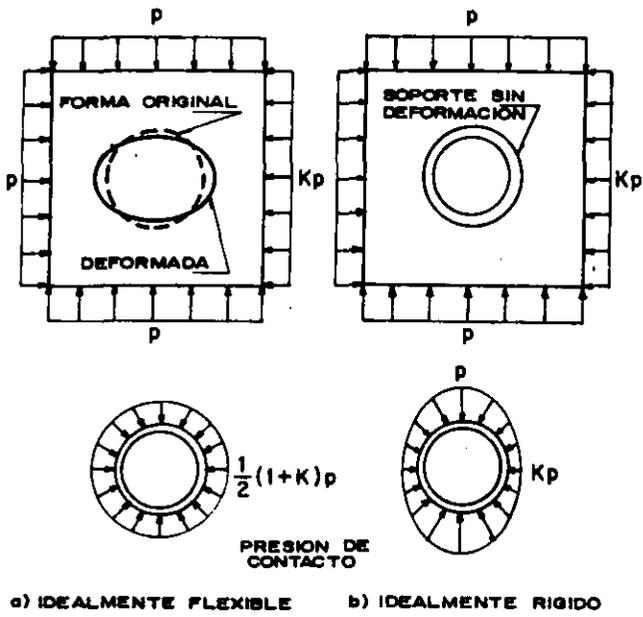


FIG.17 EFECTO DE LA RIGIDEZ RELATIVA DEL SOPORTE EN EL CAMBIO DE FORMA DEL TUNEL

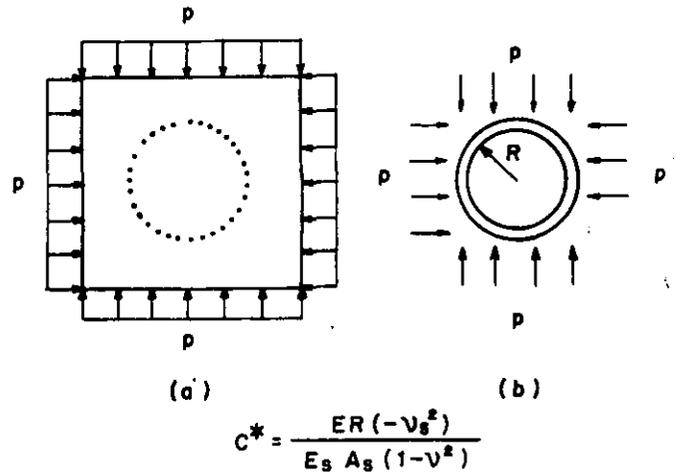


FIG.18 FACTOR DE COMPRESIBILIDAD

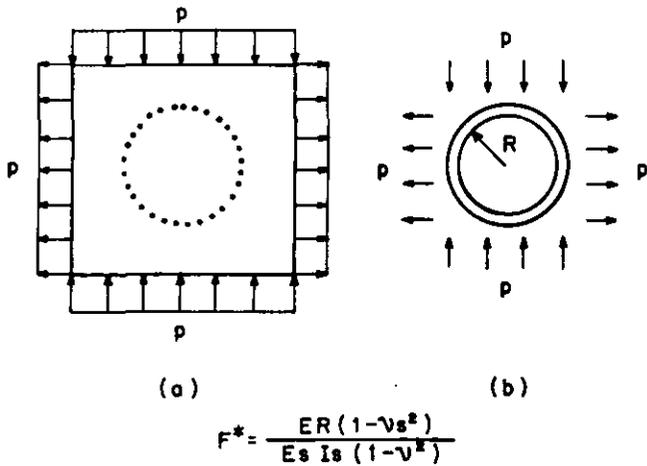


FIG.19 FACTOR DE FLEXIBILIDAD

METODOS PARA EL DISEÑO DE TUNELES

ANALITICOS

METODO DEL ELEMENTO FINITO  
SOLUCIONES MATEMATICAS CERRADAS  
TEORIAS DE CARGA  
FOTOELASTICIDAD Y OTRAS TECNICAS DE SIMULACION.

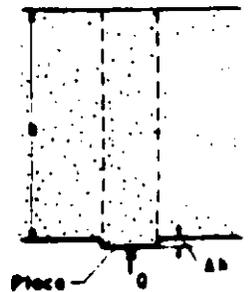
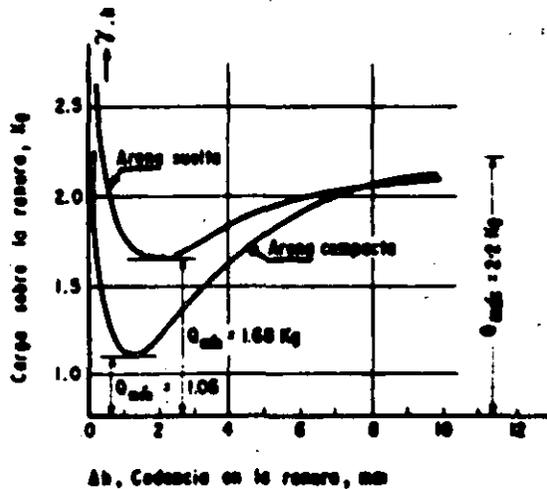
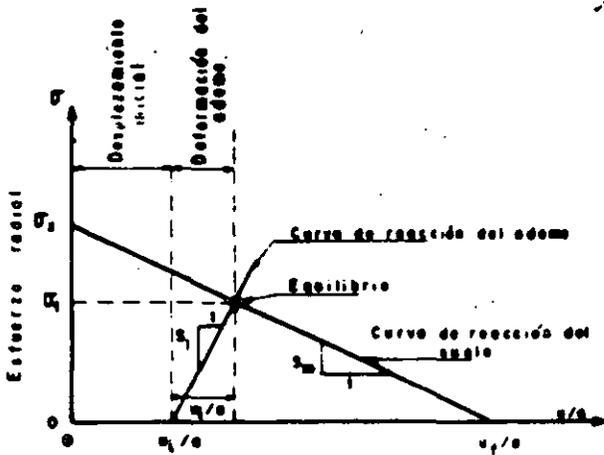
OBSERVACIONALES

NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO

EMPIRICOS

SE BASA EN LA EXPERIENCIA OBTENIDA EN CONDICIONES SIMILARES REQUIERE UN SISTEMA DE CLASIFICACION MUY RIGUROSO QUE CALIFIQUE TODAS LAS POSIBLES VARIABLES DEL PROBLEMA.

" EN EL PRESENTE ESTADO DEL CONOCIMIENTO, NO EXISTE UN METODO QUE CUBRA TODA LA INFINITA VARIEDAD DE SITUACIONES A LAS QUE SE PUEDE ENFRENTAR UN DISEÑADOR, EL CUAL DEBE USAR SUS CONOCIMIENTOS PRACTICOS PARA COMPLEMENTAR, Y CORREGIR CUANDO ES NECESARIO, LOS RESULTADOS DE LOS CALCULOS."



RANGOS DE APLICACION Y  
CRITERIOS DE SELECCION

EN TUNELES SOMEROS EN SUELOS BLANDOS Y CON UN REVESTIMIENTO MUY RIGIDO LOS DOS TIPOS DE METODOS SON APPLICABLES.

EN ROCA COMPETENTE CON UN REVESTIMIENTO FLEXIBLE SOLO EL SEGUNDO TIPO DE METODO PUEDE SER APLICABLE.

1.- DEFINIENDO  $\beta = \frac{KR^4(1-\nu_r^2)}{E_r I}$  LOS PRIMEROS METODOS.

SON APLICABLES PARA  $\beta$  ENTRE 50 Y 500

2.- PROFUNDIDAD DEL TUNEL

TUNELES SOMEROS  $H \leq 3R$

TUNELES PROFUNDOS  $H \geq 10R$

LOS METODOS DE REACCIONES  
ESTATICAMENTE INDETERMINADAS  
SON APLICABLES BAJO LAS  
SIGUIENTES CONDICIONES:

1.- REVESTIMIENTO RIGIDO EN SUELO UNIFORME, SUELOS BLANDOS O ROCA MUY FINAMENTE FRACTURADA ( $\beta$  MENOR DE 200)

2.- TECHO MODERADO ( $3R \leq H \leq 10R$ ) \* PARA ALGUNOS METODOS.

LOS METODOS DEL SOLIDO  
COMPUESTO SON GENERALMENTE  
MEJORES SI SE DA UNA O MAS  
DE LAS SIGUIENTES SITUACIONES.

- TUNEL EN ROCA
- REVESTIMIENTO FLEXIBLE
- TERRENO COMPUESTO DE DIFERENTES FORMACIONES CON FRONTERAS Y PROPIEDADES BIEN DEFINIDAS
- TUNEL MUY SUPERFICIAL O MUY PROFUNDO.
- FORMAS ELONGADAS, PLANAS O COMPLEJAS DE LA SECCION TRANSVERSAL.
- EXISTENCIA DE ESTRUCTURAS ALEDAÑAS (CIMENTACIONES, TUNELES, ETC).

DATOS DE ENTRADA

PARAMETROS  
DEL  
TERRENO

GEOMETRIA DE LA FORMACION

PROPIEDADES GEOTECNICAS  
Y MECANICAS DE LAS PRIN  
CIPALES FORMACIONES.

- PESO VOLUMETRICO
- ANGULO DE FRICCIÓN  
INTERNA.
- COHESION
- MODULO DE ELASTICI  
DAD.
- PRESION DE EXPAN--  
SION.

ESTOS PARAME  
TROS SON FUN  
CION DE

- CONTENIDO NA  
TURAL DE ---  
AGUA.
- VELOCIDAD DE  
LA APLICACION  
DE LA CARGA.
- MAGNITUD DE  
LA CARGA (NI  
VEL DE ES---  
FUERZOS).

ESFUERZOS GEOSTATICOS

CONDICIONES EN LA IN --  
TERFASE ENTRE EL SUELO  
Y EL ADEME.

- MAGNITUD O FUERZAS DE INTERFASE
- FUERZAS NORMALES Y TANGENCIALES.

CONDICIONES HIDRAULICAS

- CONDICIONES PIEZOMETRICAS
- PERMEABILIDAD DE LOS ESTRATOS DEL SUBSUELO

PARAMETROS  
QUE  
DEFINEN LA  
ESTRUCTURA:

GEOMETRICOS

- FORMA Y DIMENSIONES (CIRCULAR, DE HERRADURA, ETC)
- PERFIL LONGITUDINAL
- ESPESOR EFECTIVO DEL ADEME

PROPIEDADES  
MECANICAS

- MODULO DE ELASTICIDAD
- RESISTENCIA A LA TENSION, COMPRESION Y CORTANTE

METODO DE EXCAVACION

USO DE EXPLOSIVOS

CON PRECORTE  
SIN PRECORTE

CON MAQUINA EXCA-  
VADORA.

-A SECCION -  
COMPLETA

MANUAL

-A SECCION -  
PARCIALES Y  
BANQUEO.

METODOS DE  
CONSTRUCCION

METODOS DE SOPORTE

TIPO Y COMPONENTES

ANCLAS  
PERFILES DE  
ACERO.  
CONCRETO  
LANZADO.

RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES.  
DISTANCIA AL FRENTE DE ATAQUE.  
TIEMPO DE INSTALACION

PROCEDIMIENTOS ESPE-  
CIALES.

INYECCIONES DE CONSOLIDACION  
AIRE COMPRIMIDO  
CONGELAMIENTO DE SUELOS

LLEVAN A UNA MODIFICACION TEM-  
PORAL O PERMANENTE EN LAS PRO-  
PIEDADES DE LOS SUELOS.

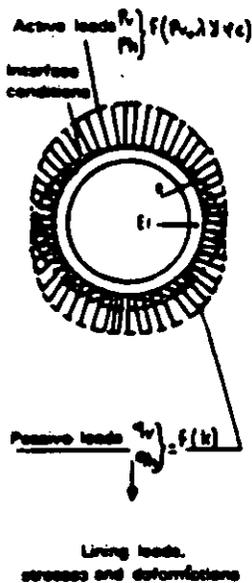
CONDICIONES  
DE OPERA-  
CION

- PRESIONES INTERIORES (TUNELES A PRESION)
- CARGAS HIDRODINAMICAS (GOLPE DE ARIETE)
- CARGAS DE TRAFICO
- SUNDRY LOADS DEBIDO A ARREGLOS INTERNOS (CEILINGS)
- PRESION DE AIRE (GALERIAS DE VENTILACION).

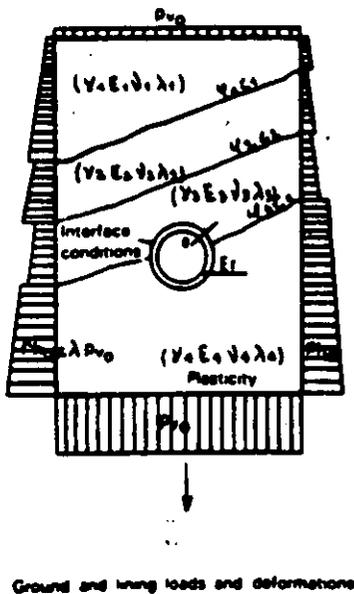
METODOS ANALITICOS

- 1.- METODOS DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS.
- 2.- METODOS DEL SOLIDO COMPUESTO.
  - METODO DEL ELEMENTO FINITO
  - METODO DE LAS DIFERENCIAS FINITAS.
- 3.- METODOS DE LAS ZONAS PLASTICAS
  - PRINCIPALMENTE APLICABLE A ROCAS.
- 4.- METODOS EMPIRICOS GLOBALES.

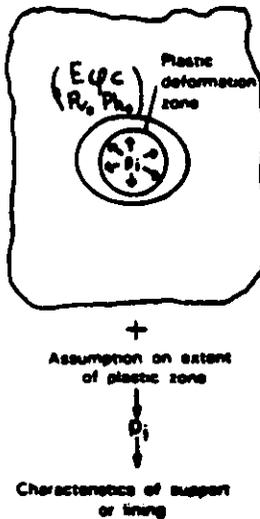
1 - Statically-indeterminate Methods



2 - Composite Solid Method



3 - Plastic Zones Method



4 - Global Empirical Methods

- Discontinuities
- Hydrology
- Geostatic stresses
- Passivity
- Swelling
- Known stand-up time
- Dimensions, etc.

Classification



**.- METODO DE REACCIONES ESTATICAMENTE INDETERMINADAS.- 1.1.- PRINCIPIO:-LAS CARGAS SON CONSIDERADAS INDEPENDIENTES DE LA DEFORMACION DEL ADEME, SU PESO PROPIO, LAS VARIACIONES EN LAS CARGAS INTERNAS Y EXTERNAS, PRESIONES DEL SUELO ALEDAÑO ETC. Y SE CONSIDERAN COMO ACCIONES ACTIVAS.**

**LA RESISTENCIA DEL ADEME ES UNA FUERZA PASIVA Y LA DEFORMACION DEL MISMO SE OBTIENE POR LOS METODOS USUALES DE RESISTENCIA DE MATERIALES CONSIDERANDO AL REVESTIMIENTO COMO UN MARCO PLANO, UNA "CASCARA" DELGADA O UN MARCO ARTICULADO.**

**LA DEFORMACION DEL SUELO ES USUALMENTE ESTIMADA A PARTIR DEL MODULO DE REACCION DE SUBGRADO, EN CUAL EN CUALQUIER PUNTO LA REACCION ES ASUMIDA COMO DEPENDIENTE UNICAMENTE DE LA DEFORMACION EN ESE PUNTO Y GENERALMENTE PROPORCIONAL AL MISMO. LOS DIFERENTES METODOS CONSIDERAN LAS CARGAS NORMALES AL REVESTIMIENTO UNICAMENTE O NORMALES Y TANGENCIALES AL MISMO.**

**EL METODO DE ANALISIS PUEDE SER ITERATIVO HASTA IGUALAR LAS DEFORMACIONES DEL REVESTIMIENTO CON LAS DEL SUELO A SU ALREDEDOR.**

**1.2.- CONFIABILIDAD DE LOS DATOS DE ENTRADA Y SUS HIPOTESIS.**

**AL SUPONER LAS CARGAS DESDE UN PRINCIPIO SE ESTA IGNORANDO AL MENOS LOS SIGUIENTES ASPECTOS:**

- 1.- EL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO.**
- 2.- LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS QUE GOBIERNAN LA DEFORMACION DEL SUELO.**
- 3.- LA INFLUENCIA DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION Y FACTOR TIEMPO.**
- 4.- CONDICIONES EN LA INTERFASE SUELO-REVESTIMIENTO.**

LAS PRINCIPALES  
INCERTIDUMBRES  
DEL METODO SON  
LAS SIGUIENTES:

- a) PARA LAS CARGAS VERTICALES ACTIVAS LA PRINCIPAL INCERTIDUMBRE ES LA VALIDEZ DE LAS ECUACIONES USADAS CON RESPECTO A LAS PROPIEDADES GEOTECNICAS DEL SUELO, EL MARGEN DE INCERTIDUMBRE CRECE CON LA PROFUNDIDAD DEL TUNEL.
- b) PARA LAS CARGAS HORIZONTALES LA DIFICULTAD PRINCIPAL ES LA DETERMINACION DEL VALOR DE  $K_0$  Y LAS CONDICIONES EN LA INTERFASE SUELO-REVESTIMIENTO.
- c) EL MODULO DE REACCION DE SUBGRADO EL PRINCIPAL PROBLEMA ES SU DETERMINACION. DETERMINACIONES A PARTIR DE PRUEBAS DE CAMPO SON MEJORES QUE A PARTIR DE LAS DE LABORATORIO.
- d) LOS EFECTOS DE DESCOMPRESION Y DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION Y SOPORTE SOLO PUEDE SER IMPERFECTAMENTE MODELADOS.

UNA DE LAS VENTAJAS DE ESTE METODO ES QUE LOS RESULTADOS SON FISICAMENTE TANGIBLES Y DAN LA PAUTA A QUE UN INGENIERO CON EXPERIENCIA DETECTE CON FACILIDAD CUALQUIER ERROR EN LOS DATOS.

ES RECOMENDADO PRINCIPALMENTE EN LOS ANALISIS PRELIMINARES DEL PROYECTO CUANDO LOS DATOS SON DISPERSOS Y NO ESTAN VERIFICADOS.

## II.- METODO DEL SOLIDO COMPUESTO.

EL METODO DEL SOLIDO COMPUESTO EXAMINA EL COMPORTAMIENTO DE UN SOLO SISTEMA CONSTITUIDO POR EL TUNEL Y EL SUELO ALREDEDOR, USUALMENTE SUBDIVIDIDO EN ELEMENTOS PLANOS O ESPACIALES EN LOS CUALES LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO DEBEN SER SATISFECHAS CON REFERENCIA A LAS CONDICIONES DE FRONTERA.

LAS HIPOTESIS NECESARIAS SON:

- 1.- EL SISTEMA COMPLETO ESTA EN EQUILIBRIO.
- 2.- LAS DEFORMACIONES SON PEQUEÑAS.
- 3.- EL MATERIAL ES CONTINUO.
- 4.- LAS PROPIEDADES CONSTITUTIVAS DEL MATERIAL SON -- CONOCIDAS Y PUEDEN SER ESCRITAS EN RELACIONES NUMERICAS.

LOS PROGRAMAS DIFIEREN PRINCIPALMENTE ENTRE - SI EN LOS SIGUIENTES - ASPECTOS:

- 1.- TIPO DE METODO (ELEMENTOS FINITOS, DIFERENCIAS FINITAS, ETC.)
- 2.- LA FINEZA O FINURA DE LA MALLA.
- 3.- LA EXTENSION DEL MODELO.
- 4.- EL TIPO DE MATRIZ (RIGIDEZ O FLEXIBILIDAD) CARACTERIZANDO LOS ELEMENTOS.
- 5.- EL METODO DE CALCULO (DESPLAZAMIENTOS O EQUILIBRIO).
- 6.- ANALISIS BIDIMENSIONALES O TRIDIMENSIONALES.
- 7.- POSIBILIDAD DE USO DE ECUACIONES CONSTITUTIVAS DIFERENTES A LAS LINEALES (ESPECIALMENTE METODOS INCREMENTALES).
- 8.- POSIBILIDAD DE TOMAR EN CUENTA LA ANISOTROPIA.
- 9.- POSIBILIDAD DE TOMAR EN CUENTA DISCONTINUIDADES - EN EL MATERIAL Y EN LA INTERFASE CON EL REVESTIMIENTO.

LAS APROXIMACIONES, INCERTIDUMBRES Y DIFICULTADES INVOLUCRADAS EN EL METODO SON LAS SIGUIENTES:

a) HIPOTESIS BASICAS

- DEFORMACIONES LIMITADAS A UN VALOR MAXIMO  
- MEDIO CONTINUO.- EN SUELOS POCO COHESIVOS ESTA HIPOTESIS ES FUERTE.

b) DIFICULTADES EN EXPRESAR TODAS LAS PROPIEDADES EN UNA SOLA EXPRESION MATEMATICA.

POR EJ. LAS DEFORMACIONES EN EL SUELO SON LA SUMA DE LOS VALORES ELASTICOS Y PLASTICOS, -- EFECTOS DE LA VELOCIDAD Y TIEMPO QUE DURA -- APLICADA UNA CARGA, ETC.

c) DIFICULTADES MATEMATICAS PARA MODELAR LA INTERFASE SUELO-REVESTIMIENTO - DONDE LOS ESFUERZOS Y DEFORMACIONES ENTRE LOS ELEMENTOS ADYACENTES SON - MAYORES QUE EN LA MAYOR PARTE DEL CUERPO DEL MODELO.

LAS VENTAS DEL METODO SON:

a) SU CONFIABILIDAD ES INDEPENDIENTE DE LA PROFUNDIDAD DEL TUNEL Y ES PRACTICAMENTE EL UNICO METODO CONFIABLE PARA TUNELES PROFUNDOS.

b) PUEDEN MANEJARSE DISCONTINUIDADES MAYORES (PLANOS DE DESLIZAMIENTO MAYORES, FALLAS, ESTRATOS CONTRASTANTES Y CARGAS AISLADAS (CIMENTACIONES DE EDIFICACIONES, OBRAS SUBTERRANEAS CERCANAS, ETC)).

c) PUEDE SER FACILMENTE ADAPTADO A CUALQUIER FORMA DE TUNEL Y A TODOS LOS TIPOS DE INTERFASES SUELO-REVESTIMIENTO (INCLUYENDO EL CONTACTO IDEAL).

d) PUEDE MODELARSE EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL, EL CUAL ES RELEVANTE EN ROCAS Y SUELOS CERCANOS AL BORDE DEL PERIMETRO DE EXCAVACION.

EL EQUILIBRIO FINAL DE UN TUNEL ESTA GOBERNADO PRINCIPALMENTE POR LOS SIGUIENTES FACTORES:

- 1.- CONDICIONES ORIGINALES DE ESFUERZO.
- 2.- LAS PROPIEDADES MECANICAS Y LEYES CONSTITUTIVAS DEL SUELO ALREDEDOR Y DE SU AMBIENTE.
- 3.- LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION CON REFERENCIA AL FACTOR TIEMPO.
- 4.- LA GEOMETRIA Y PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SOPORTES TEMPORAL Y DEFINITIVOS Y LAS CONDICIONES EN LA INTERFASE CON EL SUELO.
- 5.- CONDICIONES DE OPERACION EN EL TUNEL TERMINADO O CAVIDAD.

PROBLEMAS ANALITICOS

- 1.- DEFINICION PRECISA DE LAS CONDICIONES ORIGINALES DE ESFUERZOS.
- 2.- EFECTO DE JUNTAS Y DISCONTINUIDADES.
- 3.- PATRONES DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO.
- 4.- FALTA DE CONOCIMIENTO PRECISO DE LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA O LA FORMA DE INTRODUCIRSE EN LOS MODELOS MATEMATICOS

DEFICIENCIAS

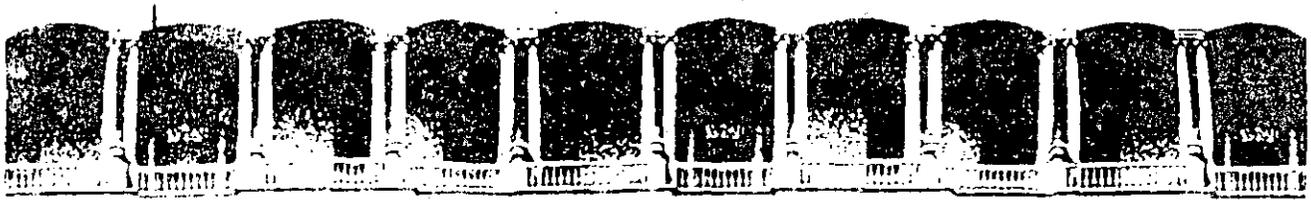
- HERRAMIENTAS DE EXPLORACION Y MUESTREO.
- DETERMINACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS INICIAL

CASI TODOS LOS MODELOS TOMAN COMO BASE:

- ESPACIO BIDIMENSIONAL
- ISOTROPIA
- SE IGNORA EL TIEMPO COMO VARIABLE A OBTENER
- COMPORTAMIENTO LINEAL DEL SUELO.

## INSTRUMENTACION DE TUNELES.

- MEDICION DE LAS PRESIONES DE TIERRA O DE ROCA.
- MEDICION DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES EN EL ADEME Y SUS REVESTIMIENTOS
- MEDICION DE LOS MOVIMIENTOS EN EL TERRENO INFLUENCIADOS POR EL TUNEL, ASI COMO DE LAS PRESIONES DE PORO EN DICHO TERRENO.
- MEDICION DE LOS MOVIMIENTOS EN EL TUNEL COMO UN CONJUNTO.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

*30 de septiembre al 26 de octubre de 1992*

**SEGUNDO MODULO**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE**

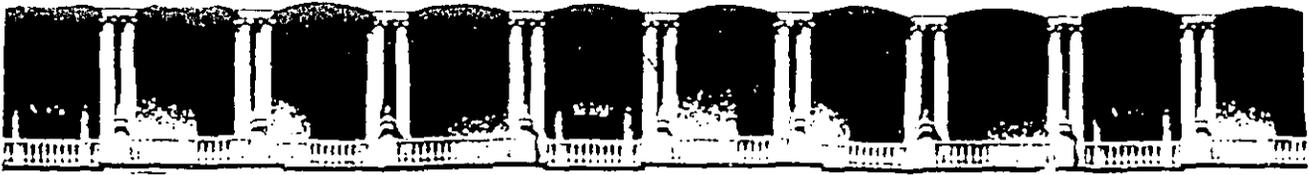
**OBRAS SUBTERRANEAS**

*13 al 17 de octubre de 1992*

**PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE TUNELES EN**

**SUELOS BLANDOS**

**ING: FABIAN LOPEZ BAUTISTA**



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

CURSOS ABIERTOS

IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SEGUNDO MODULO

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS

METODOS CONSTRUCTIVOS  
ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO



CENTRO DE INFORMACION  
y DOCUMENTACION  
"ING. BRUNO MASCANZONI"

ING. ENRIQUE CANSECO ARAGON  
OCTUBRE DE 1993.

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

### 1) OBRAS CIVILES

- . Lumbreras
- . Túneles
- . Casas de máquinas, sistemas hidroeléctricos
- . Cavernas para almacenaje

### 2) OBRAS MINERAS

- . Tiros
- . Desarrollos mineros

### 3) OBRAS MILITARES

- . Silos para proyectiles
- . Túneles para proyectiles autopropulsados
- . Cavernas para pruebas nucleares

## PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

- 1) METODOS CONSTRUCTIVOS
  - . Para suelos
  - . Para rocas
  - . Para frentes mixtos
- 2) EL CONTRATISTA PROPONE Y EL CLIENTE (RESIDENCIA Y/O SUPERVISION) REVISAN Y APRUEBAN
- 3) EXPERIENCIA PREVIA
- 4) PERSONAL, MATERIALES Y EQUIPO DISPONIBLE

## PRINCIPALES METODOS CONSTRUCTIVOS

### 1) TUNELES CON FRENTE Y PAREDES ESTABLES

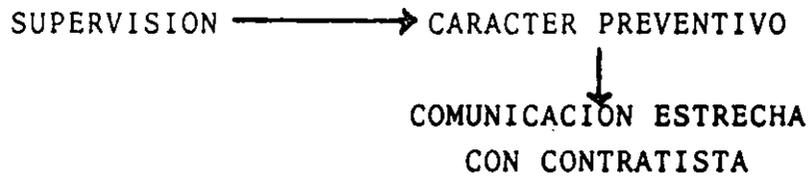
- .- A mano
- .- Procedimiento convencional
- .- Método Austriaco.

### 2) TUNELES CON FRENTE Y PAREDES INESTABLES

- .- Escudos abiertos
- .- Escudos cerrados
- .- Escudos excavadores
- .- Aire comprimido
- .- Congelamiento

## SUPERVISION

SERVICIOS PROFESIONALES RELACIONADOS CON LA INSPECCION  
TECNICA DE LOS TRABAJOS QUE SE EFECTUAN DURANTE  
LA CONSTRUCCION



### RESPONSABILIDADES DE LA SUPERVISION

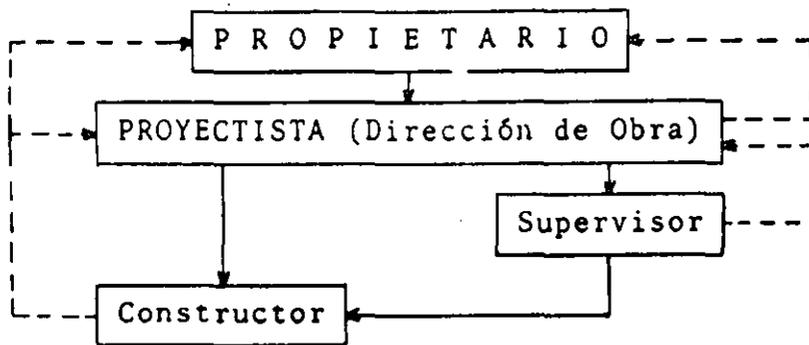
- Exigir al constructor que las obras se realicen en apego al proyecto ejecutivo, con la calidad y en el tiempo pactados.
- Cuantificar y evaluar la obra ejecutada para efectos de estimación y pago.
- Promover la presentación de los programas de obra por parte del constructor.
- Manejo de la bitácora.
- Registrar todo lo que acontezca relacionado con la obra.
- Asesorar al contratista en los aspectos técnicos y administrativos.

### SUPERVISION DE LA CONSTRUCCION DE UNA LUMBRERA

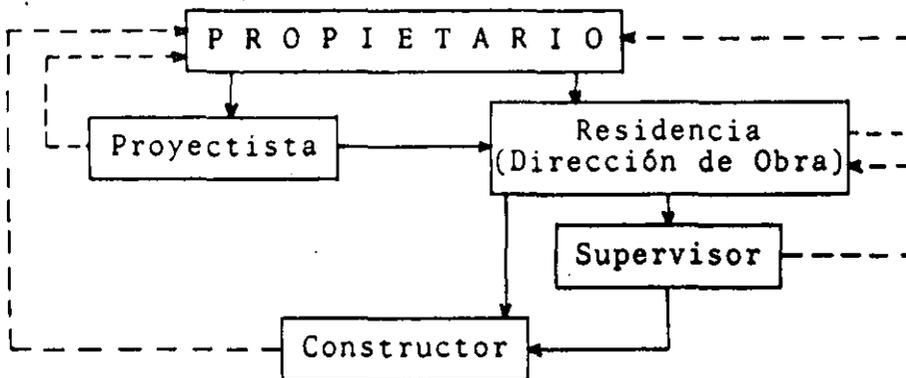
- Trazo y localización
- Area de trabajo                    Oficinas  
   Almacenes  
   Talleres  
   Instalaciones en general
- Afectaciones
- La lumbrera es un "sondeo"
- Excavación
- Ademe                                Primario  
   Secundario
- Instrumentación

### SUPERVISION DE LA CONSTRUCCION DE UN TUNEL

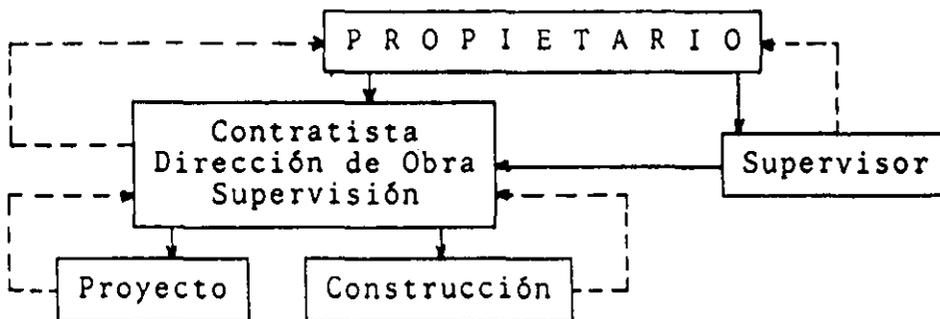
- Trazo
- Excavación                        Convencional  
   Escudo
- Ademe primario                    Marcos metálicos y retaque de madera  
   Concreto lanzado  
   Ambos  
   Anclas  
   Dovelas
- Topografía
- Ademe secundario                Peines o movimiento de marcos  
   Sobre-excavaciones  
   Topografía  
   Estudio eje cimbra  
   Colado plantilla  
   Equipo de colado                    Superficie  
      Túnel  
  
   Armado  
   Cimbrado  
   Colado  
   Descimbrado  
   Resanes  
   Inyecciones
- Seguridad
- Instrumentación



a) El supervisor depende del proyectista y director de la obra



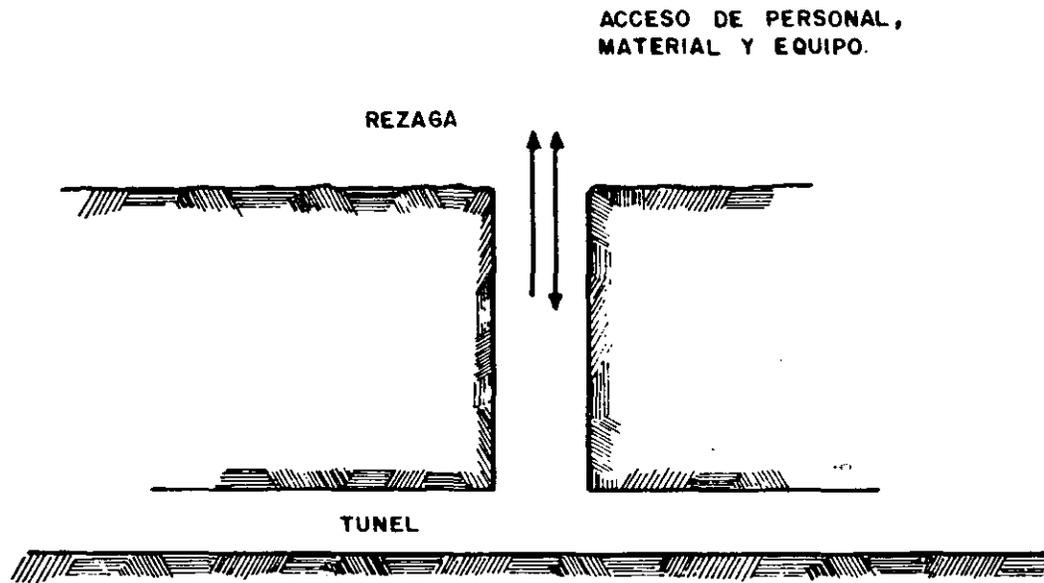
b) El supervisor es un auxiliar de la residencia de la obra



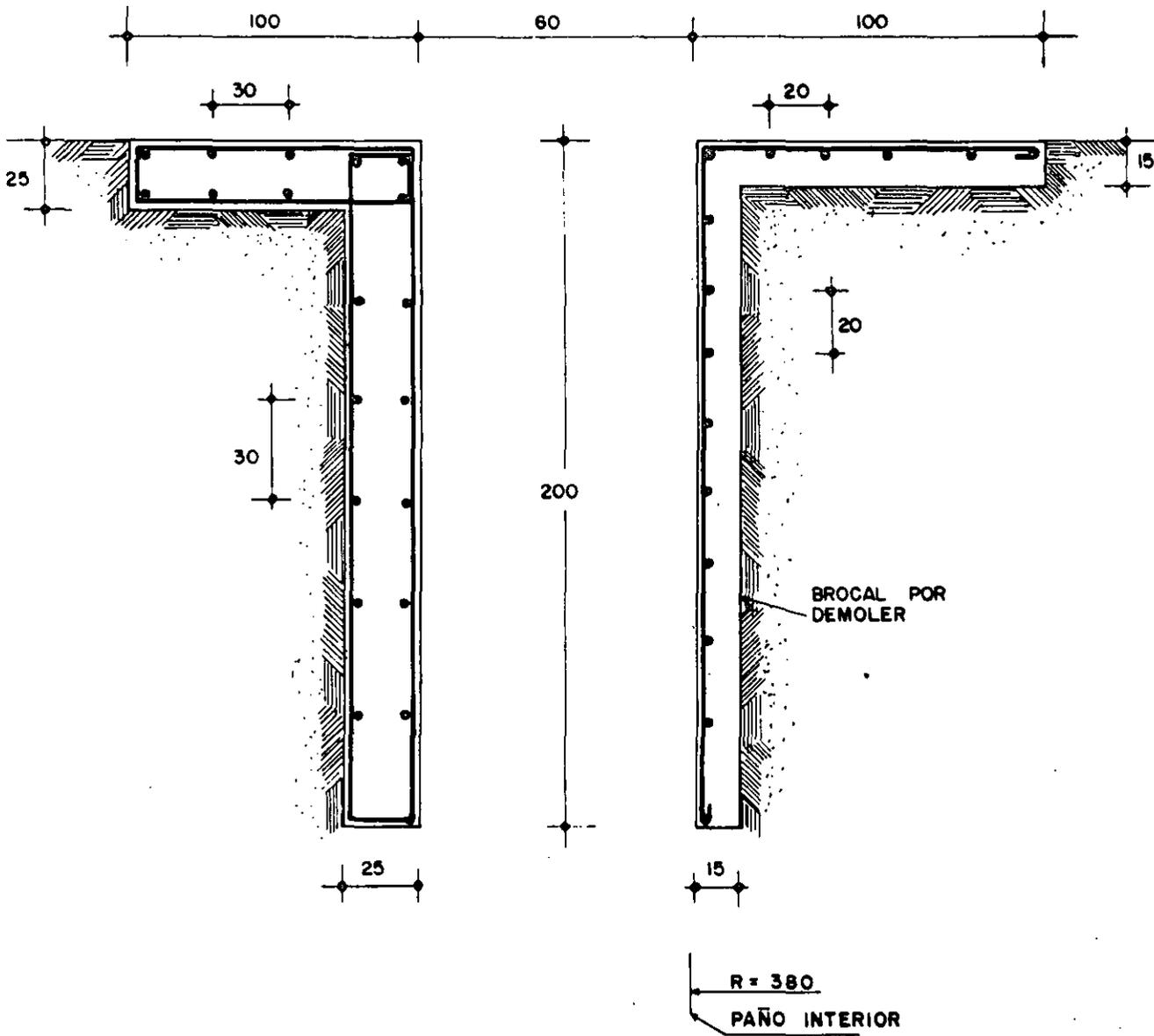
c) La supervisión es ejercida directamente por el propietario de la obra

—————> Líneas de acción  
-----> Líneas de responsabilidad

Posiciones usuales en que se ubica la supervisión durante la construcción de una obra

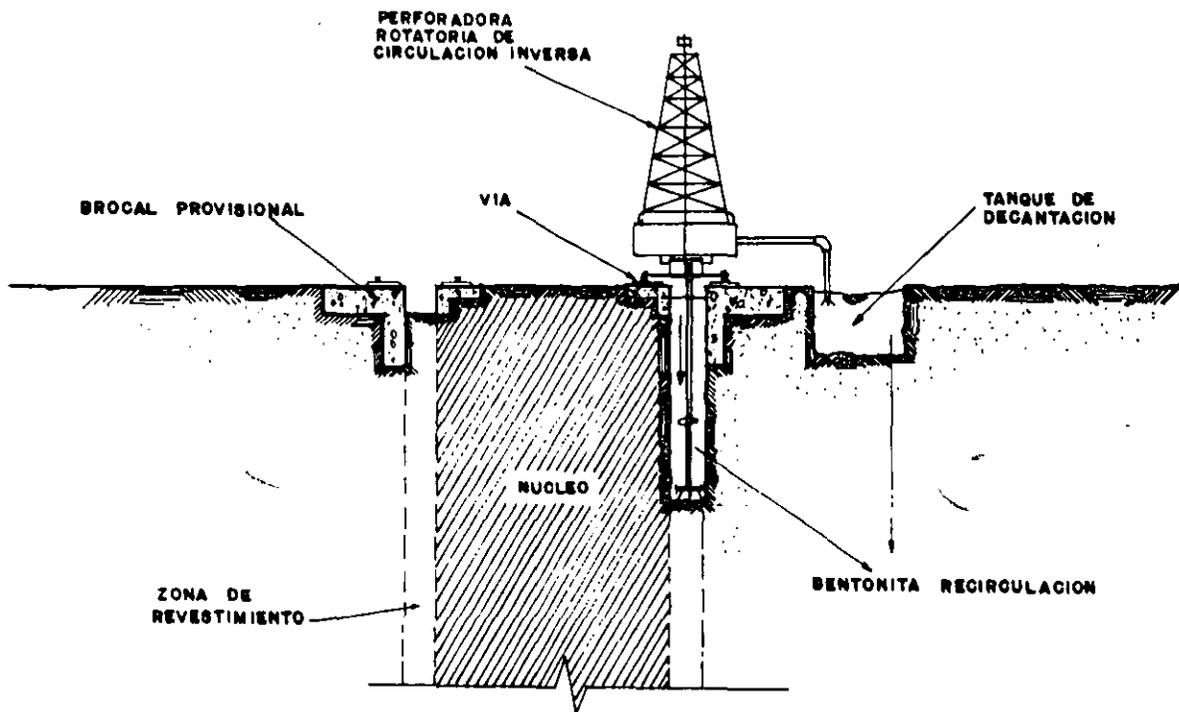


CORTE ESQUEMATIZADO DE UNA LUMBRERA

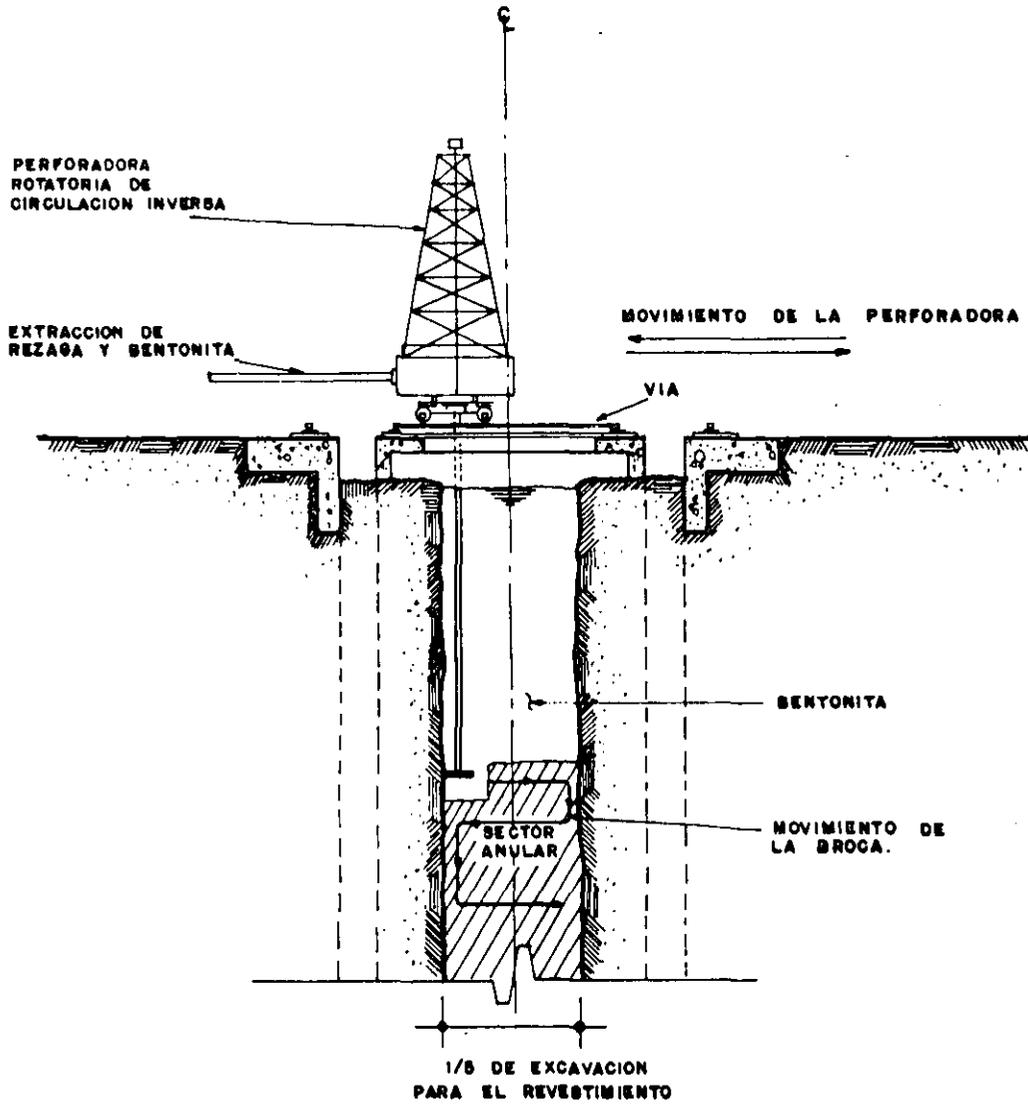


CORTE A-A'

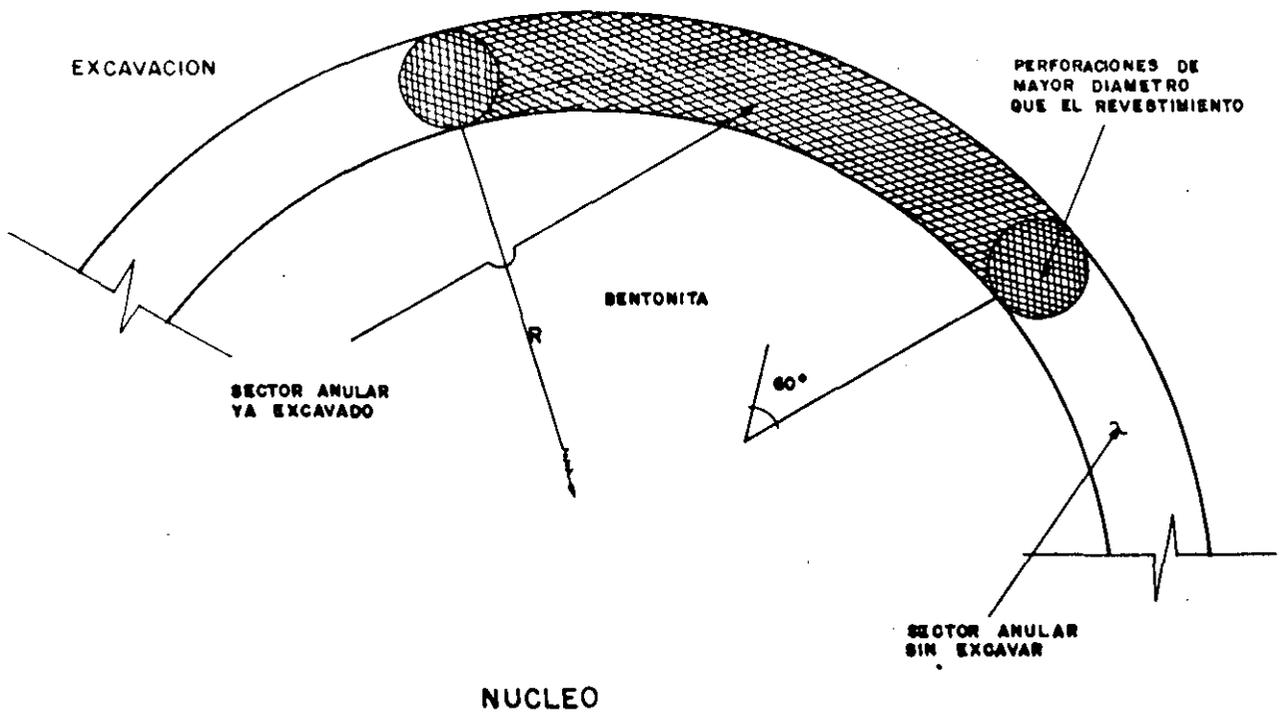
**CORTE DE LOS SECTORES ARMADOS**



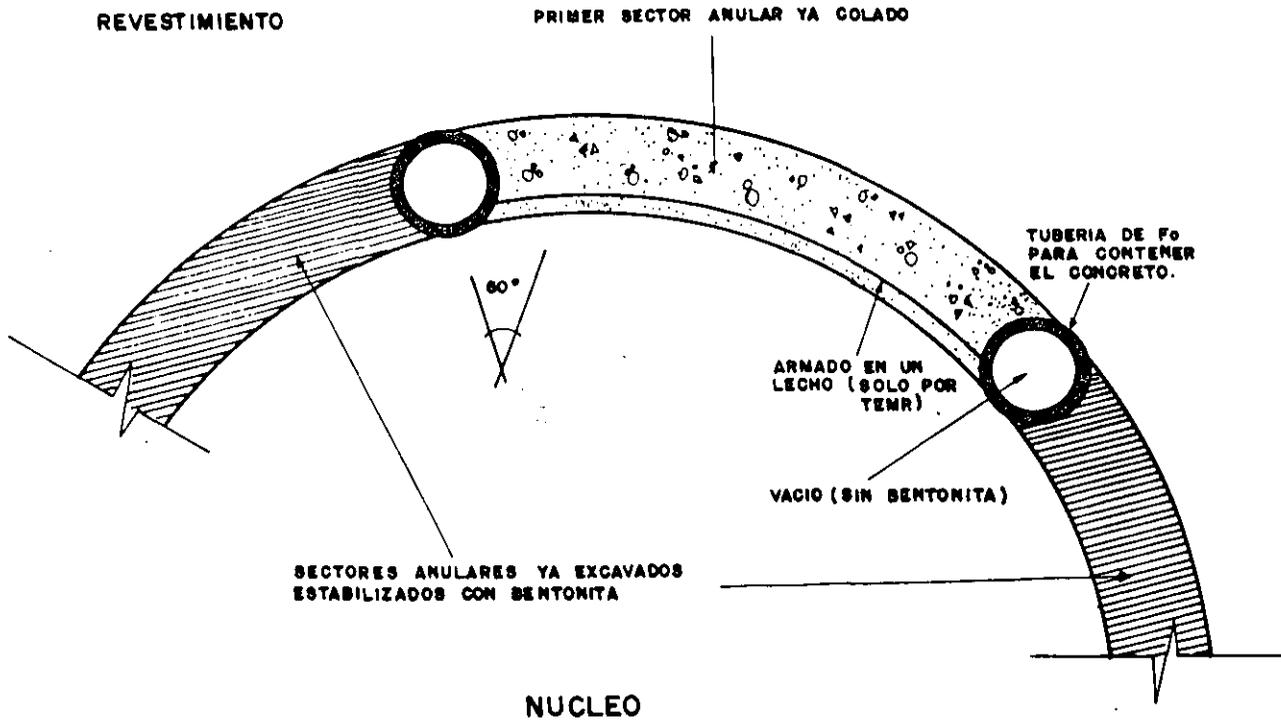
**EXCAVACION DE LOS  
SECTORES ANULARES**



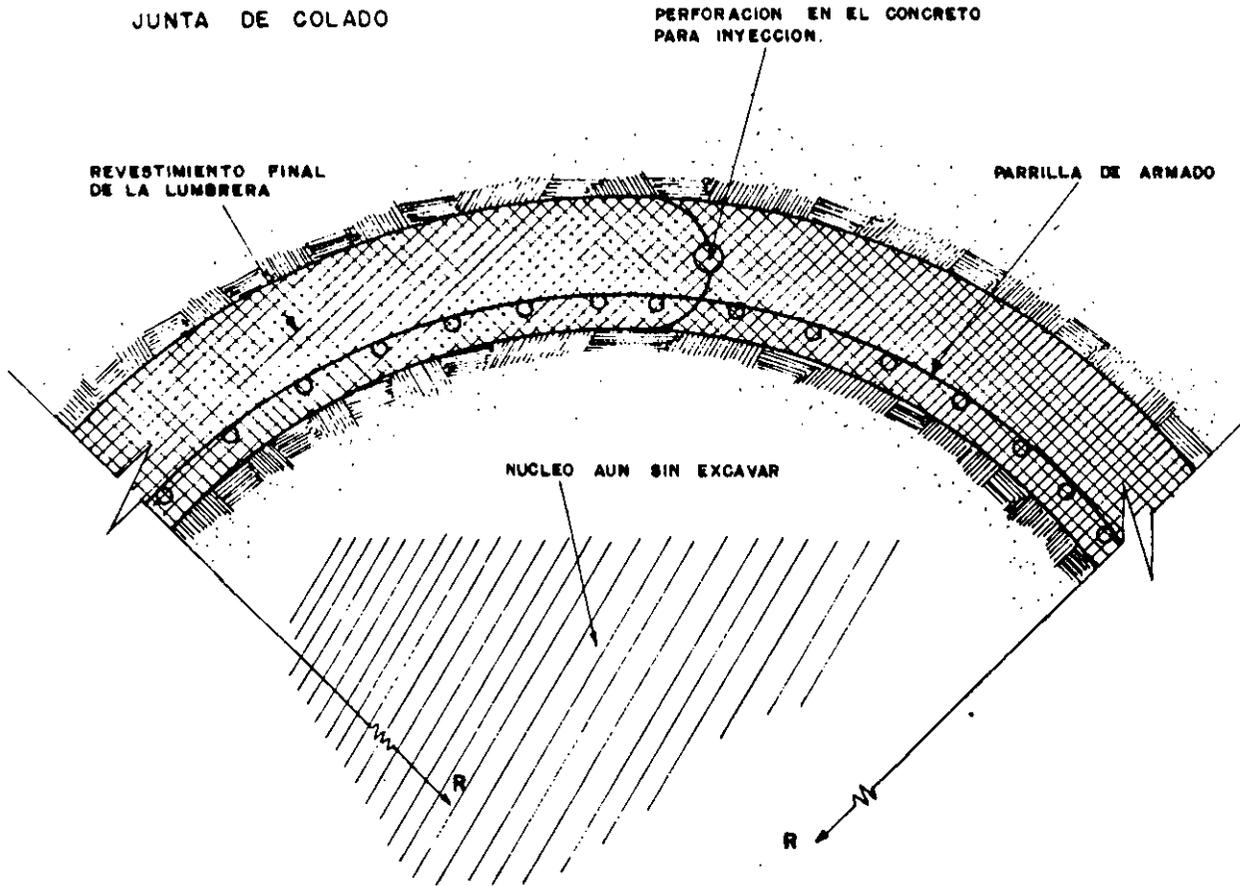
**PERFORADORA CON MOVIMIENTOS  
VERTICAL ROTATORIO Y HORIZONTAL**



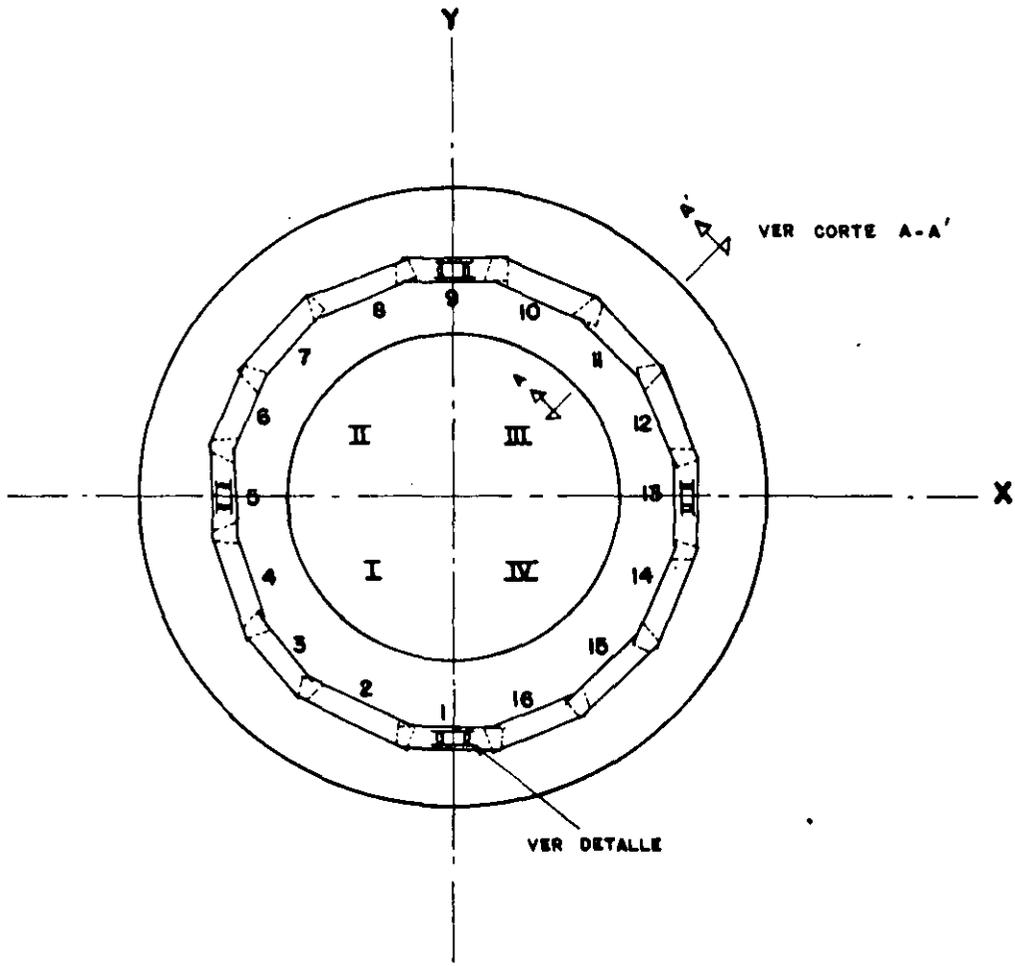
EXCAVACION DE UN SECTOR ANULAR



COLADO DEL SECTOR LIMITADO POR TUBERIAS DE DIAMETRO UN POCO MAYOR QUE EL DEL SECTOR MISMO.

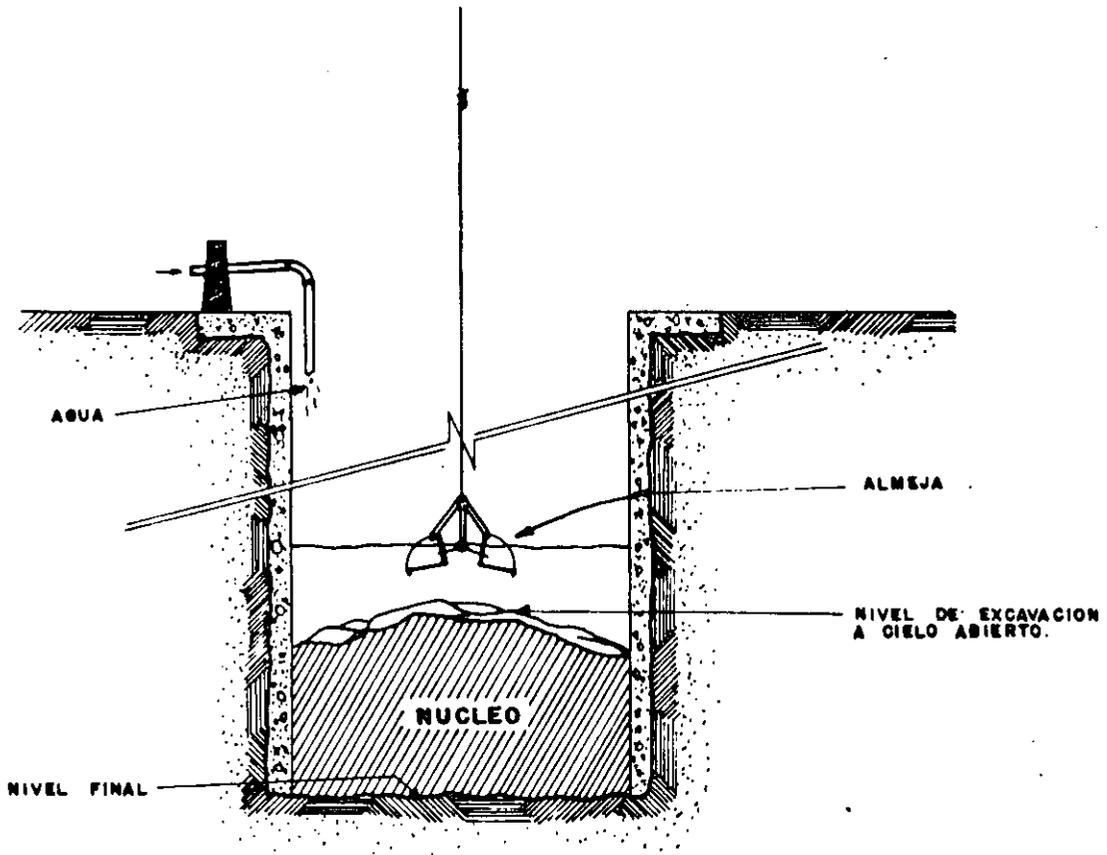


BARRENO PARA INYECCION DE LECHADA

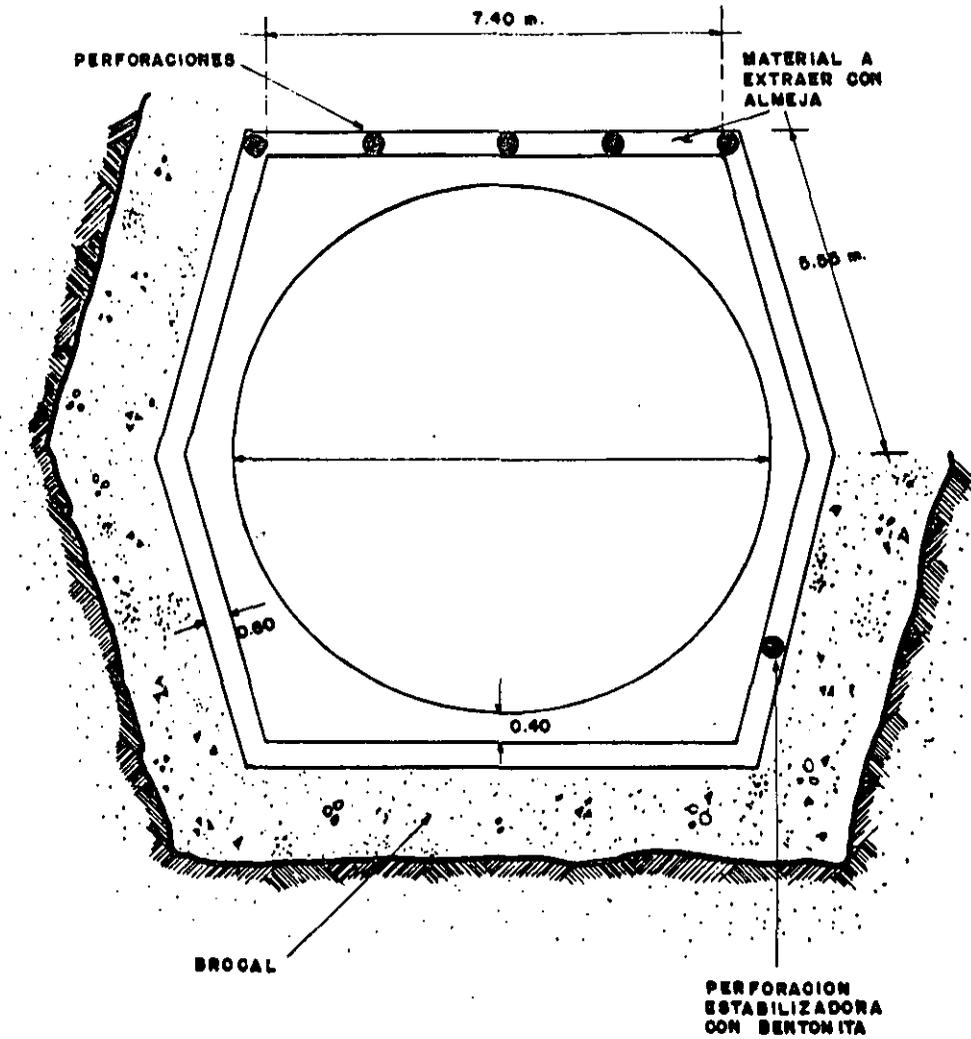


DISTRIBUCION DE TABLEROS

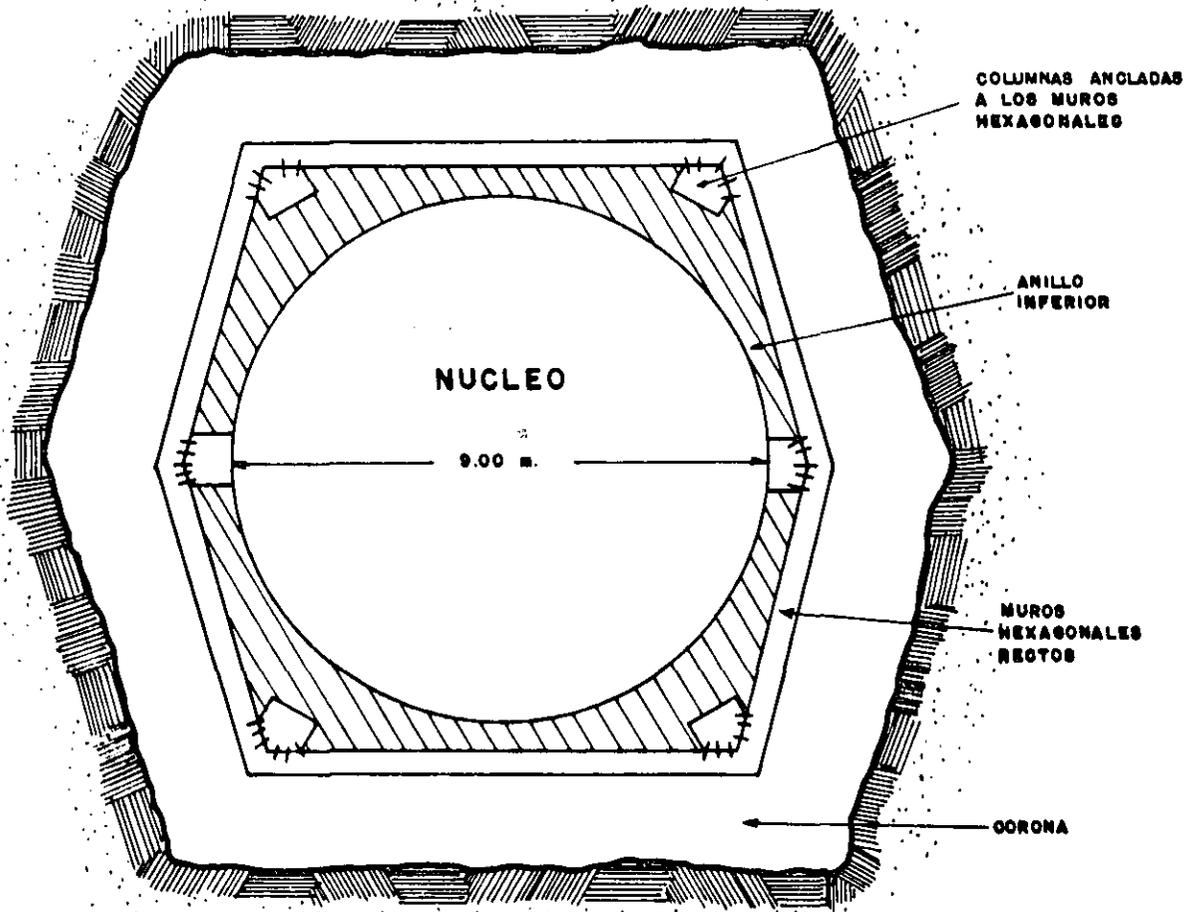
POLIGONO DE LADOS IGUALES



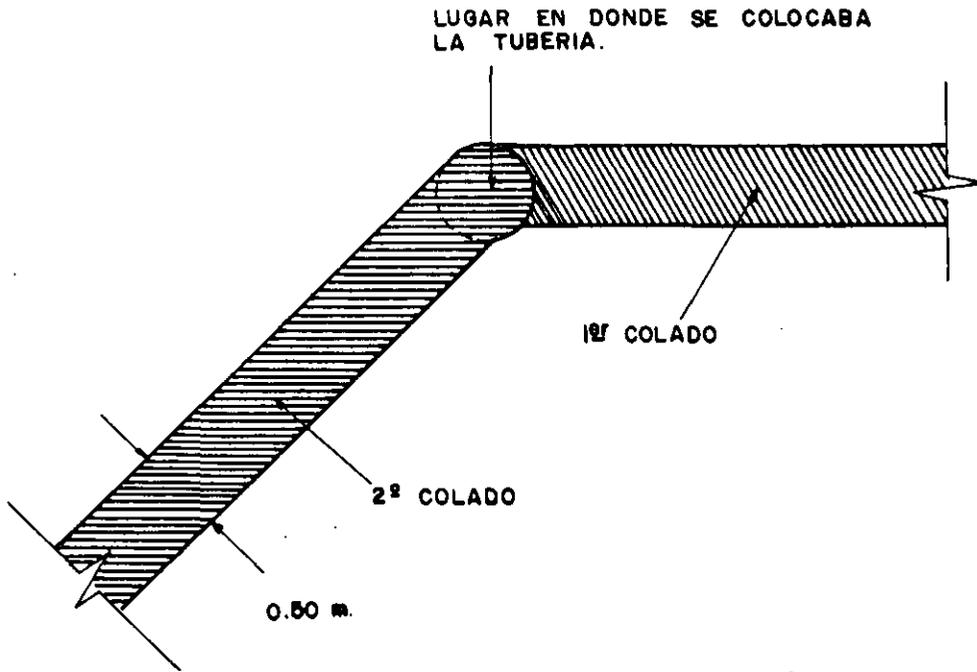
EXCAVACION DEL NUCLEO



PERFORACIONES SIGUIENDO EL TRAZO DEL HEXAGONO.

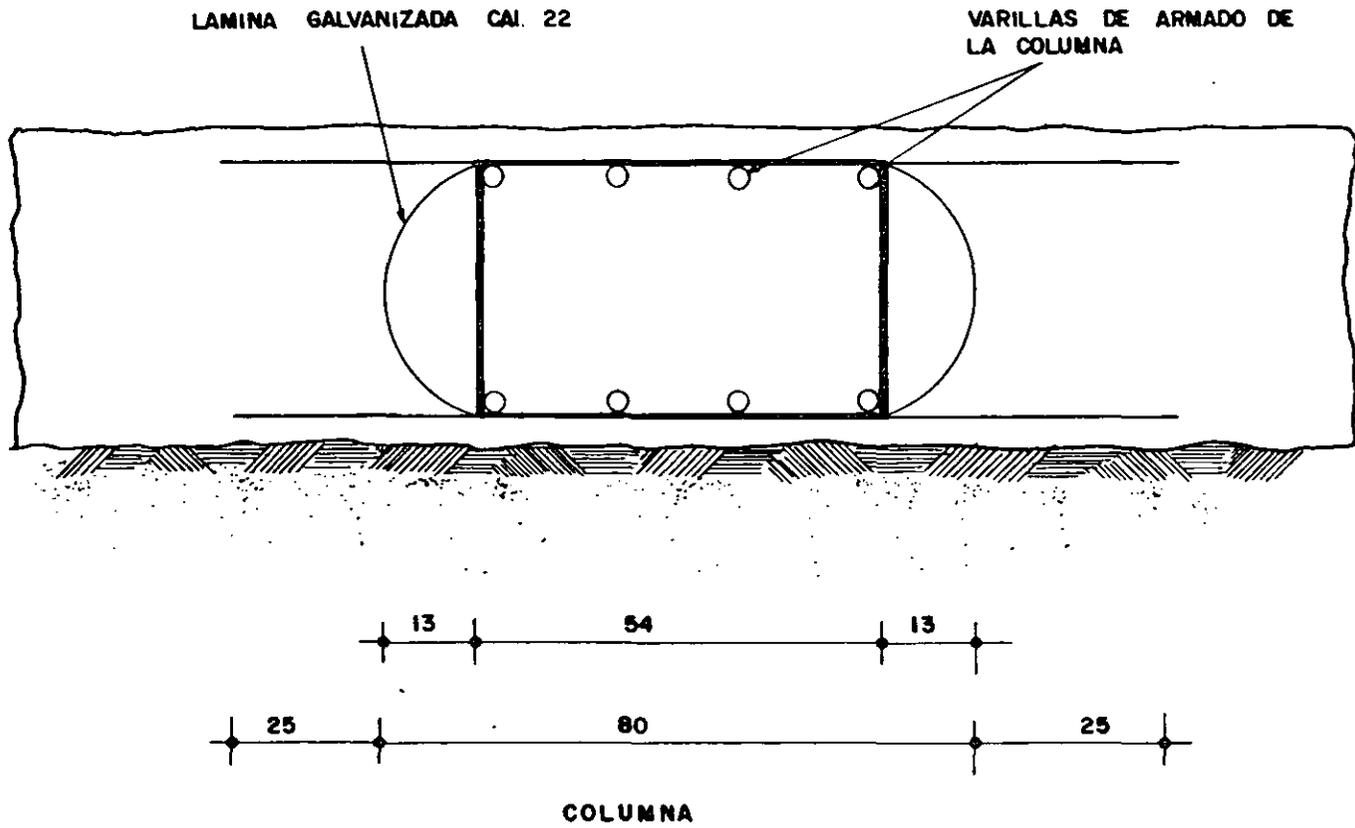


EXCAVACION DEL RESTO DE LA LUMBRERA, ALTERNANDO ANILLOS Y COLUMNAS.

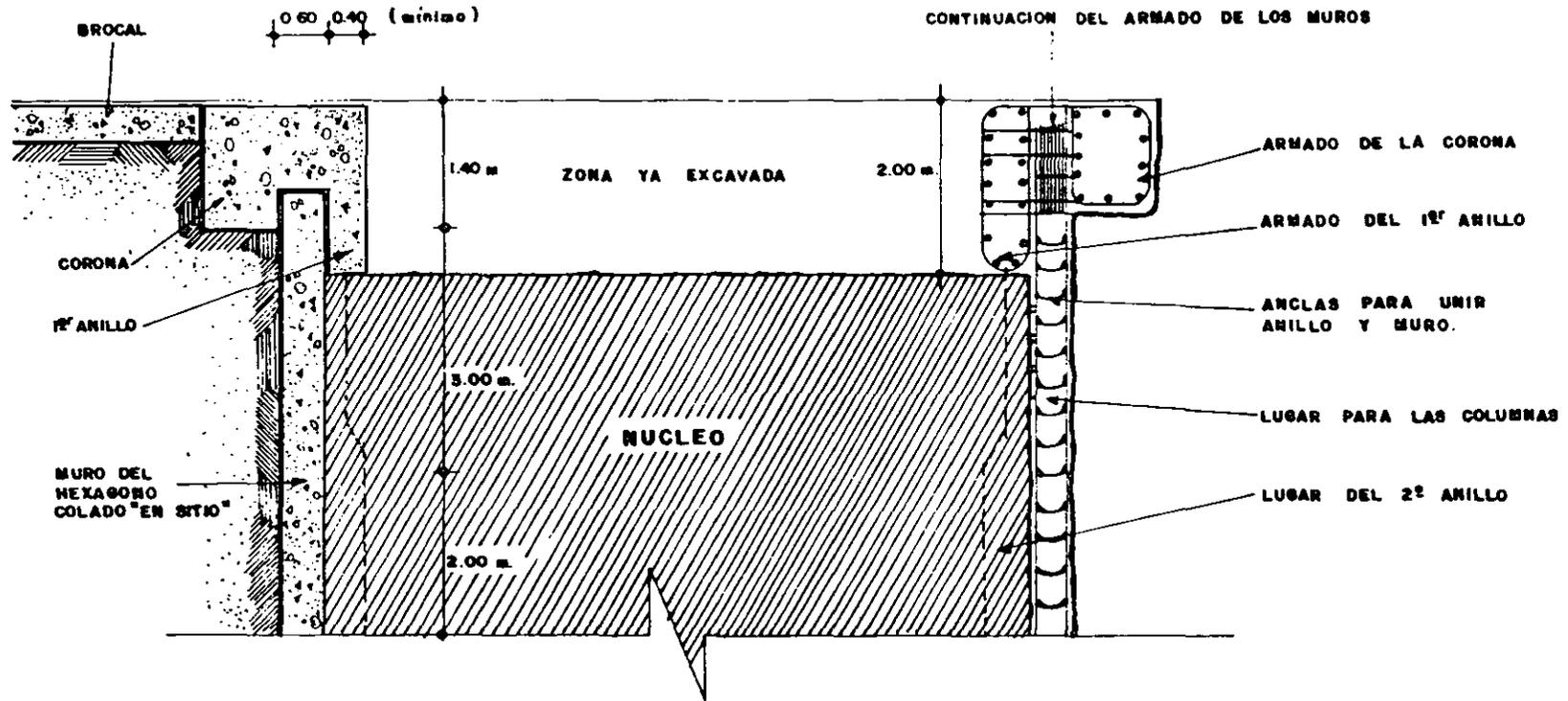


DETALLE DE LA JUNTA DE COLADO

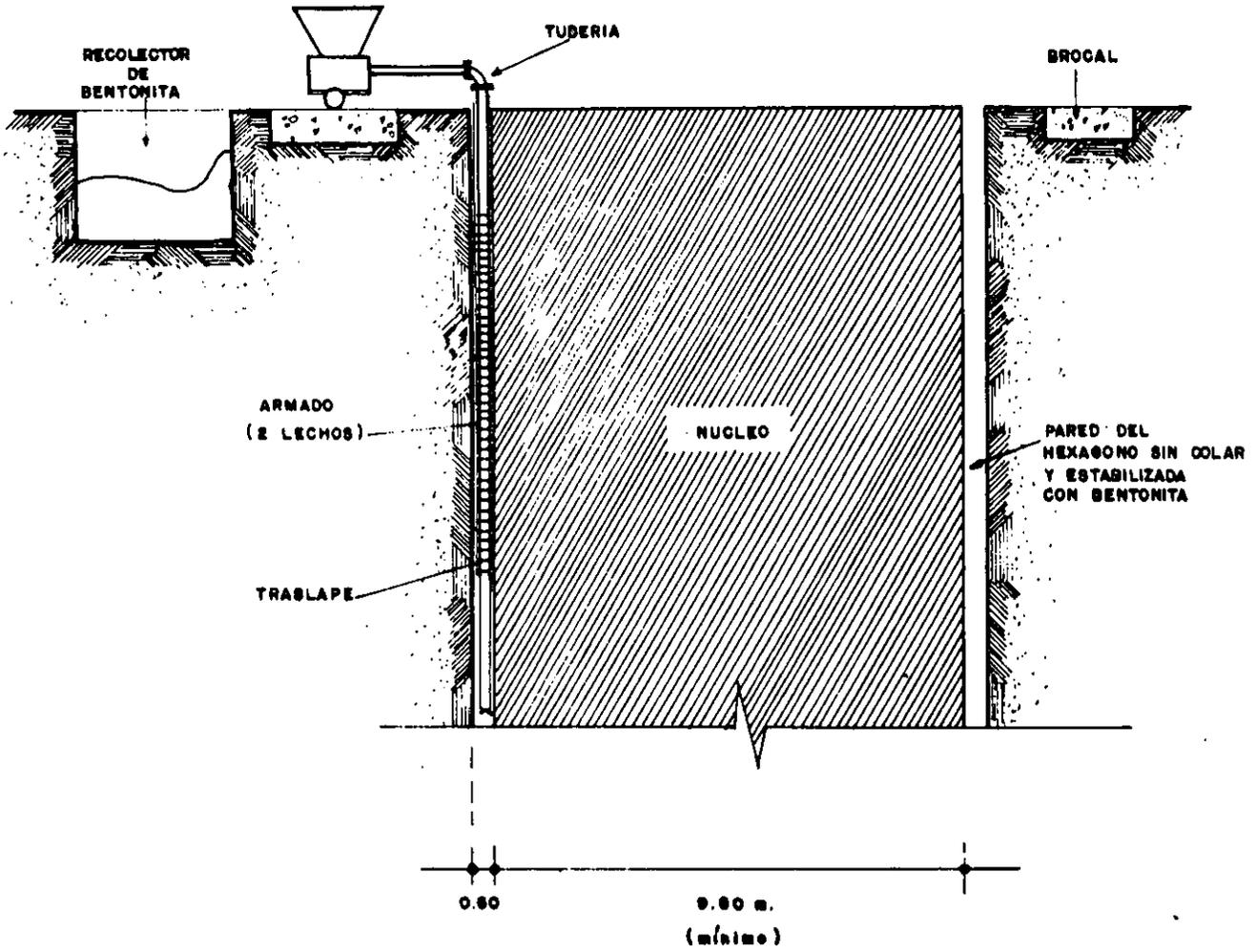
LIMITES DE COLADO MARCADOS POR LA TUBERIA, COINCIDIENDO CON LAS ESQUINAS DEL HEXAGONO.



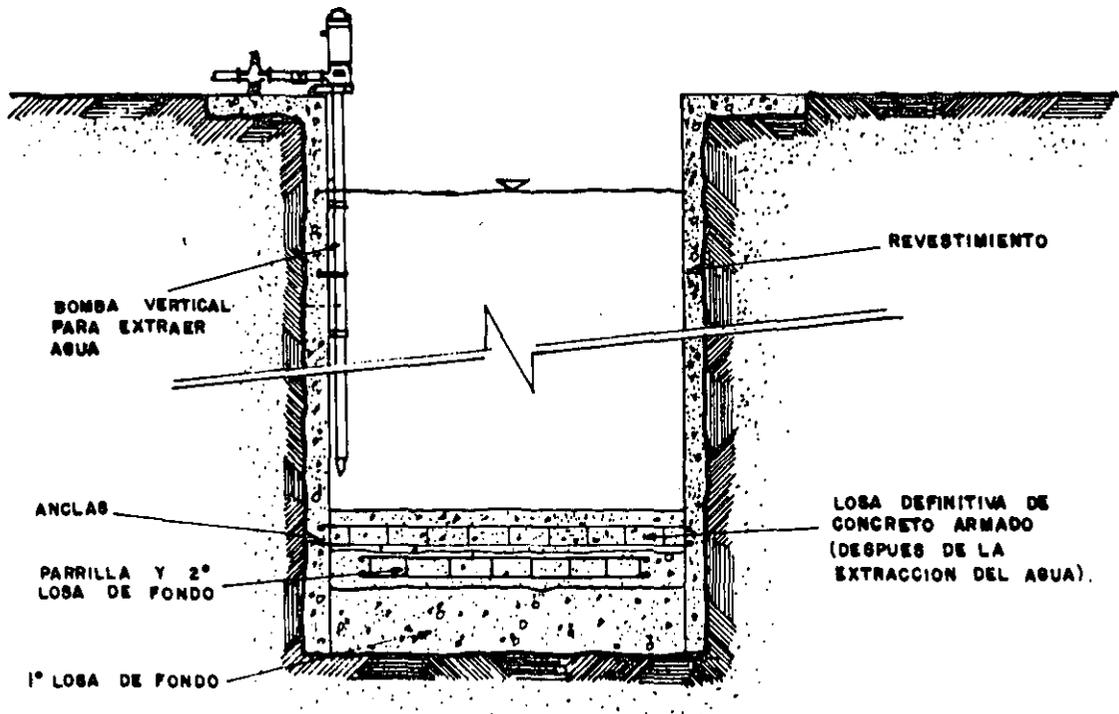
ARMADO DE LOS SECTORES A MANERA DE COLUMNAS



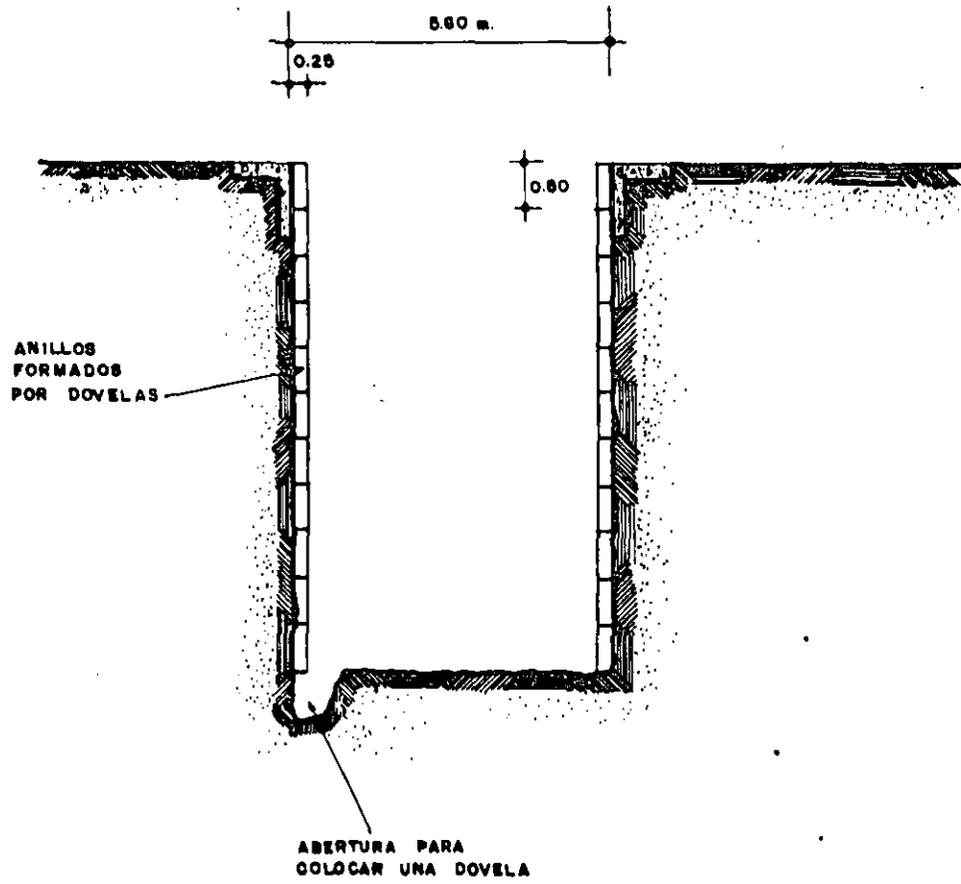
CORONA CIRCULAR Y PRIMER ANILLO



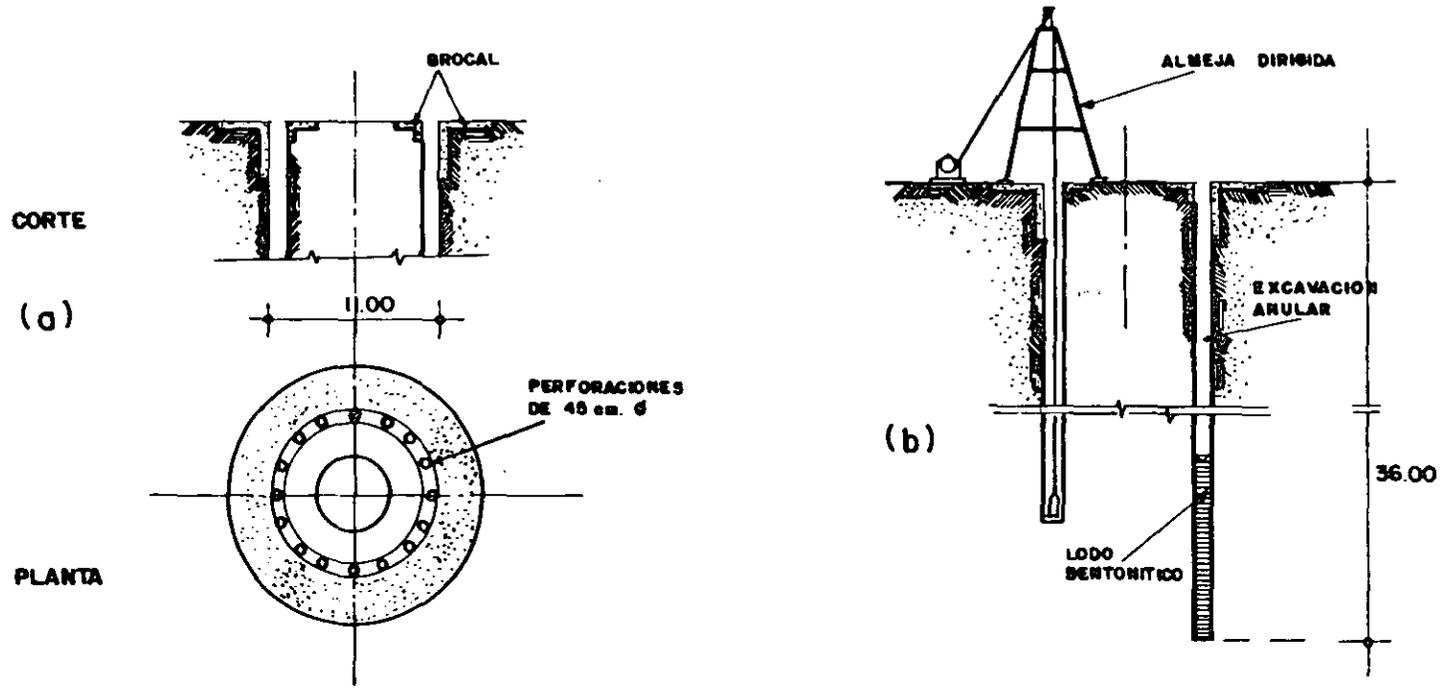
ARMADO Y COLADO DE CADA SECTOR



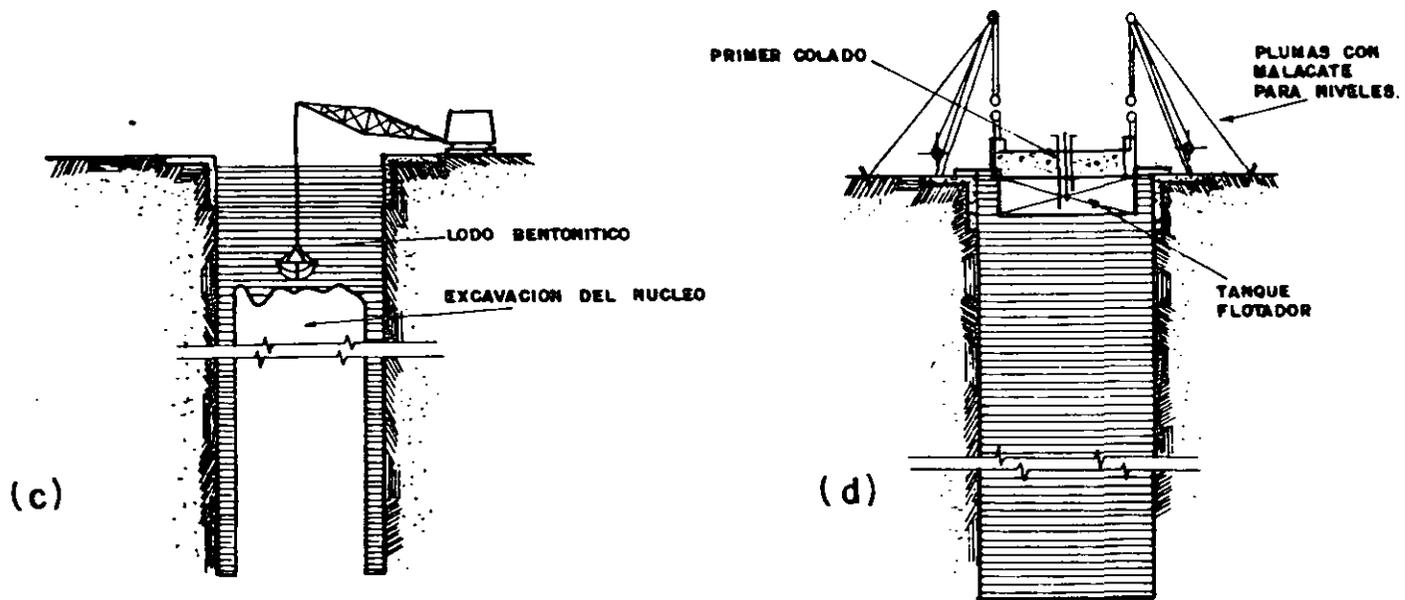
**COLADO DEL FONDO DEFINITIVO**



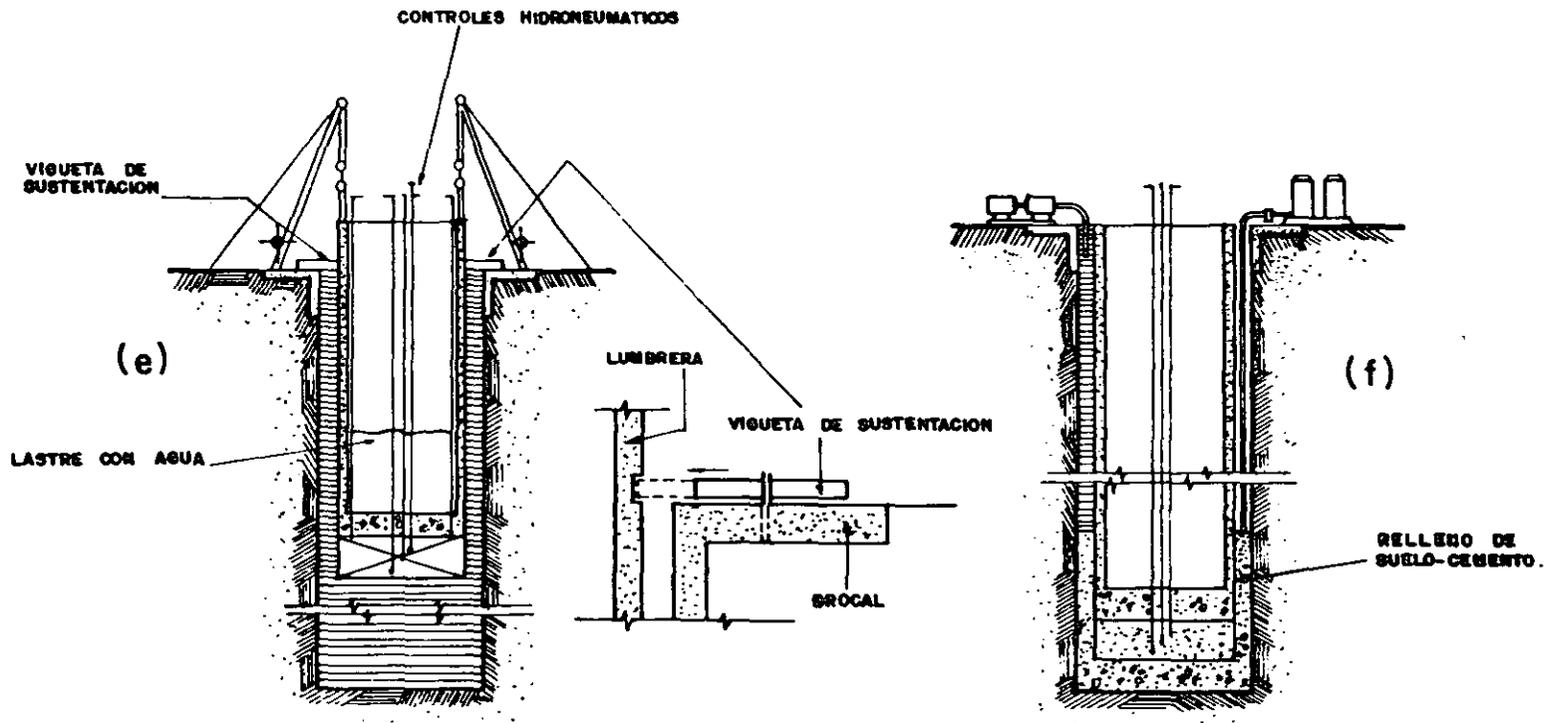
LUMBRERAS ADEMADAS CON DOVELAS.



**LUMBRERAS FLOTADAS - PERFORACIONES DISTRIBUIDAS SIMETRICAMENTE**

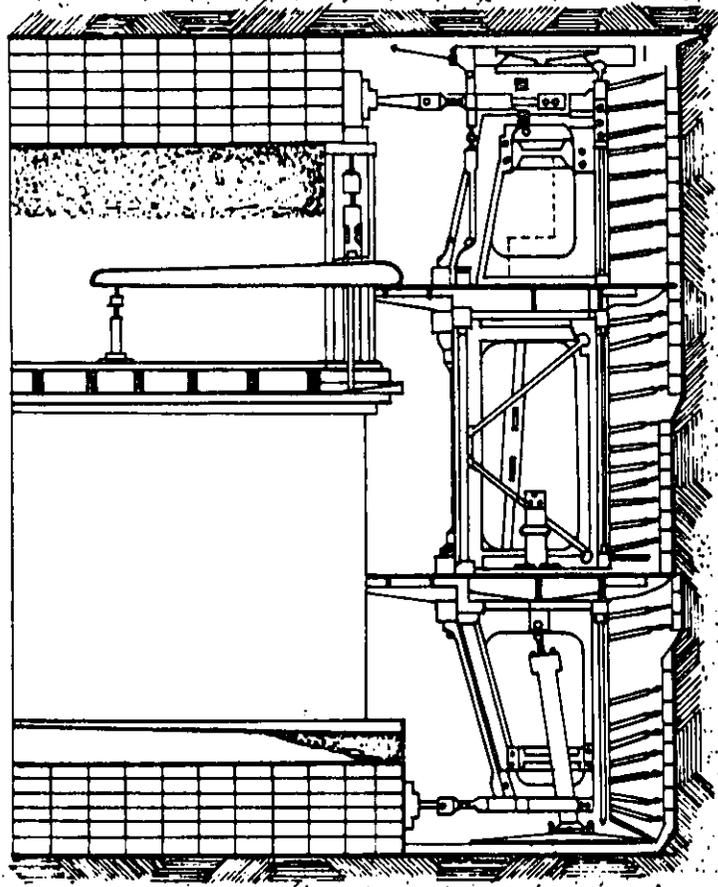


LUMBRERAS FLOTADAS- EXCAVACION DEL NUCLEO Y COLADO DE LA LOSA DE FONDO Y DEL PRIMER TRAMO DE LA PARED SOBRE EL TANQUE METALICO.

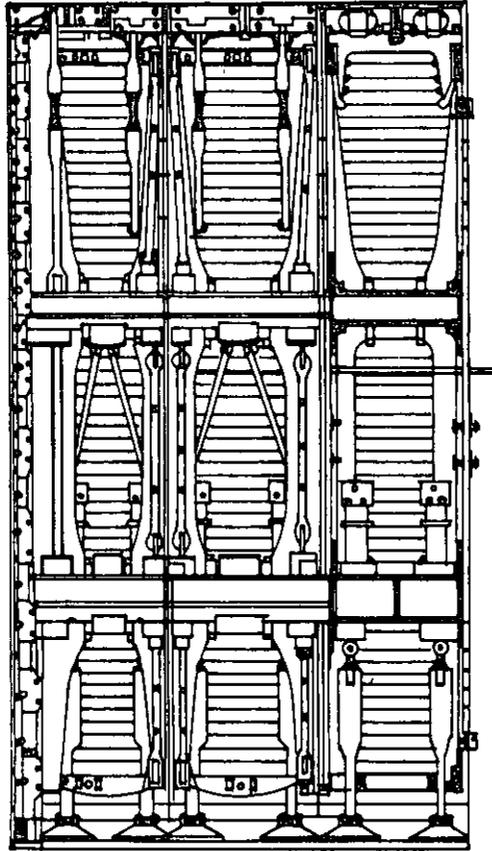


**LUMBRERAS FLOTADAS - DESCENSO DEL TANQUE HASTA SU POSICION FINAL**

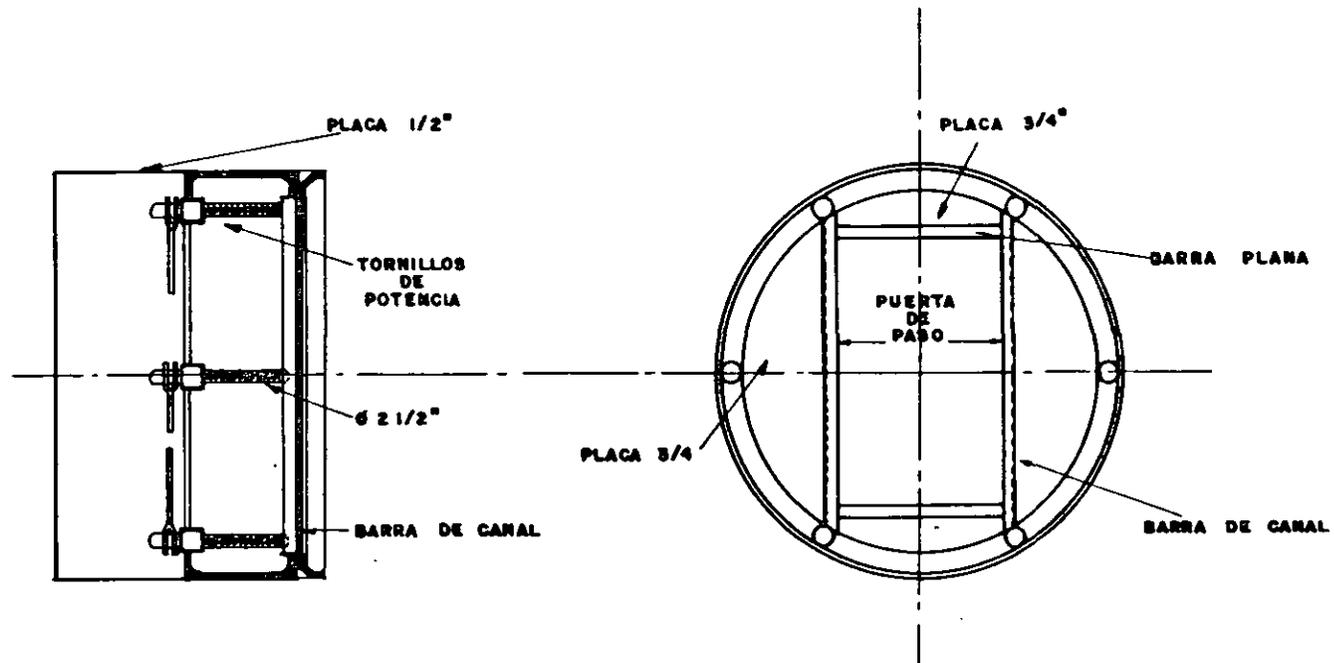
23



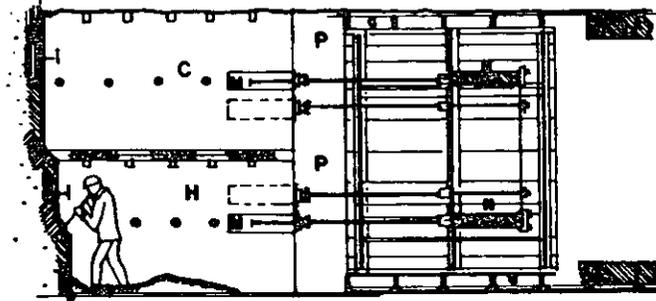
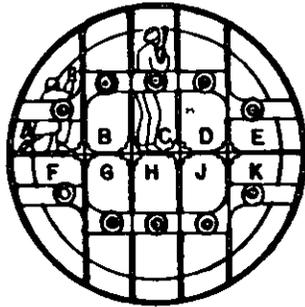
**CORTE LONGITUDINAL DEL ESCUDO  
DEL RIO TAMESIS**



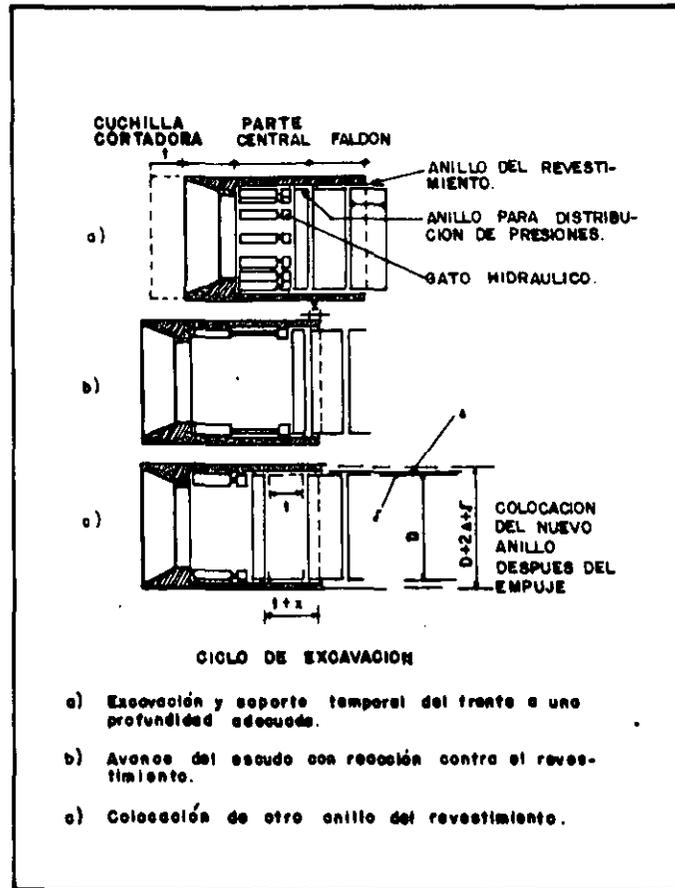
VISTA DEL FRENTE DEL  
ESCUDO DESDE SU INTERIOR



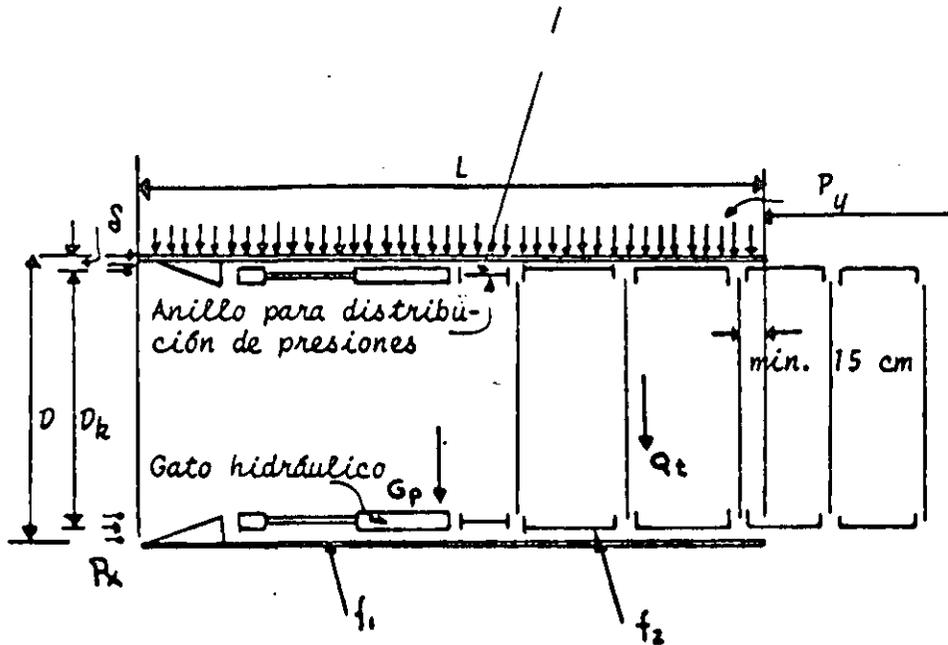
ESCUDO DE GREATHEAD EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DEL "TOWER TUNNEL"



ESCUDO CILINDRICO PATENTADO POR BRUNEL EN 1818

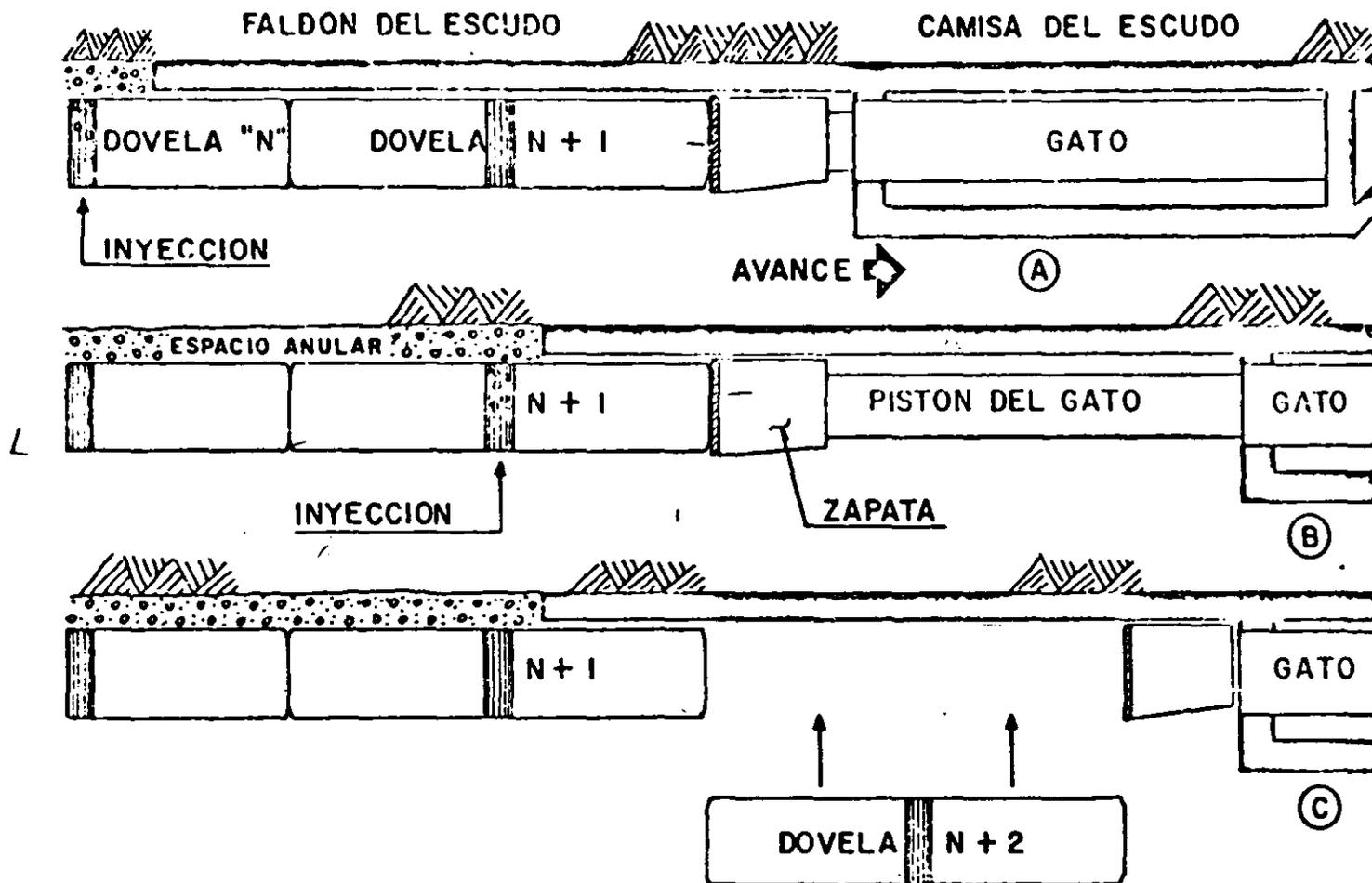


CICLO DE OPERACION DEL ESCUDO DE FRENTE ABIERTO.

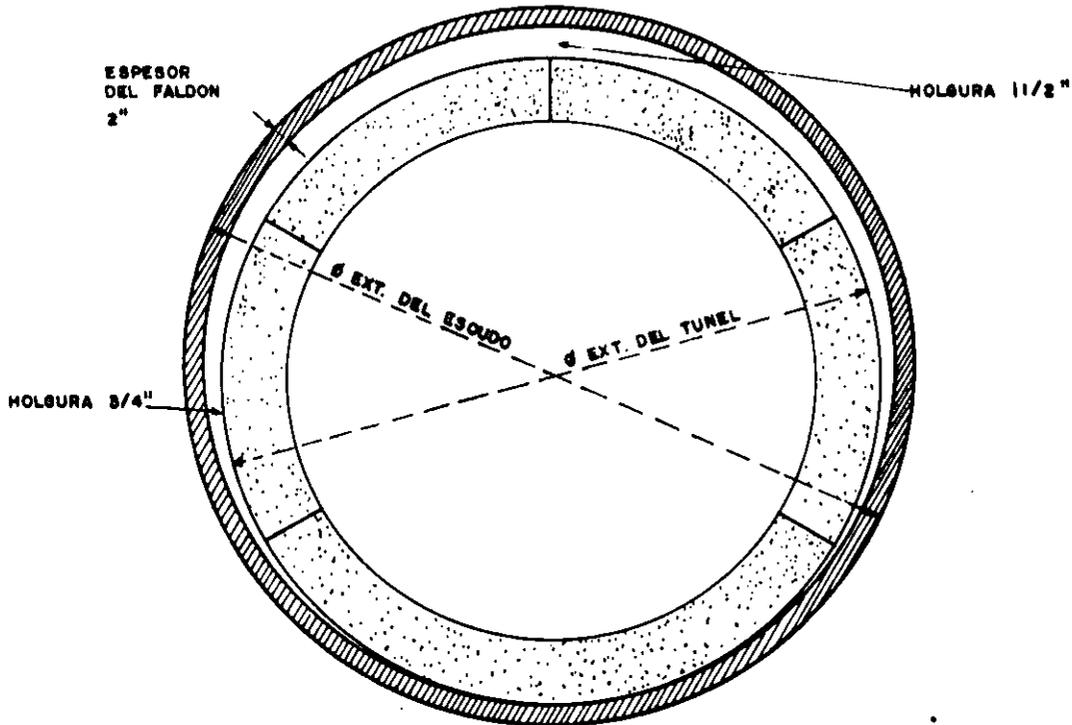


FUERZAS RESISTENTES AL EMPUJE DEL ESCUDO

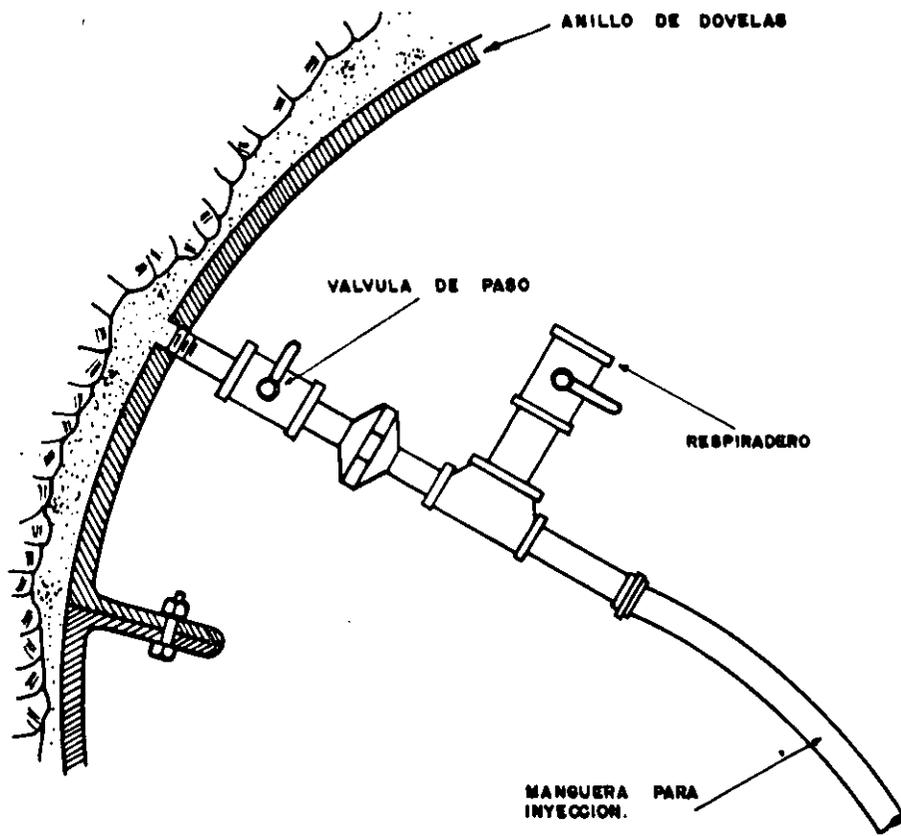
- $P_y$ : Presión vertical del terreno
- $P_x$ : Presión horizontal del terreno
- $L$ : Longitud del escudo
- $D$ : Diámetro del escudo
- $G_p$ : Peso del escudo
- $f_1$ : Coeficiente de fricción entre la camisa del escudo y el terreno
- $Q_t$ : Peso de los segmentos erigidos en el faldón del escudo
- $f_2$ : Coeficiente de fricción entre la camisa y los segmentos
- $D_k$ : Diámetro del escudo medido al centro de líneas de la cara de corte
- $\int$ : Espesor de la cara de corte.



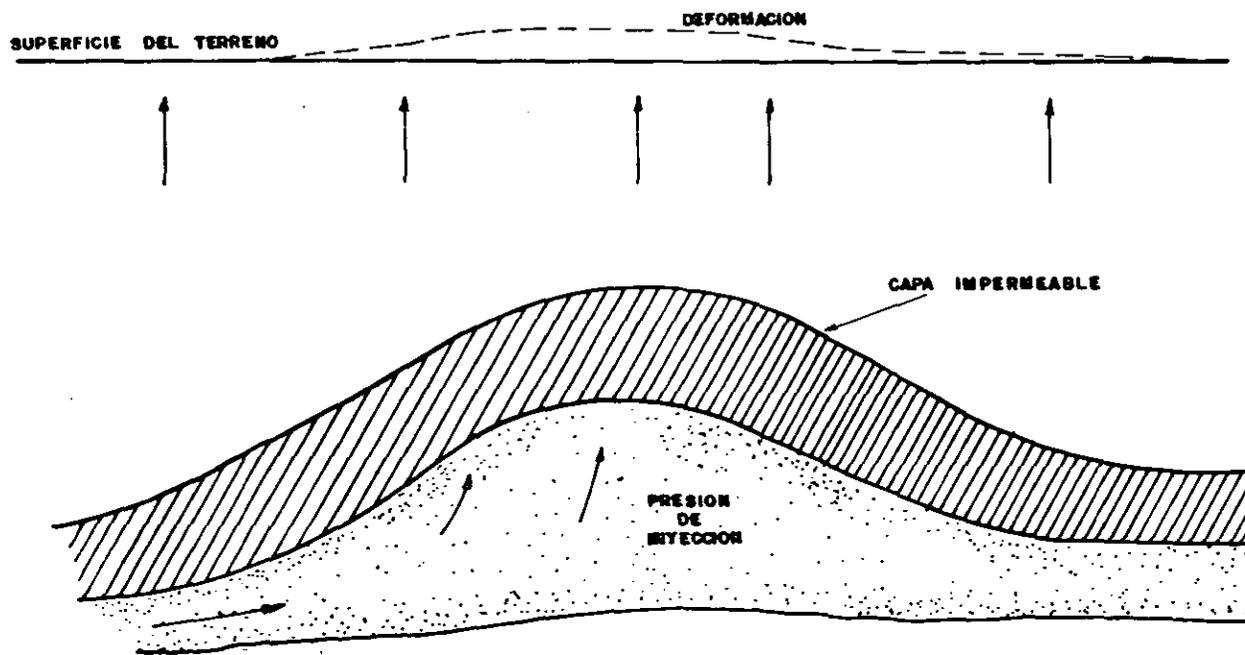
Funcionamiento del Escudo



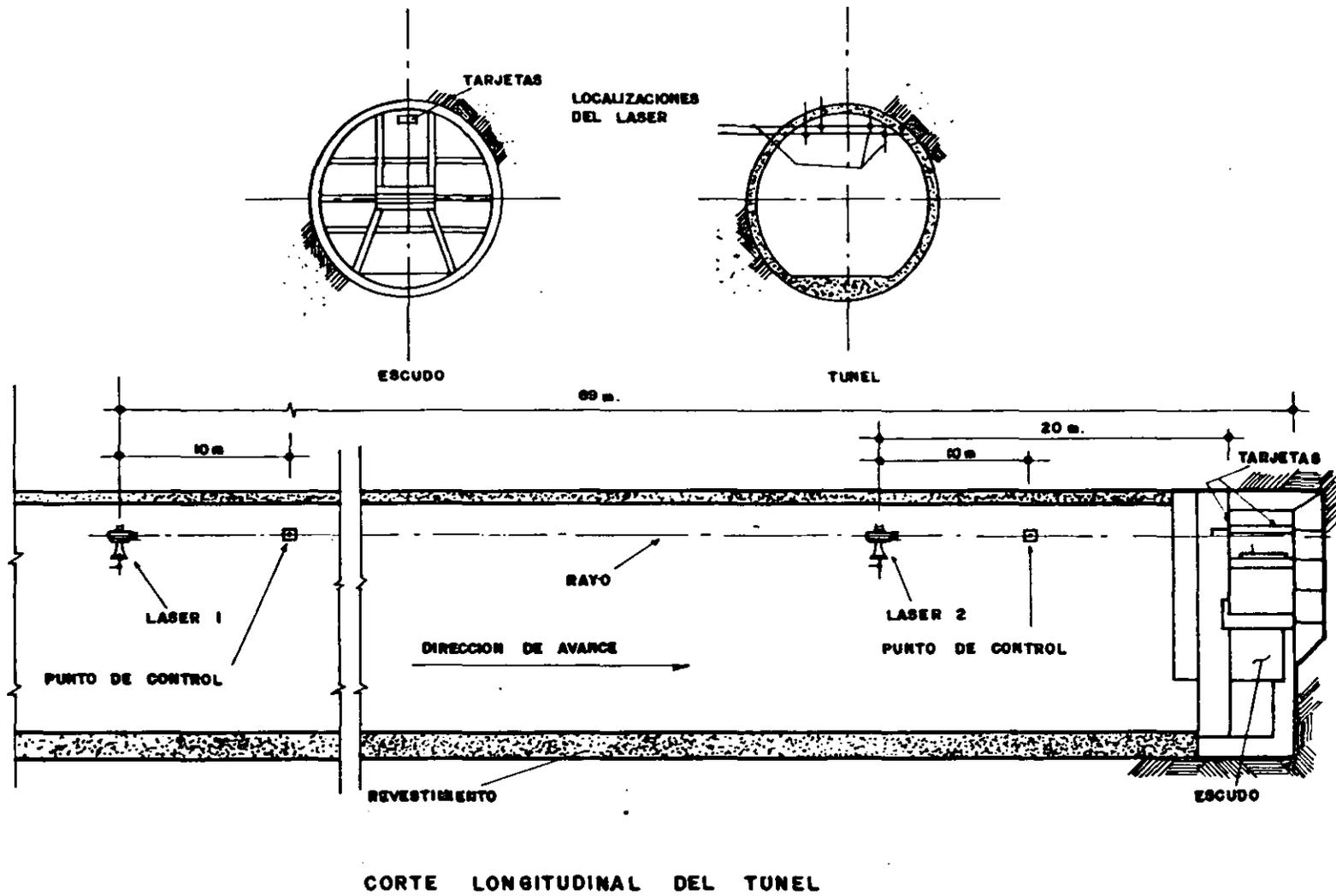
ESPACIO ANULAR FORMADO POR LA  
HOLGURA ENTRE EL ANILLO DE DOVELAS  
Y EL FALDON MAS EL ESPESOR DE  
ESTE ULTIMO.



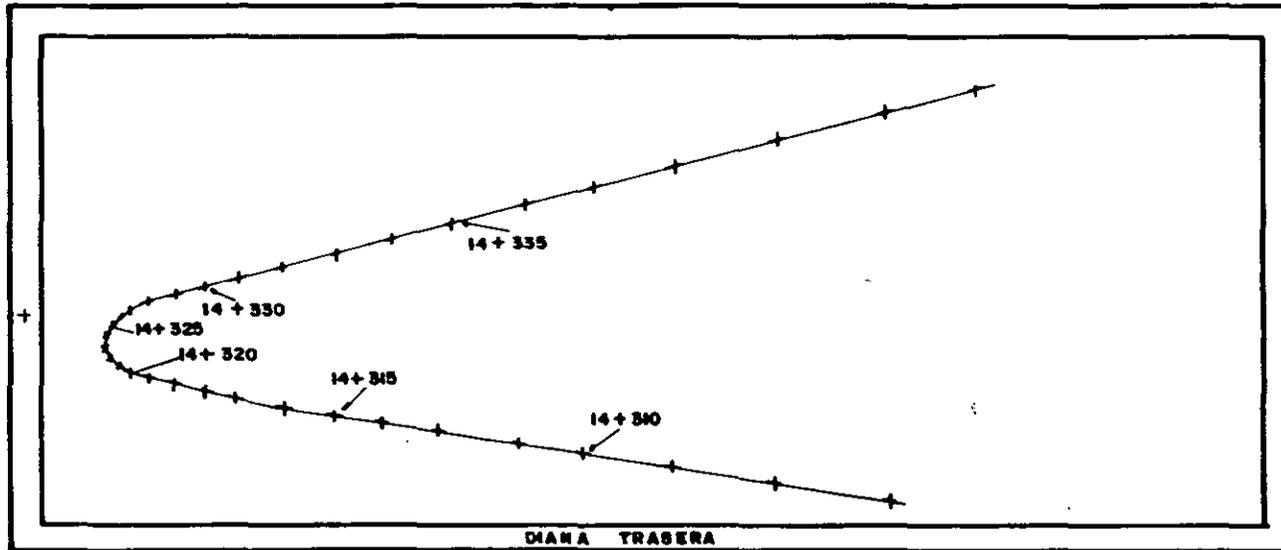
**DISPOSITIVO DE INYECCION**



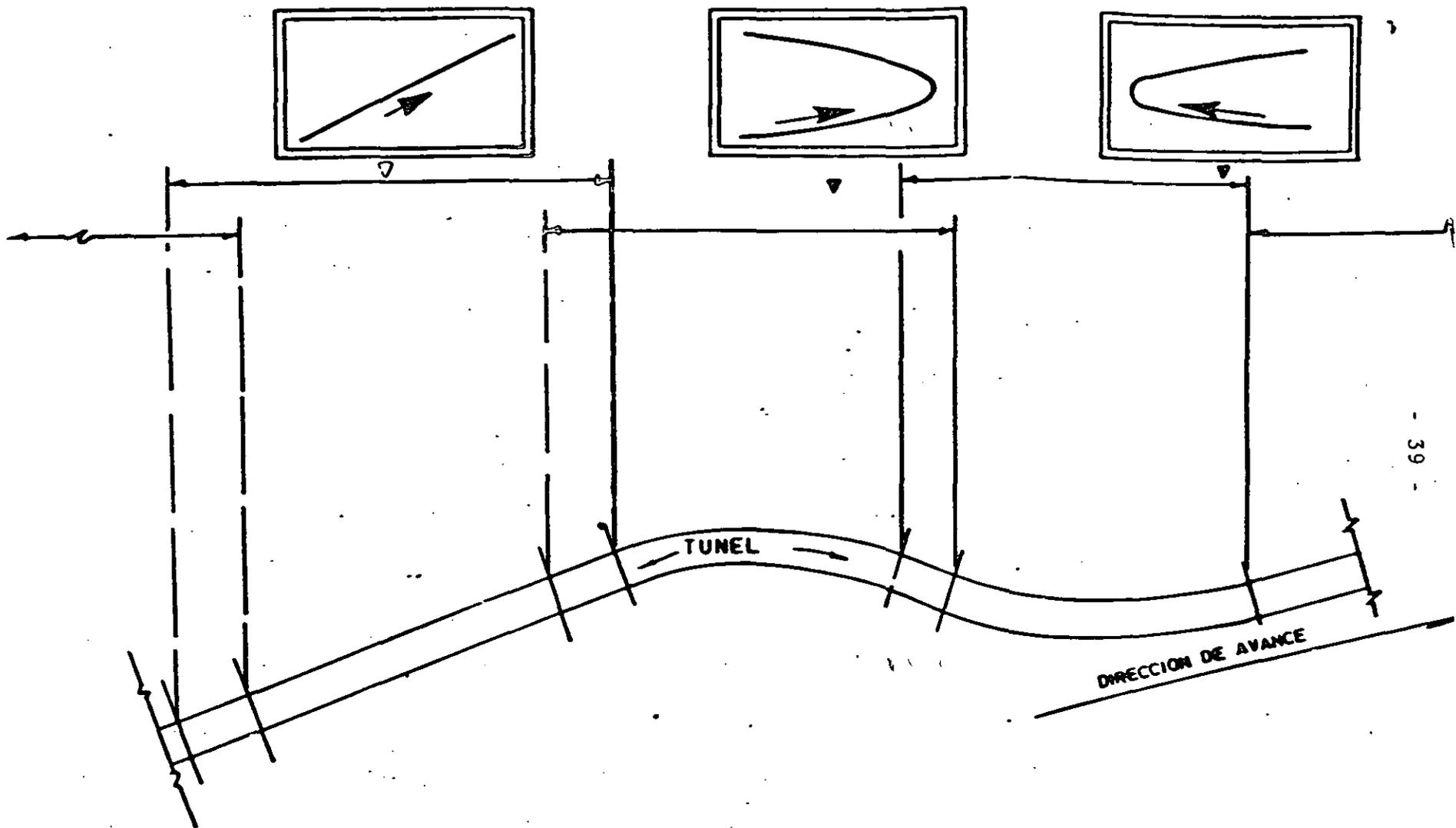
**LEVANTAMIENTO DEL TERRENO POR UNA PRESION DE INYECCION EXCESIVA.**



LOCALIZACION DEL LASER, TARJETAS Y PUNTOS DE CONTROL

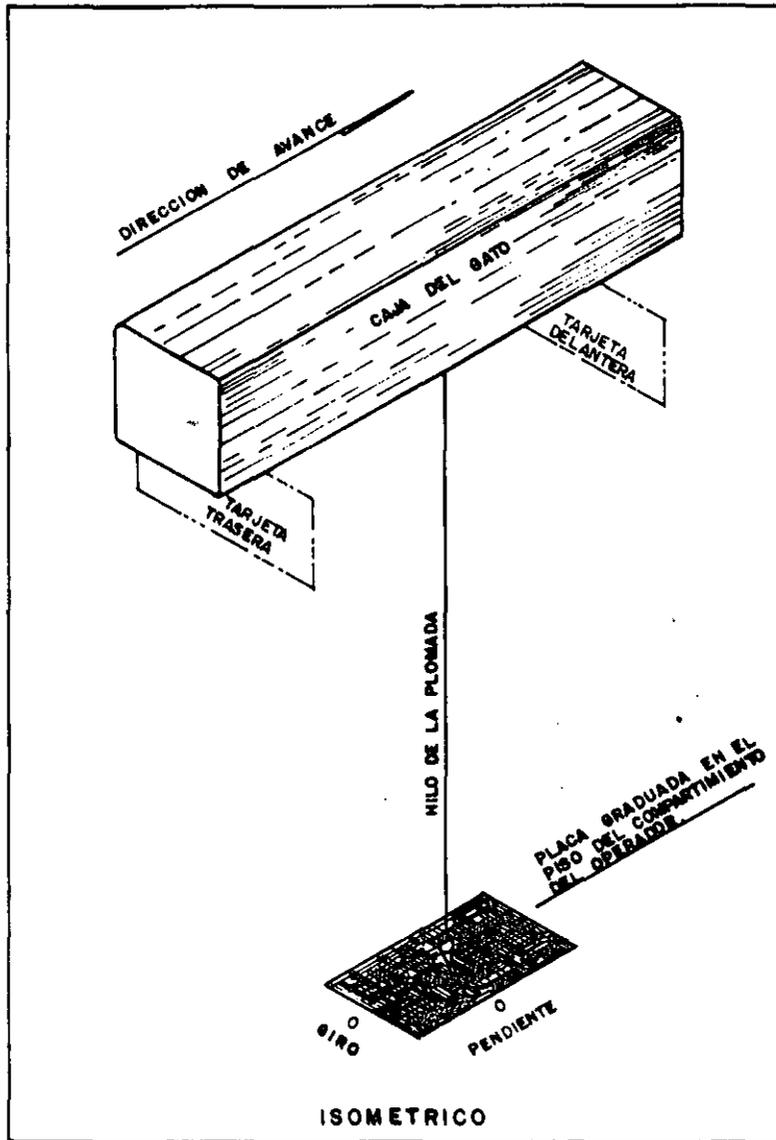


EJEMPLO DE TARJETA LASER

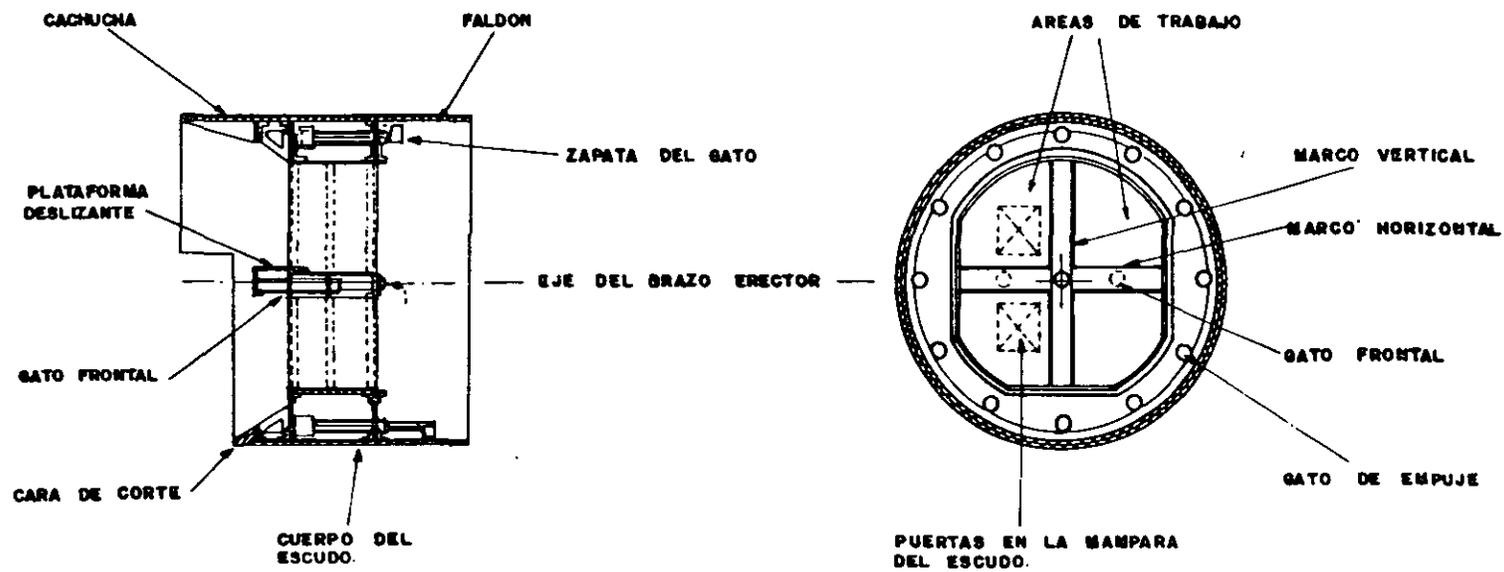


PLANO DE LOCALIZACION DE LAS TARJETAS LASER

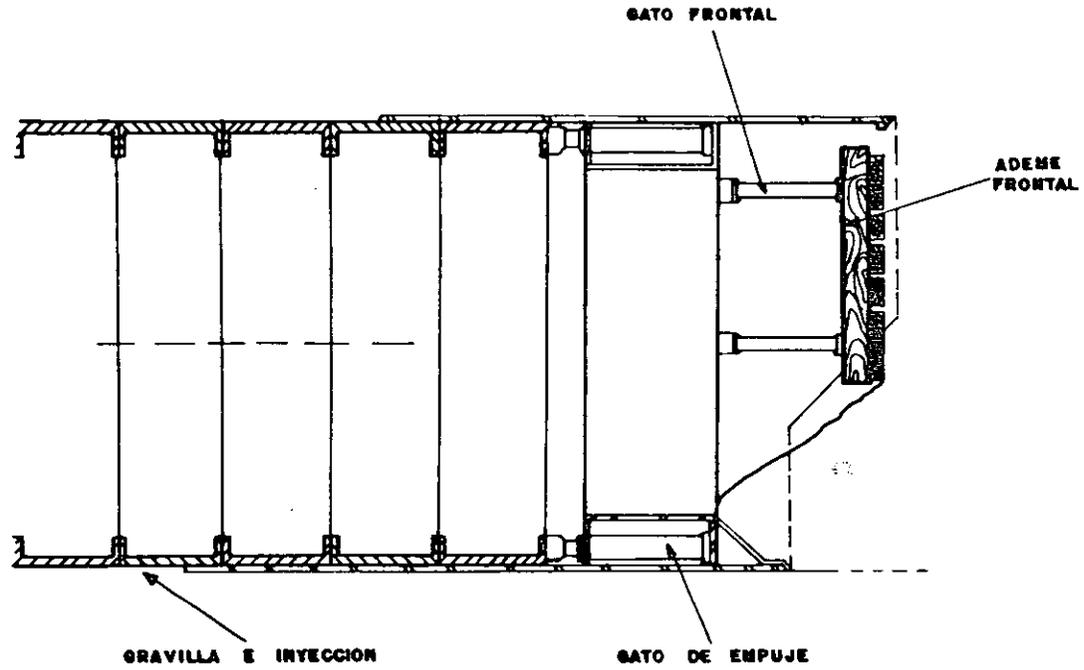
39



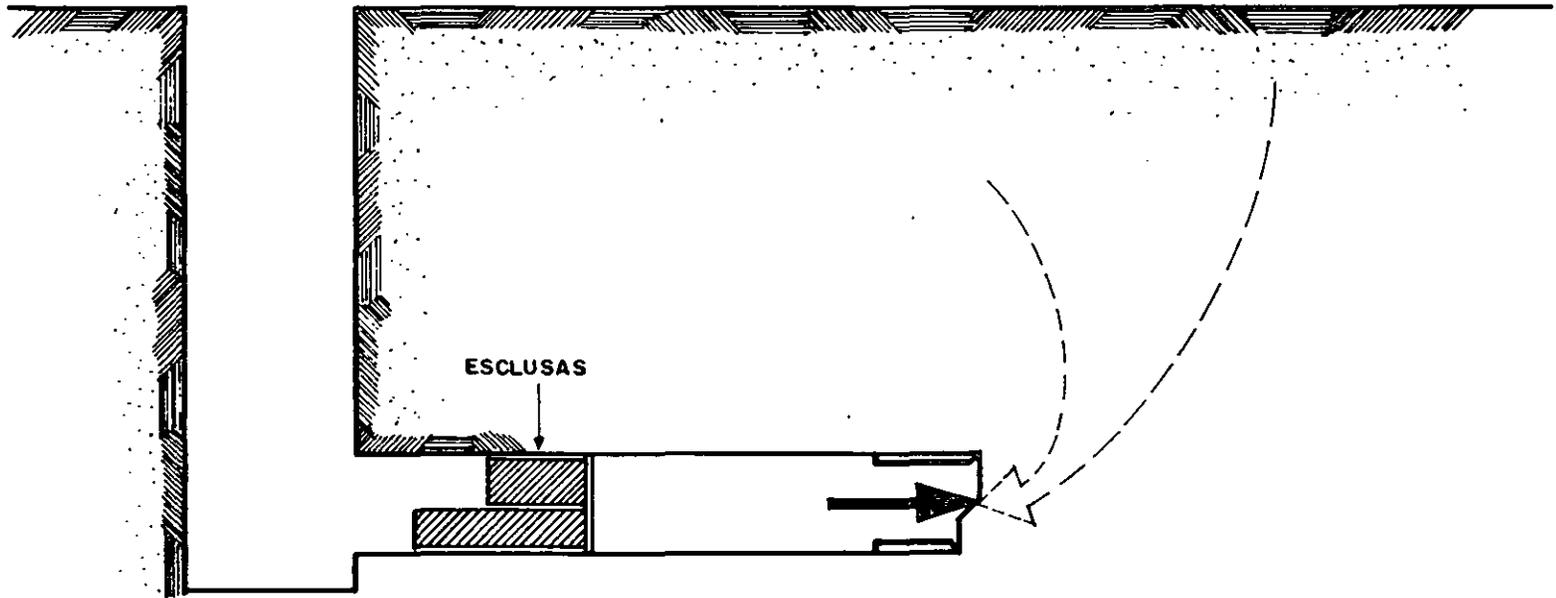
PLOMADA Y PLACA PARA CORRECCION DE PENDIENTE DEL ESCUDO.



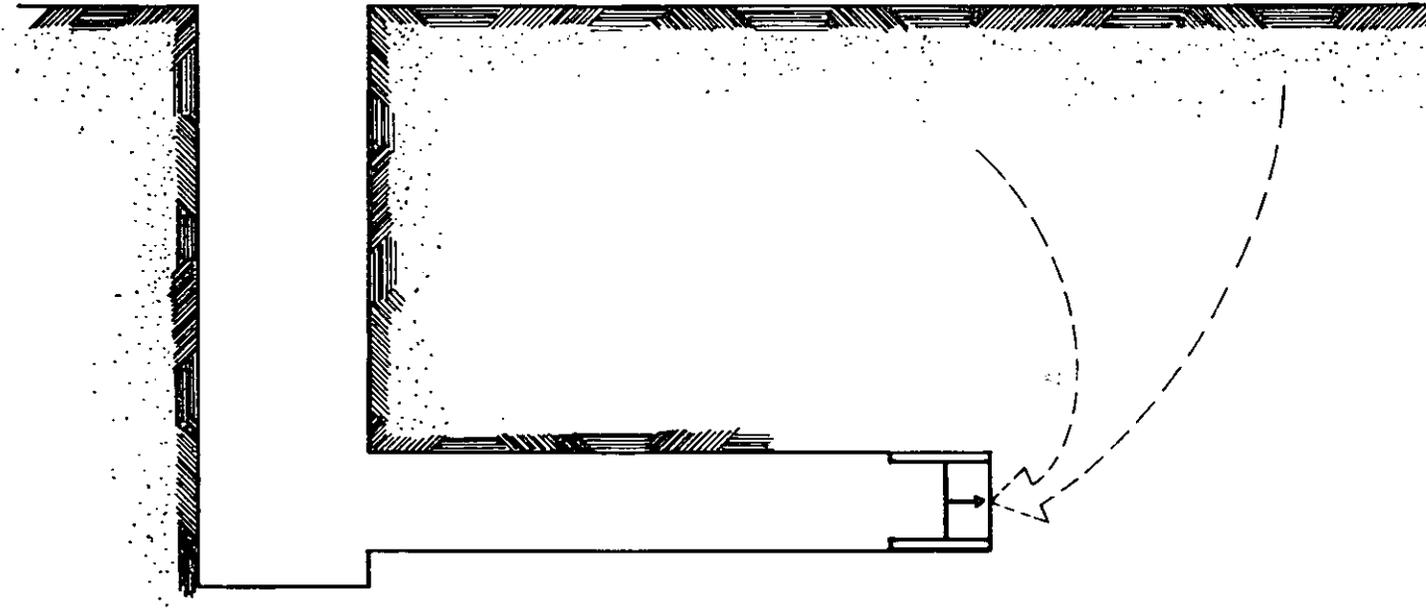
**DISPOSICION DE LAS PLATAFORMAS DESLIZANTES Y DE LOS GATOS FRONTALES.**



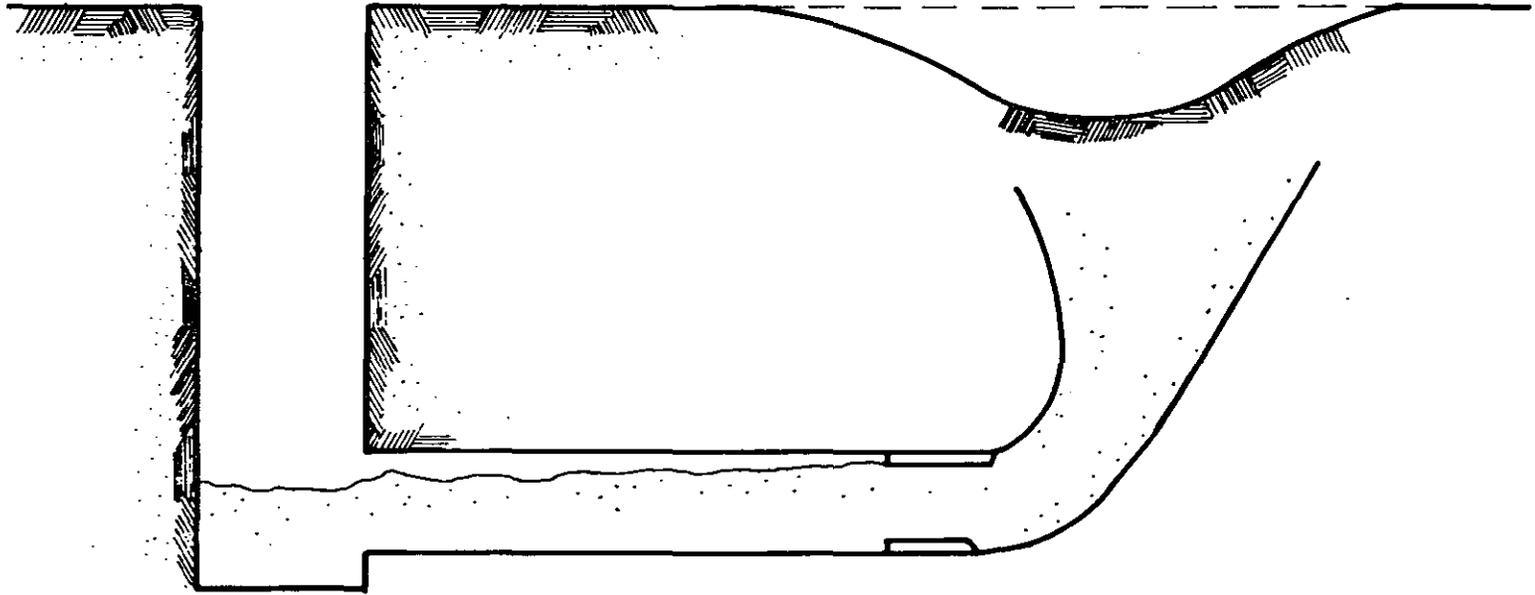
**CORTE EN DONDE SE MUESTRAN LOS GATOS DE EMPUJE Y LOS GATOS FRONTALES**



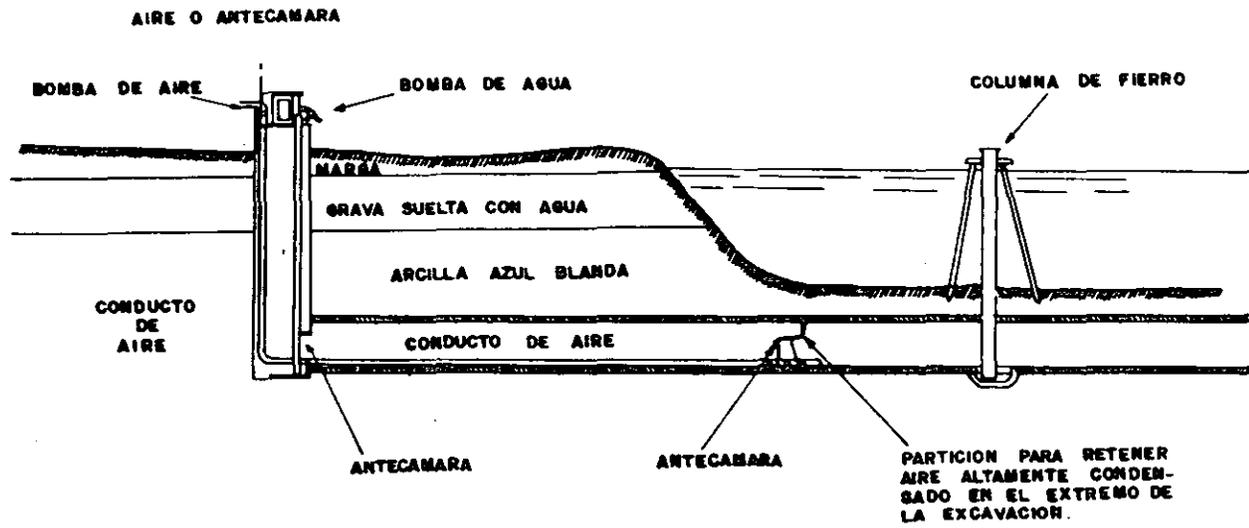
**PRESION ESTABILIZADORA EJERCIDA POR EL AIRE COMPRIMIDO  
EN TODO EL TUNEL.**



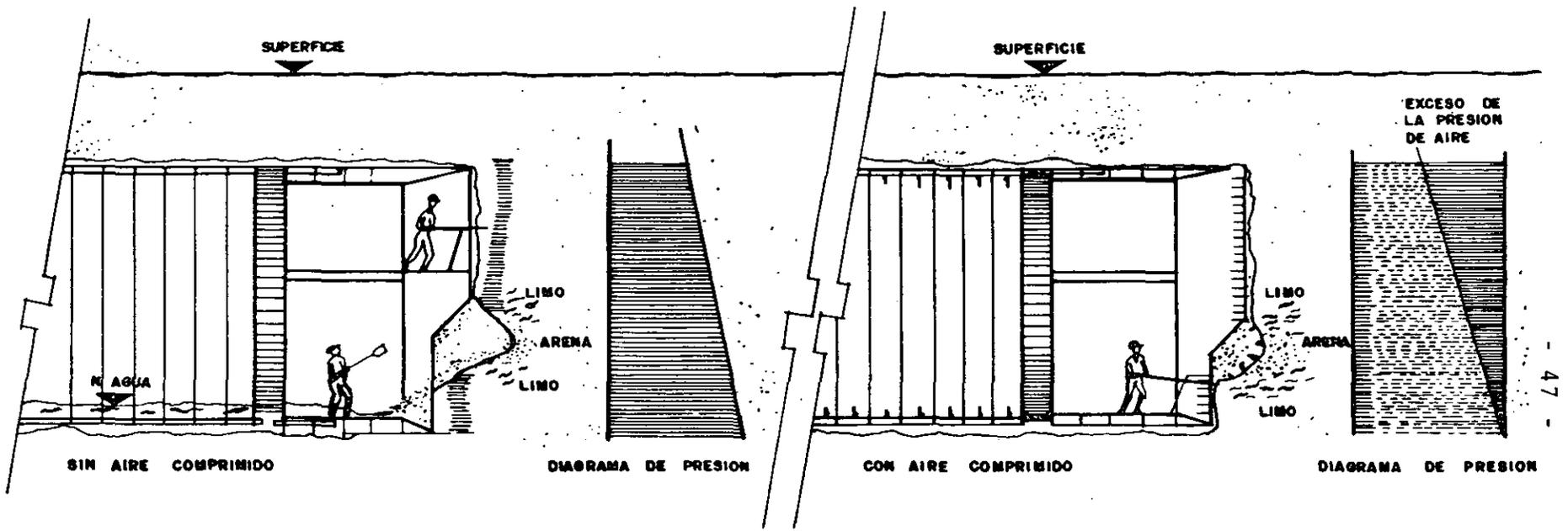
**PRESION ESTABILIZADORA APLICADA  
UNICAMENTE EN EL FRENTE.**



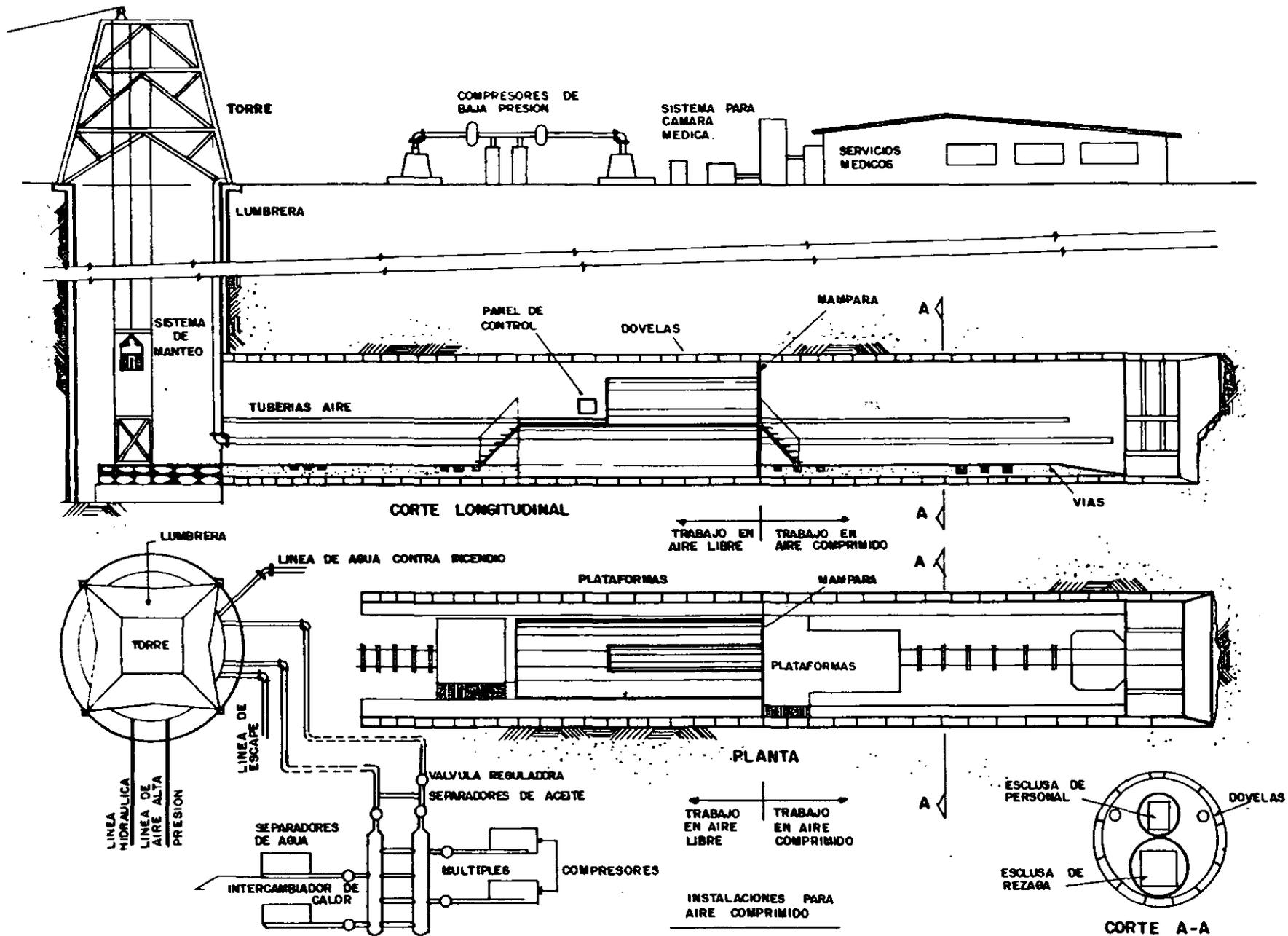
FALLA POR EXTRUSION AL LIBERAR DEL SOPORTE AL  
FRENTE



**SISTEMA DE TUNELEO CON AIRE COMPRIMIDO PATENTADO POR COCHRANE EN 1830.**



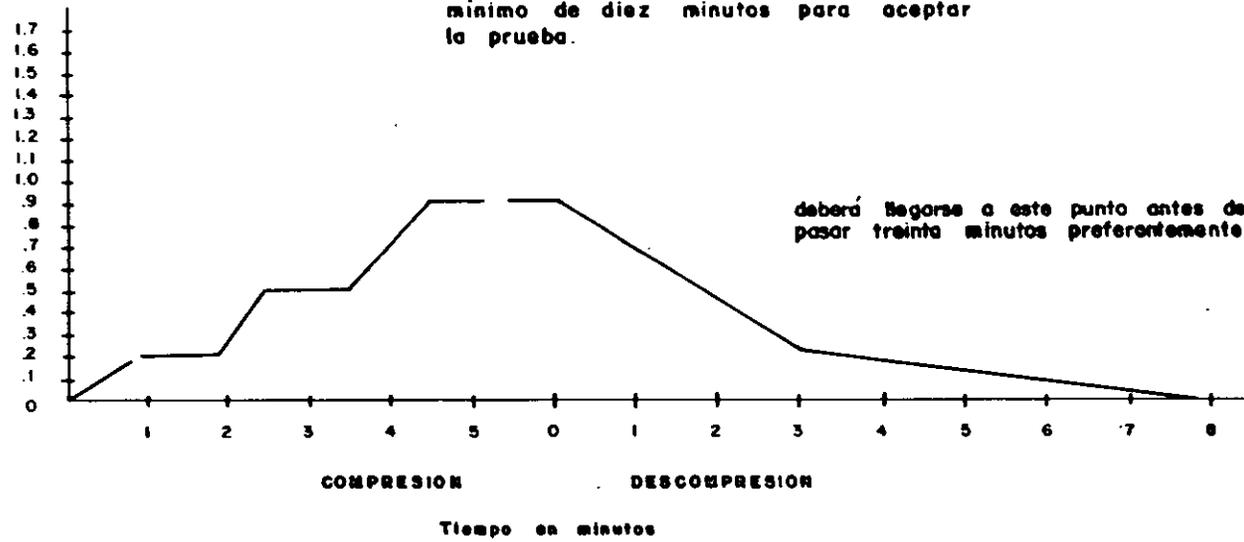
**EFFECTO DEL AIRE COMPRIMIDO EN EL FRENTE DE EXCAVACION**



**ELEMENTOS REQUERIDOS PARA EL TUNELEO CON AIRE COMPRIMIDO**

# PRUEBA DE COMPRESION

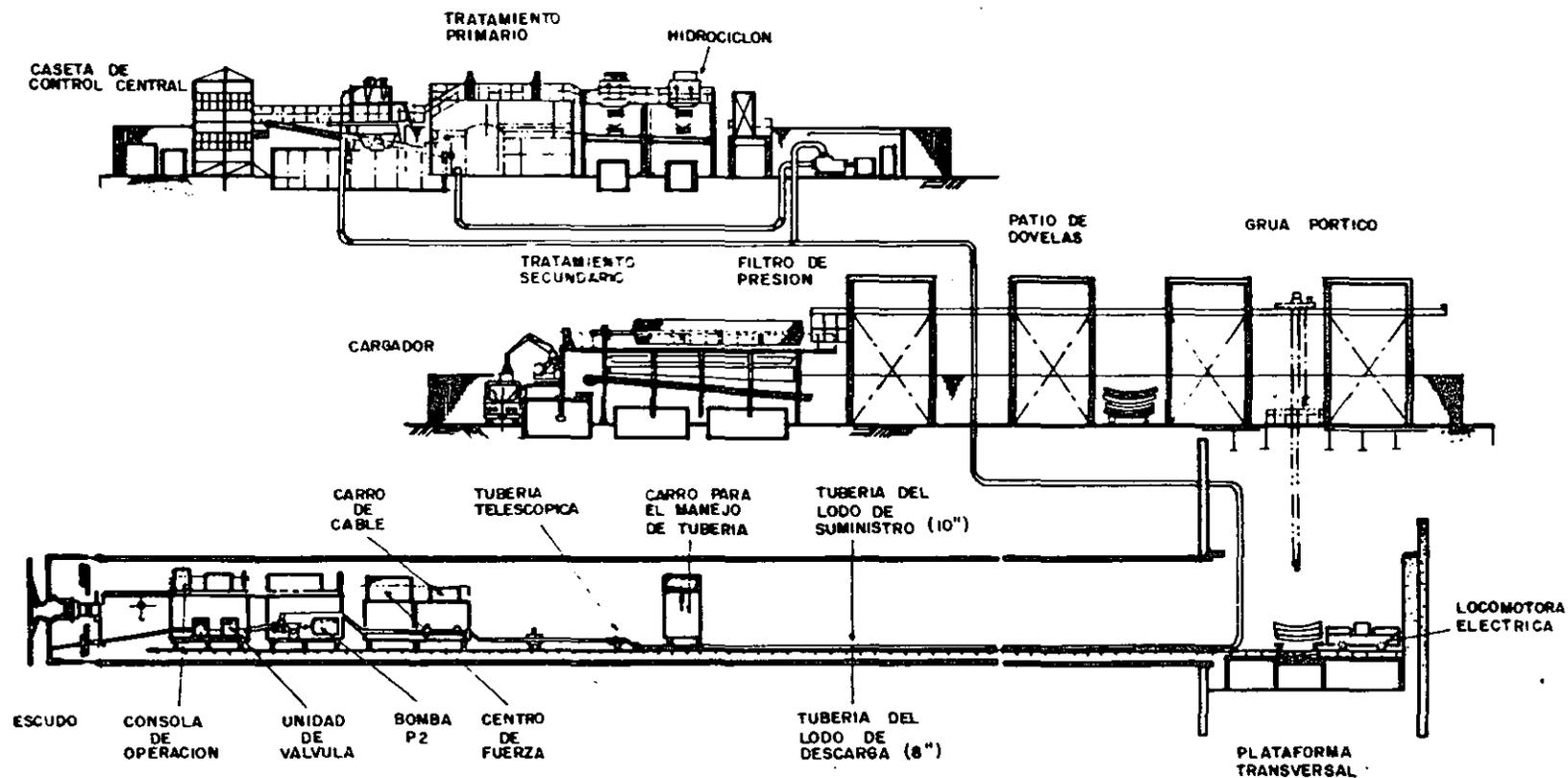
Presión de trabajo  
Kg/cm<sup>2</sup>



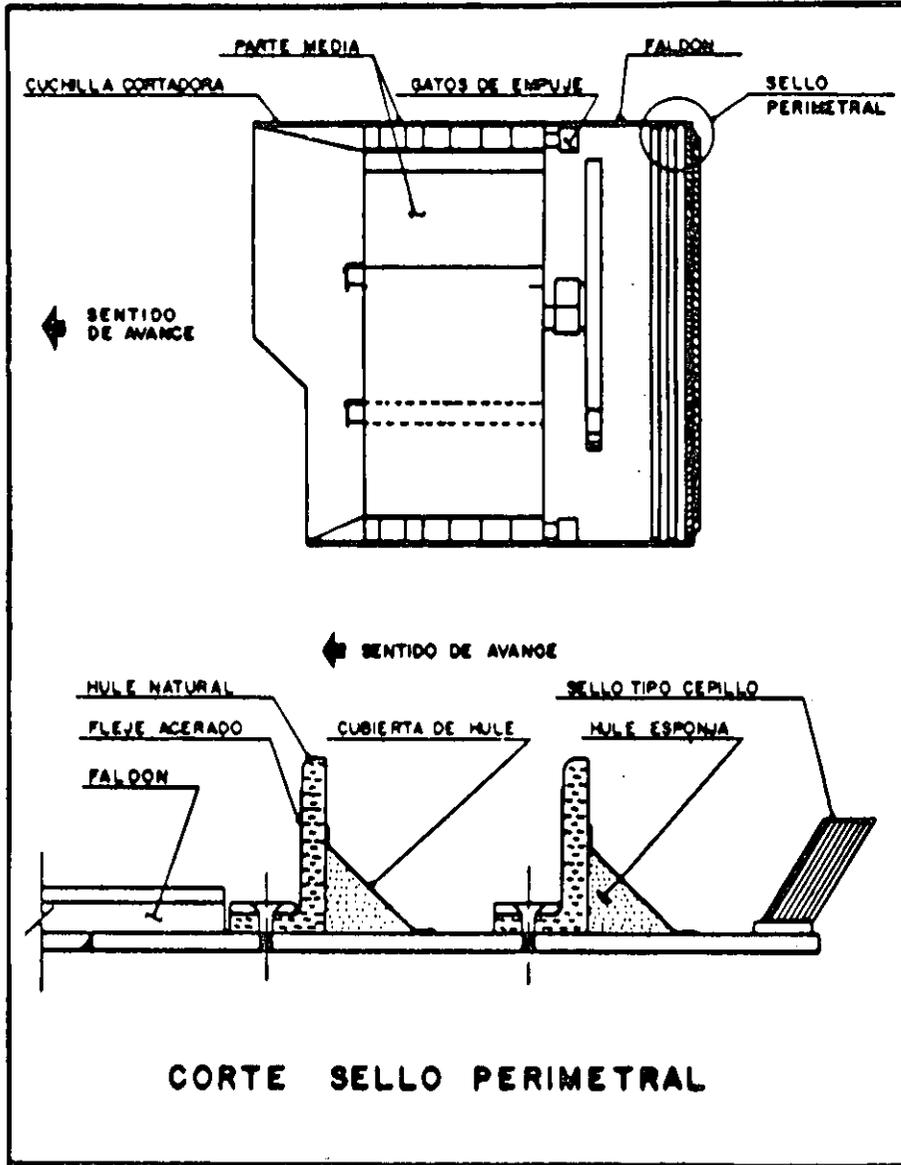
# PRUEBA DE COMPRESION

<b>TABLA DE DESCOMPRESION</b>											
<b>TIEMPO DE LA DESCOMPRESION EN MINUTOS</b>											
<b>PRESSION DE TRABAJO Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>PERIODO DE LABOR (HORAS)</b>										
	1/2	1	1 1/2	2	3	4	5	6	7	8	+8
0.6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
0.7	6	6	6	6	6	6	6	6	12	12	24
0.8	7	7	7	7	7	7	13	21	35	55	61
0.9	8	8	8	8	9	12	33	48	56	61	73
1.0	8	8	10	12	13	28	56	68	77	88	112
1.1	8	8	12	19	24	53	76	86	96	116	125
1.2	11	11	19	25	43	76	102	111	120	133	140
1.3	12	14	25	29	58	96	121	128	134	140	156
1.4	14	17	30	36	76	111	132	145	147	150	171
1.5	16	24	33	45	101	132	149	159	164	172	188
1.6	18	29	39	55	109	147	169	172	184	192	208
1.7	20	36	44	86	128	167	182	197	207	218	231
1.8	22	40	59	99	152	181	197	220	226	236	254
1.9	24	44	64	113	172	200	224	236	244	256	277
2.0	28	49	73	128	180	207	227	244	256	266	281
2.1	32	50	85	142	185	215	235	249	261	272	293
2.2	36	55	99	147	191	218	245	260	265	272	297
2.3	43	65	115	154	200	232	255	268	271	273	297
2.4	44	70	130	164	207	240	262	269	280	285	310
2.5	48	80	146	185	224	256	280	292	—	—	—
2.6	55	89	160	201	244	274	305	319	—	—	—

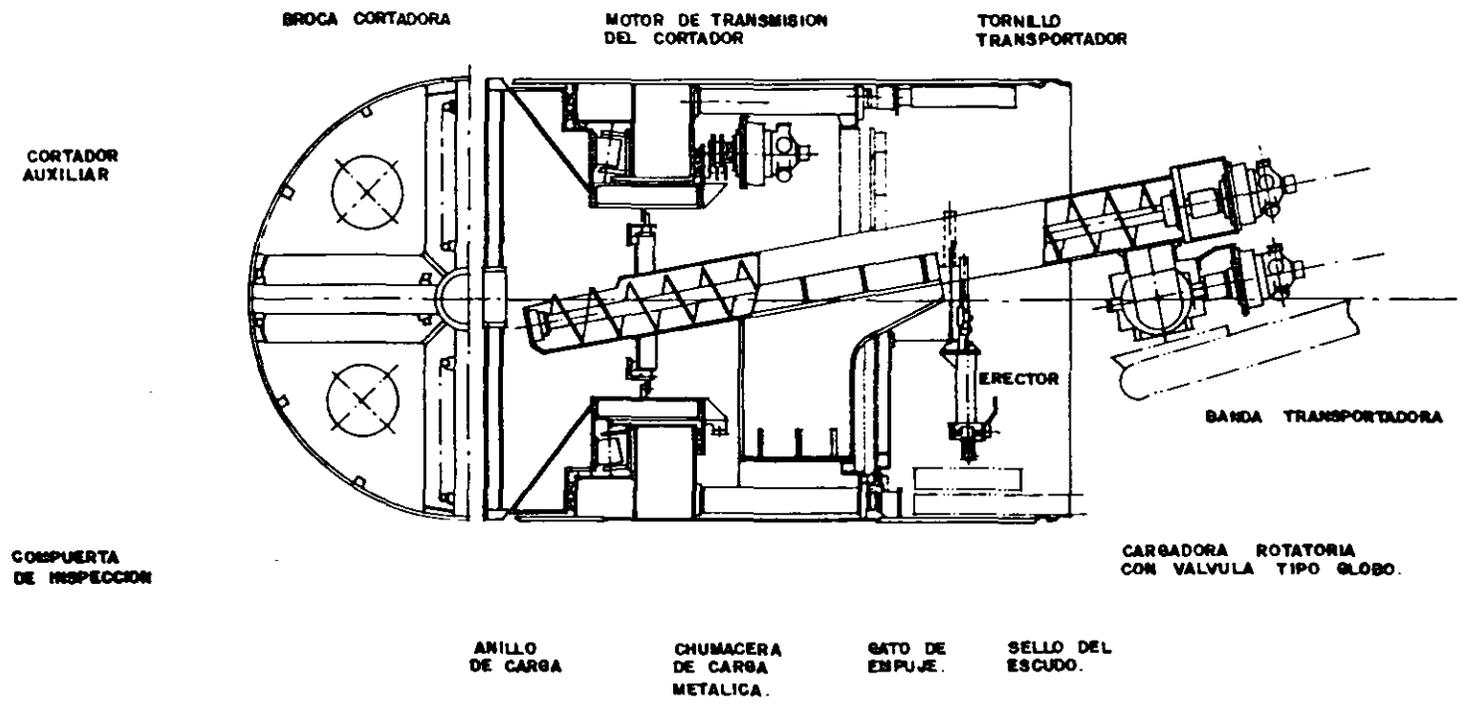
**TABLA UTILIZADA EN LA CIUDAD DE MEXICO PARA DESCOMPRESION**



**ESCUDO CON FRENTE DE LODO  
(CONCEPCION GENERAL DEL SISTEMA)**

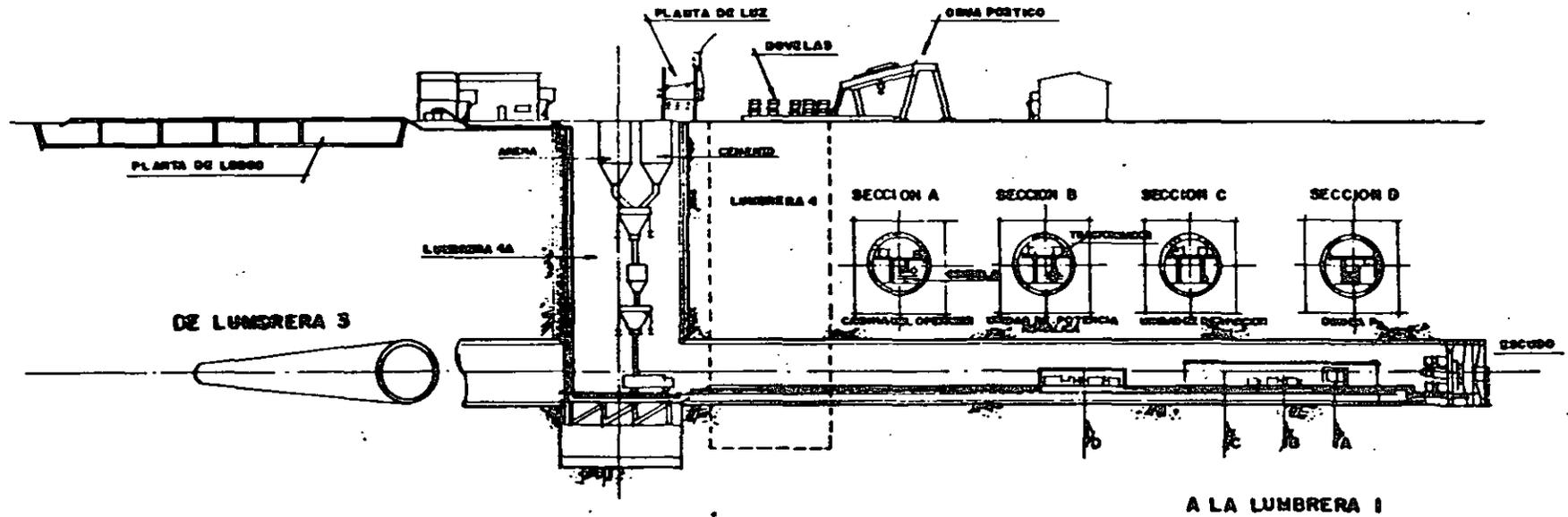


SECCION LONGITUDINAL DEL ESCUDO Y SELLO DE HULE PERIMETRAL



**ESCUDO DE PRESION DE TIERRA BALANCEADA**

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

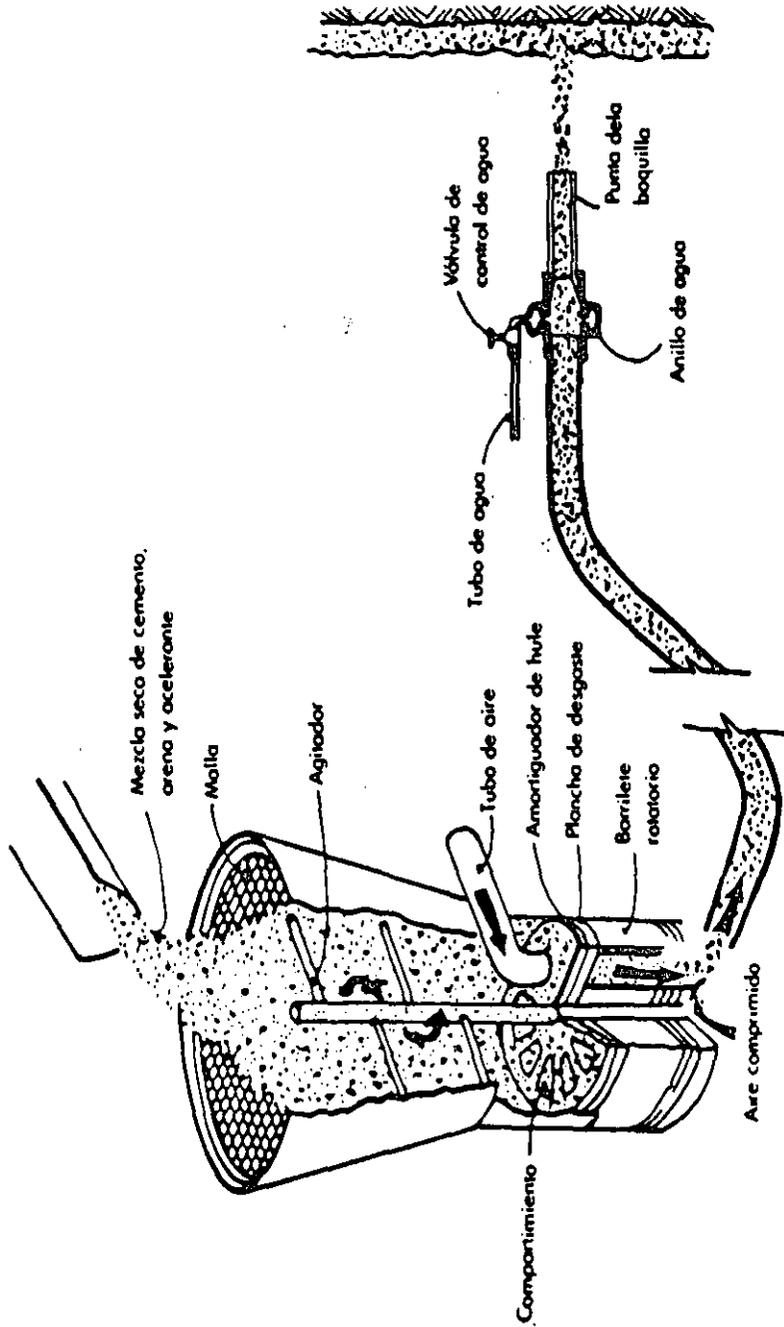


**CORTE ESQUEMATICO**

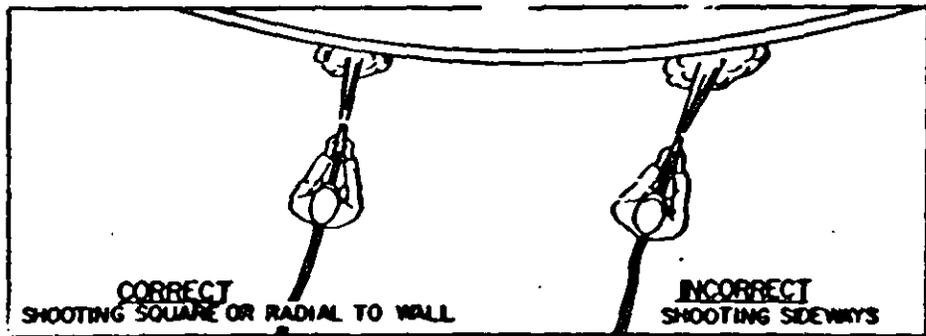
**SISTEMAS DE SOPORTE**

<p><b>PRIMARIOS</b></p>	<ul style="list-style-type: none"><li>- MARCOS DE ACERO Y MADERA</li><li>- CONCRETO LANZADO</li><li>- CONCRETO LANZADO Y ANCLAS</li><li>- MARCOS DE ACERO Y CONCRETO LANZADO</li><li>- CHAROLAS METALICAS</li><li>- DOVELAS DE ACERO ESTRUCTURAL</li><li>- DOVELAS DE FIERRO FUNDIDO</li><li>- DOVELAS DE CONCRETO</li><li>- CONCRETO EXTRUIDO</li></ul>
<p><b>SECUNDARIOS O DEFINITIVOS</b></p>	<ul style="list-style-type: none"><li>- CONCRETO LANZADO EN CLAVE Y CUBETA DE CONCRETO HIDRAULICO</li><li>- CONCRETO HIDRAULICO CON O SIN ARMADO</li><li>- CONCRETO EXTRUIDO</li><li>- ALGUNAS DOVELAS DE CONCRETO ESTANCAS</li></ul>

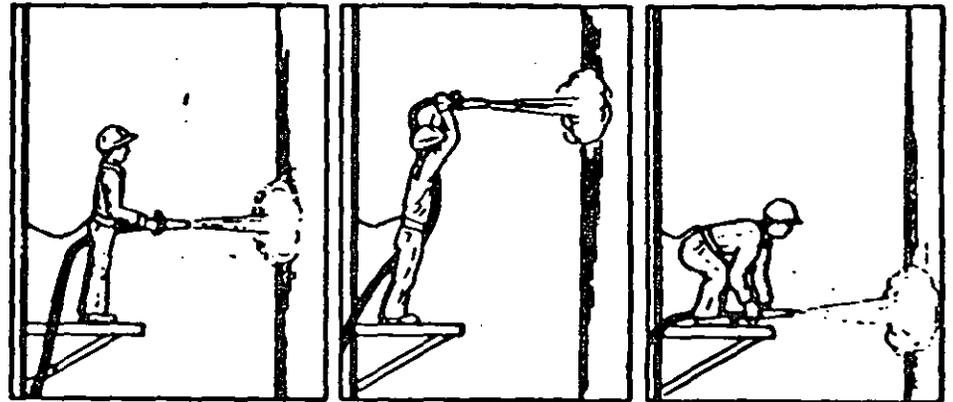
ANCLAS. CONCRETO LANZADO Y MALLA



Operación característica de concreto lanzado de mezcla seca. Dibujo tomado de *Shotcrete Practice in Underground Construction*.



*Correct shotcrete shooting positions.*



CORRECT SHOOTING POSITIONS

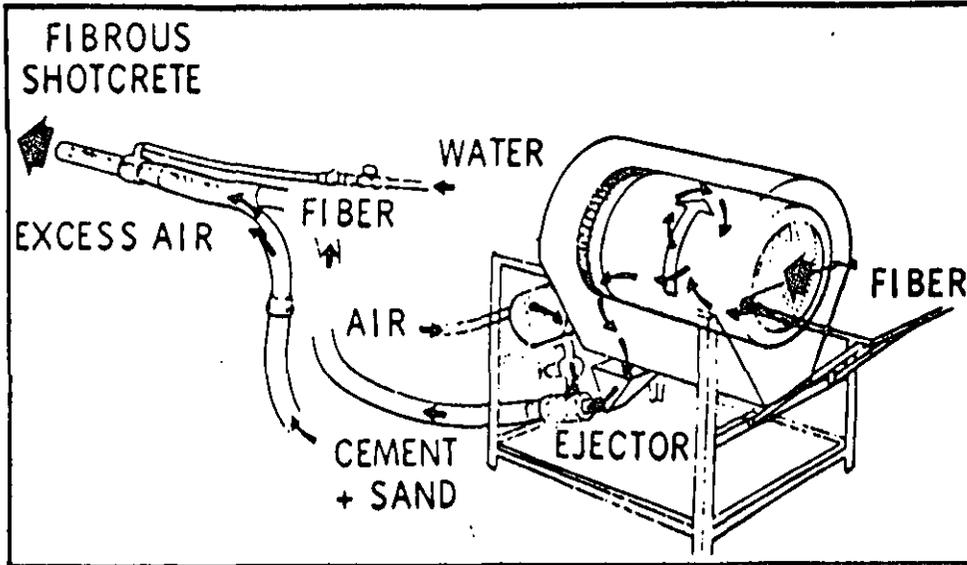


Fig. A - Original BESAB fiber feeder.

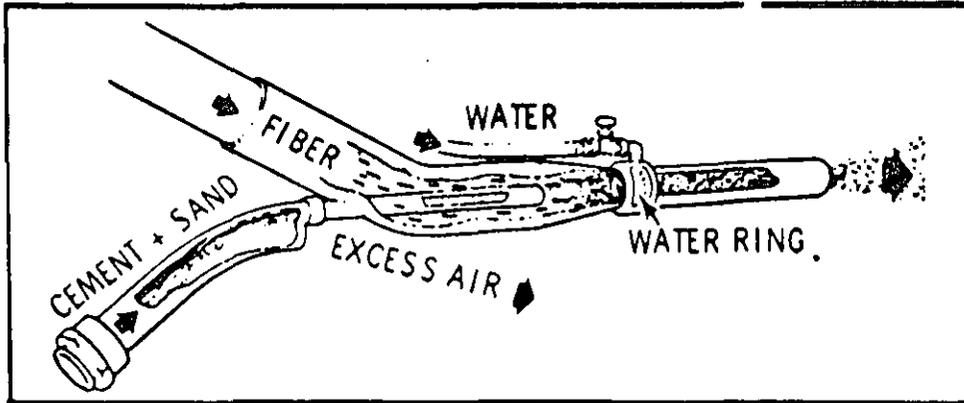


Fig. B - Original BESAB nozzle for dry process fibrous shotcrete.

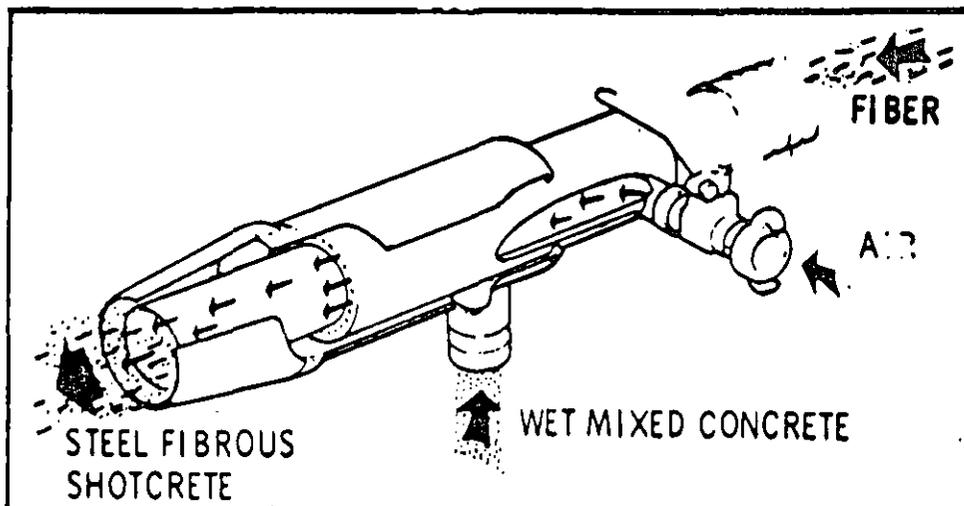
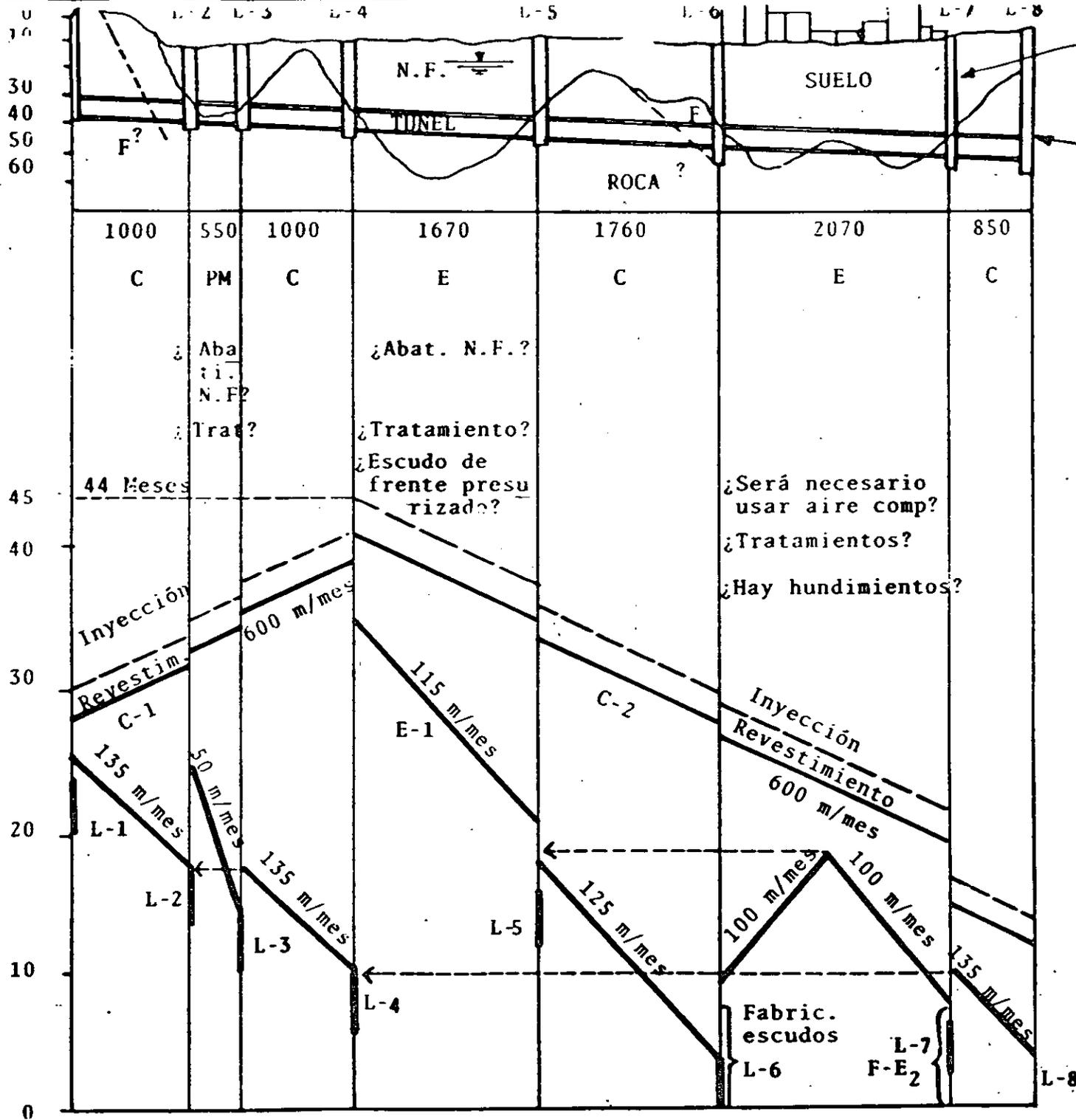


Fig. C - BESAB nozzle for wet process fibrous shotcrete.

Metros

Meses



¿Falla de fondo?  
 Flotación  
 ¿Convencional?

¿Abat. N.F.?  
 ¿Tratamiento?  
 ¿Escudo de frente presurizado?

¿Será necesario usar aire comp?  
 ¿Tratamientos?  
 ¿Hay hundimientos?

CORRELACION DEL "SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS" (SUCS) Y LA "CLASIFICACION DE SUELOS DEL TUNELERO", BRANDT, C.T., 1970

NOMBRES TIPICOS DEL SUCS (1)	CLASIF. DE SUELOS DEL TUNELERO (2)										
	DURO	FIRME	GRANEO LENTO	GRANEO RAPIDO	EXTRUSIVO	EXPANSIVO	CORRIDA COHESIVA	CORRIDA	EXTRUSIVO MUY BLANDO	FLUYENTE	CON BOLEO
GRAVAS Y MATERIALES MAS GRUESOS											
ARENA							A				
LIMO		B							F		
ARCILLA	C	D			E	D			F		
GRAVA CEMENTADA CON ARCILLA	C	D									
GRAVA CEMENTADA CON LIMO											
ARENA CEMENTADA CON ARCILLA	C	D									
ARENA CEMENTADA CON LIMO											
ARENA Y GRAVA CEMENTADAS											
SUELOS CON ALTO CONTENIDO ORGANICO											

NOMENCLATURA:

- A - HUMEDO, SOBRE EL N.F.
- B - LOESS
- C - CONSISTENTE, RIGIDO A MUY DURO
- D - RIGIDO A DURO
- E - BLANDO A MEDIO
- F - MUY BLANDO

NOTAS:

- (1) LOS NOMBRES TIPICOS SE REFIEREN AL TIPO DE SUELO DOMINANTE CON RELACION A SU COMPORTAMIENTO EN EL TUNEL.
- (2) LOS CUADROS SOMBRADOS INDICAN LOS TIPOS DE SUELO QUE NORMALMENTE CAUSAN LAS CONDICIONES DE TRABAJO DESCRITAS POR LA CLASIFICACION DEL TUNELERO

APLICABILIDAD DE LOS METODOS CONSTRUCTIVOS PARA EXCAVAR TUNELES  
EN SUELOS ( En Revisión )

T I P O D E S U E L O

METODO CONSTRUCTIVO	DURO	FIRME	GRANEA LENTAMENTE	GRANEA RAPIDAMENTE	EXTRUSIVO	EXPANSIVO	CORRIDA	CORRIDA - COHESIVO	MUY BLANDO - EXTRUSIVO	FLUYENTE	CON BOLEOS
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A MANO	X	X	X	/		/					X
A MANO CON AIRE COMPRIMIDO	X	X	X	/	/	X		/		/	X
A MANO CON PRE-CORTE	X	X	X	/							
A MANO CON TABLESTACAS			X	X	/	X					
MINCADO CON TUBOS (1)			X	X	X	X	X	X	X	X	
MINI-ESCUDOS (1)		X	X	X	X	X	X	X	X	X	
ESCUDO ABIERTO (2)	X	X	X	X	/	X		/	/	/	X
ESC. ABIERTO C/AIRE COMPRIMIDO	X	X	X	X	/	X	/	X	/	X	X
ESCUDO CERRADO					X	X	X	X	X	X	
ESCUDO CON BRAZO EXCAVADOR			X	X		X		/			X
ESCUDO CON ROZADORA	X	X	X	/							
ESCUDO CON RUEDA EXCAVADORA	X	X	X	X		/					
ESCUDO CON ESTRELLA BASCULANTE	X	X	X	X		/					
ESC. EXC. PRESION SUELO BALANC.			X	X	/	/	X	X	/	X	
ESCUDO EXCAVADOR "HYDROSHIELD"		/	X	X	X	X	X	X	X	X	
ESCUDO EXCAVADOR "SLURRY SHIELD"			X	X	X	X	X	X	X	X	/

- NOTAS: (1) A PROFUNDIDADES MODERADAS  
 - (2) EXISTEN MUCHAS MODALIDADES (CON TABLESTACAS DESLIZANTES CON REJILLAS, ETC.)  
 (3) LOS METODOS ANTERIORES TIENEN MUCHAS MAS VARIABLES CUANDO SE USAN BOMBEOS, DRENES O TRATAMIENTOS.

ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE PRODUCIDOS POR LA  
CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS

---

1. ASENTAMIENTO TOTAL EN SUPERFICIE =  $A_{TS}$
- ASENTAMIENTO DEBIDO A MOVIMIENTO DEL  
FRENTE DEL TUNEL =  $A_F$
- ASENTAMIENTO DEBIDO A MOVIMIENTOS RA-  
DIALES HACIA EL TUNEL =  $A_R$
- ASENTAMIENTO DEBIDO A FILTRACIONES DE  
AGUA DEL SUBSUELO HACIA EL TUNEL =  $A_C$

$$A_{TS} = A_F + A_R + A_C$$

$A_F = C_{PC}$  (AREA TUNEL)  $C_{PC} =$  COEFICIENTE METODO CONSTRUCTIVO

$A_R = C_1 (2E + 2H) +$  CONVERGENCIA ANILLO DE DOVELAS

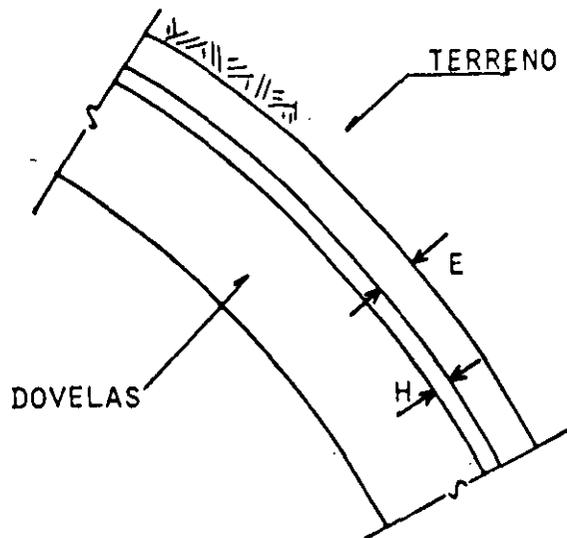
$C_1 =$  COEFICIENTE DE OPORTUNIDAD DE LA INYECCION

DONDE:

E = ESPESOR CAMISA ESCUDO

H = HOLGURA ENTRE DOVELAS Y COLA DEL ESCUDO

$A_C = C_K$  (AREA TUNEL)  $C_K =$  COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD  
SUELO - REVESTIMIENTO TUNEL.

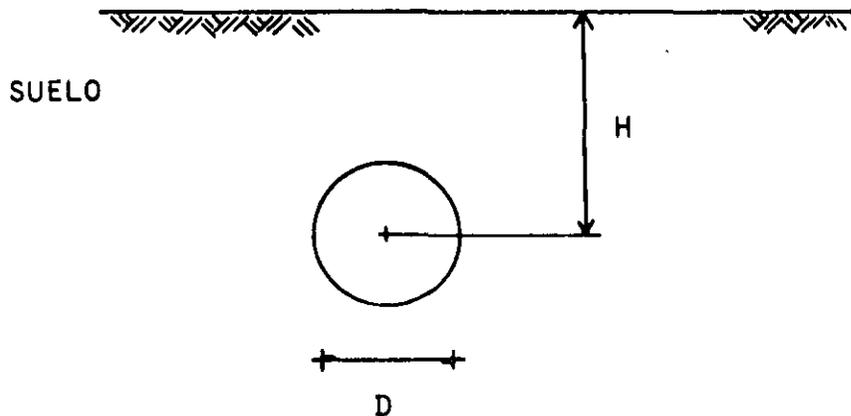


ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE PRODUCIDOS POR LA  
CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS

(CONT)

2. LA FORMA DE LA DISTRIBUCION DE LOS ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE VARIA DE ACUERDO A LAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS.
3. ALGUNOS EJEMPLOS DE ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE.

TUNEL	SUELO	PROF. H(M)	DIAM. D(M)	METODO CONSTRUCTIVO	ASENTAMIENTOS SUP. (CM)
METRO-TACUBAYA	TEPETATE	13-17	9.15	ESCUDO ABIERTO	3 - 8
INTERCEPTOR CENTRAL	LIMOS Y ARENAS BAJO EL N.F.	29	6.25	ESCUDO ABIERTO	6 - 10
	LIMOS, ARENAS Y ARCILLA	29	6.25	ESC. ABIERTO + A.C.	8 - 15
I.C. L7-L6	ARCILLA + LIMO	29	6.25	ESC. ABIERTO + A.C.	12 - 36
CENTRAL ABASTOS	ARCILLA	12	4.00	ESC. EXCAVADOR C/FRENTE PRESUR.	0.7 - 1.5



RENDIMIENTOS

T U N E L			S U E L O	METODO CONSTRUCTIVO	RENDIMIENTO DE LA EXCAVACION M/MES	
NOMBRE	DIAM. (M)	PROF. (M)			MAX.	PROM.
TUNEL TACUBAYA	9.15	15	TEPETATE	ESCUDO ABIERTO 3 DOVELAS CON- CRETO C/EXPAN- SION	160	140
INTERCEPTOR CENTRAL	6.25	29	LIMOS Y ARENAS BAJO EL N.F.	ESCUDO ABIERTO 11 DOVELAS CON- CRETO S/EXPAN- SION	150	125
INTERCEPTOR CENTRAL	6.25	29	LIMOS, ARENAS Y ARCILLAS BAJO EL N.F.	ESCUDO ABIERTO + AIRE COMPRI- MIDO	135	115
COLECTOR 5 DE MAYO	4.0	12	ARCILLAS BAJO EL N.F.	ESCUDO ABIERTO C/REJILLAS	130	100
SEMIPROFUNDO IZTAPALAPA	4.0	12	ARCILLA BAJO EL N.F.	ESCUDO EXCAVA- DOR C/FRENTE PRESURIZADO	325	250

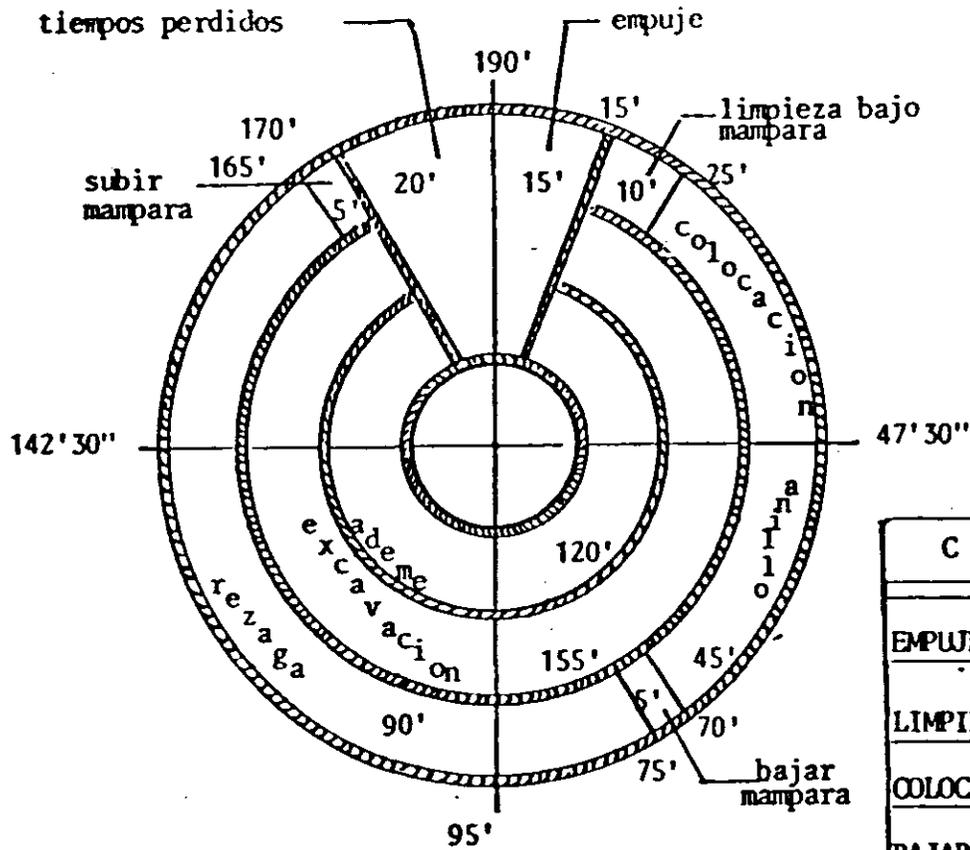
CICLO DE EXCAVACION Y COLOCACION DE ANILLO CON ESCUDO

ESCUDO No. \_\_\_\_\_ LUMBRETA \_\_\_\_\_ FRENTE \_\_\_\_\_

ANILLO No. \_\_\_\_\_ CADENAMIENTO \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_ REPORTO \_\_\_\_\_

JEFE DE FRENTE \_\_\_\_\_



TIEMPOS OPTIMOS

AVANCE = 7.5 ANILLOS/DIA

INYECCION GRAVILLA \_\_\_\_\_ SACOS \_\_\_\_\_  
 DEMORAS \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

CONCEPTO	INICIO	TERMINO	DIFFERENCIA
EMPUJE			
LIMPIEZA BAJO MAMPARA			
COLOCACION ANILLO			
BAJAR MAMPARA			
REZAGA			
SUBIR MAMPARA			
EXCAVACION			
ADEME			

S E G U R I D A D

- 1) REGLAMENTO DE SEGURIDAD
- 2) CAPACITACION DEL PERSONAL
- 3) JUNTAS PERIODICAS
- 4) JERARQUIA DEL DEPARTAMENTO DE SEGURIDAD
- 5) MANEJO DE EXPLOSIVOS
- 6) VENTILACION
- 7) ALUMBRADO
- 8) ANDADORES
- 9) MANEJO DEL AGUA
- 10) EQUIPO DE SEGURIDAD
- 11) LA SEGURIDAD ES UNA INVERSION

## CONCEPTO DE EQUIPO DE TRABAJO

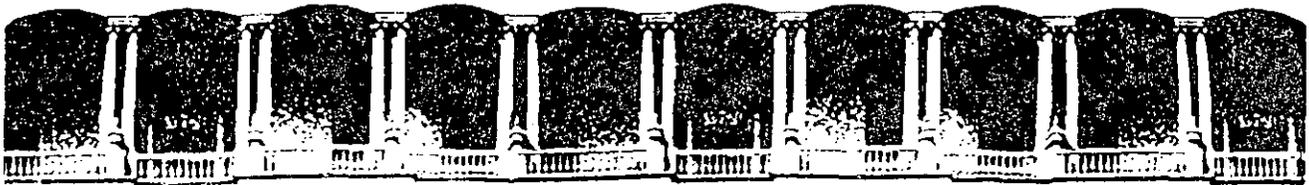
- 1) El proyecto de las excavaciones subterráneas constantemente tiene que estar alimentado por los incidentes de los frentes de trabajo.
- 2) Los métodos y procedimientos constructivos se adecúan y/o cambian muchas veces durante la construcción de la obra.
- 3) Por lo anterior, no se puede pensar en realizar obra subterránea, si no se forma un equipo integrado por el cliente, el proyectista, el constructor y el supervisor.
- 4) Juntas semanales, quincenales y mensuales.

ASPECTOS MEDULARES DE LA CONSTRUCCION  
DE TUNELES

10. Hacer Ingeniería siempre. Imaginar y pensar en los posibles mecanismos de falla: planear procedimientos constructivos alternos; estar siempre alerta para detectar cambios en los materiales excavados.
20. Estar continuamente en el túnel y observar con detenimiento todas las actividades del ciclo, para perfeccionarlas y llegar a los rendimientos óptimos.
30. Los túneles siempre avisan. Si se presenta una condición de inestabilidad y se observan los avisos (graneos, agrietamientos, cargas en los ademes, flujo de agua, etc.), siempre habrá tiempo de poner el remedio y evitar la falla.
40. Desarrollar activamente el concepto de equipo de trabajo, que está formado por todo el personal que interviene en la obra: los que están adentro y también los que están afuera.
50. Promover la competencia entre los diferentes turnos de trabajo, sin olvidar el principio de que todos trabajan juntos para perforar el túnel
60. Siempre es posible mantener el túnel limpio, bien ventilado, bien iluminado y seguro.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS SUFRE MUCHAS MODIFICACIONES Y/O CAMBIOS ESTRUCTURALES DURANTE SU CONSTRUCCION.
- 2) ES INDISPENSABLE UNA COMUNICACION COTIDIANA ENTRE LAS PARTES.
- 3) ES IMPERATIVO TENER EXPERIENCIA PREVIA, TANTO EL PROYECTISTA, EL CONSTRUCTOR Y EL SUPERVISOR.
- 4) SIEMPRE PODRAN TOMARSE MEDIDAS PREVENTIVAS SI SE VIGILA CONSTANTEMENTE EL TUNEL Y SE ESTUDIA Y ANALIZA LA INSTRUMENTACION.
- 5) LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS DEBERAN ESTAR SIEMPRE BIEN ILUMINADAS, BIEN VENTILADAS Y SEGURAS. HACERLO ES UNA INVERSION. EL NO HACERLO, INCREMENTA LOS RIESGOS, AUMENTA EL COSTO Y BAJA LA CALIDAD.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO :**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

*13 al 17 octubre de 1992*

**DISEÑO DE DOVELAS PARA TUNELES DEL METRO**

**ING: ENRIQUE FARJEAT PARAMO**

**ING: SERVANDO DELGADO**





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

**CURSOS ABIERTOS**

IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

**SEGUNDO MODULO:**

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS

**DISEÑO DE DOVELAS PARA TUNELES DEL METRO**

ING: ENRIQUE FARJEAT PARAMO

ING: SERVANDO DELGADO

OCTUBRE DE 1993.



## Diseño de dovelas para túneles del metro alojadas en arcillas compresibles de la Ciudad de México

Enrique Farjeat  
Grupo Mofal, SA de CV, México  
Servando Delgado  
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México

**RESUMEN:** Se describen los conceptos empleados en el diseño realizado para la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) del Departamento del Distrito Federal (DDF), referente al sistema de revestimiento a utilizarse en los túneles del Metro alojados en los suelos blandos de la Ciudad de México. Se considera la utilización de dovelas prefabricadas de concreto como revestimiento único y la alternativa de su empleo como revestimiento primario combinado con un revestimiento secundario colado en sitio. Para el análisis se utilizaron métodos cerrados que consideran la interacción suelo estructura y un modelo de vigas resortes para considerar la variación de rigideces de los elementos, obteniéndose de esta manera la rigidez efectiva del anillo formado por dovelas.

### 1 INTRODUCCION

Para la construcción de las líneas 8 y 10 del Metro de la Ciudad de México, de acuerdo al Plan Maestro del Sistema de Transporte Colectivo (oct. 1983), se tiene proyectada como alternativa a la solución de cañón convencional, la de túneles a profundidades tales que no provoquen daños a las edificaciones vecinas, ni originen problemas viales, así como otras afectaciones a obras de infraestructura, tales como las redes telefónicas, eléctricas, sanitarias e hidráulicas; para ello, se considera un túnel para una sola vía, con un gálibo de 6.15 m de diámetro interior, alojado a una profundidad de 17 m a la clave (ver figs. 1 y 2).

### 2 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS

De acuerdo a los diversos estudios que se han realizado sobre el subsuelo de la Ciudad de México, (COVITUR 1986), se han establecido tres diferentes zonas, según sus características geotécnicas que presentan, clasificándose así de la siguiente manera: zona de lago, formada por arcillas muy blandas y compresibles; zona de transición, constituida por horizontes de arcillas interestratificadas con limos y arenas; y la zona de lomas, compuesta por tobas y rocas volcánicas. Se han diferenciado también dos formaciones arcillosas, la superior y

la inferior para la zona del lago y la zona de transición.

El trazo de las líneas 8 y 10 del Metro, se encuentra localizado en la zona del lago (ver fig. 1) y de acuerdo a su profundidad estará alojado en la formación arcillosa superior; dicha formación está compuesta por suelos que se originaron por depósitos de cenizas volcánicas en un medio lacustre salino, sus componentes mineralógicos son principalmente la montmorilonita y la illita mezcladas con granos del tamaño de los limos y arenas, presentando se a veces alto porcentaje de fósiles e intercalaciones con lentes de vidrio volcánico, limos y arenas; entre sus características más sobresalientes se encuentran su alta relación de vacíos y alto contenido de agua, así como un elevado índice de plasticidad, características de una estructura sensitiva y compresible. Por otro lado, debido a la extracción del agua del subsuelo, se producen abatimientos de presiones de poro, sometiéndose así a la arcilla a un proceso de consolidación y produciéndose además hundimientos, que en el presente siglo han sido hasta de 9.0 m para la zona céntrica de la ciudad.

Para establecer las condiciones medias más probables del subsuelo en el que se alojara el túnel, se ha seguido un modelo de identificación de los diferentes estratos, basado en las condiciones estratigráficas,

propie Índice y resistencia al corte del suelo, mismas que están influenciadas por el proceso de consolidación (TGC 1983); para ello se analizó la información de los sondeos realizados sobre el trazo de las líneas 8 (GEOTEC '84) y 10 (SOLUM '84); correspondiendo unos al centro de la ciudad, donde las arcillas han estado sujetas a un antiguo y prolongado proceso de consolidación por sobrecargas y debido al bombeo del agua de los acuíferos, y otros a la parte oriente de la misma, en la que el proceso de consolidación es mucho menos notable, por ser más reciente. Se considera que la mayoría de los túneles del Metro a construirse en la zona del lago, se excavarán en un subsuelo cuyas condiciones variarán en el rango de estas dos condiciones extremas indicadas.

Mediante análisis estadísticos se determinaron las características mecánicas y las propiedades intrínsecas de los diferentes estratos del subsuelo, obteniéndose así las condiciones medias probables para determinar los modelos teóricos de distribución de esfuerzos naturales preexistentes en la masa del suelo que circunda al túnel, de igual forma se establecieron los valores extremos del suelo. A continuación se presentan algunos parámetros medios del suelo.

Resistencia a la compresión no confinada	$q = 0.10$ a $0.80 \text{ kg/cm}^2$
Angulo de fricción interna	$\phi = 0^\circ$ a $15^\circ$
Contenido de agua	$w = 200$ a $650\%$
Módulo elástico (corto plazo)	$E_c = 40 \text{ kg/cm}^2$
Módulo elástico (largo plazo)	$E_d = 8 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.33$
Viscosidad media	$\gamma = 500 \text{ kg/cm}^2\text{-min}$
Coefficiente de tierras en reposo	$K_0 = 0.50$

Las arcillas a excavar poseen una alta sensibilidad al remoldeo, de manera que cuando se ejecuta una excavación del material, deberá evitarse la generación de grandes deformaciones que alteren o rompan su estructura; de aquí, surge la necesidad de proporcionar un soporte continuo de la excavación durante su desarrollo. Esto es posible mediante el empleo de escudo cortador con presión de lodo bentonítico en el

frente, y la utilización de un revestimiento aplicado en forma inmediata en las paredes, lo que se logra mediante dovelas prefabricadas de concreto unidas entre sí por medio de tornillos, formando anillos que podrán ensamblarse dentro de la zona protegida con el faldón del escudo; el espacio anular dejado entre anillo y suelo, debe llenarse con mortero estando las dovelas fuera del faldón, para así garantizar un buen contacto suelo revestimiento y que éste último constituya un verdadero soporte capaz de ofrecer de inmediato una presión estabilizadora interior que permita controlar también las deformaciones del suelo; por otra parte también, dicho revestimiento debe cumplir con los requerimientos de impermeabilización que garanticen la estanqueidad del túnel. Respecto a este sistema de revestimiento, las experiencias actuales en la Ciudad de México, en relación a la construcción de túneles en este tipo de suelos blandos, consisten en el doble revestimiento: primario a base de dovelas y secundario de concreto colado in situ, considerando que cada revestimiento deberá soportar en forma independiente la totalidad de las cargas debidas a las diversas sollicitaciones, este criterio conservador ha mostrado resultados aceptables en los túneles ya construidos principalmente en el Sistema de Drenaje Profundo.

En el presente diseño, se han establecido tres casos de combinación del sistema de soporte a utilizar:

- Soporte único, capaz de cumplir con los requerimientos de seguridad y servicio de acuerdo a las sollicitaciones.
- Soporte combinado, primario a base de dovelas prefabricadas más un revestimiento secundario colado in situ desarrollando un trabajo estructural conjunto.
- Dos revestimientos, un primario a base de dovelas y un secundario colado in situ, considerados para soportar la totalidad de las cargas en forma independiente.

De cualquier manera, en todos los casos, el sistema de soporte deberá cumplir con los requisitos fundamentales siguientes:

- Dar un soporte continuo inmediato a la construcción del túnel.
- Tomar ventajas de la capacidad resistente del suelo, mediante el desarrollo de deformaciones controladas en el soporte, para desarrollar la resistencia de esfuerzo cortante.
- Tener capacidad estructural para las

sollicitaciones de cargas del suelo y del agua subterránea, para las condiciones de cargas por efecto de consolidación y para las cargas accidentales por sismo.

4. Debe ser un revestimiento estanco que impida las filtraciones del agua del subsuelo hacia el interior del túnel.

### 3 ANALISIS DE CARGAS

En los suelos lacustres como es el caso de las arcillas del Valle de México, las características estratigráficas dependen del agente de deposición de las partículas y del medio en que se depositan, siendo esca o nula la influencia de otros agentes, tales como los efectos tectónicos y los esfuerzos residuales por procesos orogénicos posteriores; en consecuencia, las presiones que estos suelos transmiten a la estructura de un túnel se deben principalmente al peso propio de los estratos sobreyacientes al túnel. En estos suelos poco friccionantes, aunque inicialmente se presenta un efecto de arqueado del material debido a la excavación del túnel, por la evolución de las cargas con el tiempo se llegan a presentar finalmente presiones equivalentes al peso total de los estratos localizados por encima del túnel; el agua subterránea del subsuelo origina una presión adicional sobre el revestimiento debido a que éste último es impermeable, no permitiendo el flujo hacia el interior, evitándose así también abatimientos en la presión de poro que puedan modificar la magnitud de las presiones efectivas. Por otra parte, como ya se indicó, el bombeo de los acuíferos causa una modificación de las presiones de poro, las que a su vez, conllevan una modificación con el tiempo, de las presiones efectivas. De manera general, se ha considerado que el análisis de cargas se puede referir, para fines de cálculo, al nivel del eje medio del túnel, despreciando las variaciones de la presión de tierras y la presión de agua con la profundidad entre la plantilla y la clave del túnel.

#### 3.1 Cargas estáticas normales (corto plazo)

Corresponden al efecto inicial de las cargas del suelo sobre el revestimiento durante el proceso de construcción; para su evaluación se consideró una magnitud de 2/3 del valor total de la presión efectiva ( $P_{vs}$ ), más la presión hidrostática ( $P_w$ ) de la columna de agua freática ( $\bar{z}_w$ ) sobre el túnel; de esta manera, la carga vertical será:  $P_{vs} + P_w = 2/3 [\int_t (H - \bar{z}_w) + \bar{z}_w] + \bar{z}_w \gamma_w$

$H$  = Altura al eje del túnel  
 $\int_t$  = Peso vol. total del suelo  
 $\int_t'$  = Peso sumergido del suelo  
 $\gamma_w$  = Peso vol. del agua

Para la determinación de la presión horizontal total ( $P_{hs}$ ) se utiliza el coeficiente de tierras en reposo ( $K_0$ ), que para los materiales analizados tiene un valor aproximado de 0.5, por lo tanto:

$$P_{hs} = \bar{P}_{hs} + P_w = K_0 \bar{P}_{vs} + P_w$$

$$= K_0 [2/3 [\int_t (H - \bar{z}_w) + \bar{z}_w] + \bar{z}_w \gamma_w] + \bar{z}_w \gamma_w$$

$$\bar{P}_{hs} = \text{Presión horizontal efectiva}$$

#### 3.2 Cargas a largo plazo

Corresponden al valor total de las cargas del suelo sobre el revestimiento, donde:  
 Carga vertical:  
 $P_{vs} = P_{vs} + P_w = [\int_t (H - \bar{z}_w) + \bar{z}_w] + \bar{z}_w \gamma_w$   
 Carga horizontal, con  $K_0 = 0.5$ :  
 $P_{hs} = \bar{P}_{hs} + P_w = K_0 \bar{P}_{vs} + P_w$   
 $= K_0 [\int_t (H - \bar{z}_w) + \bar{z}_w] + \bar{z}_w \gamma_w$

De acuerdo al comportamiento observado de las arcillas de la Cd. de México, se tiene el conocimiento de que el reajuste de esfuerzos en torno a una excavación en túnel, ocurre en forma relativamente rápida, teniéndose así deformaciones instantáneas; en base a esto y mediante la aplicación de un modelo de comportamiento viscoelástico, es posible demostrar que de acuerdo a los parámetros conocidos de viscosidad de la arcilla, el comportamiento a largo plazo ocurre durante un período menor a una semana; por lo que para el análisis de los túneles aquí tratados se considerarán las cargas a largo plazo descritas.

#### 3.3 Cargas por consolidación

Al nivel del túnel, en un período de varios años, se desarrollará el enjamiento del estrato arcilloso, provocando la modificación del estado de esfuerzos naturales preexistentes en su contorno. El abatimiento de la presión de poro en la arcilla que puede generarse durante la vida útil del túnel, dependerá entre varios factores, de las condiciones de explotación de los acuíferos, del abatimiento de presiones de agua en las capas permeables del suelo y de la permeabilidad de las arcillas, en donde influyen tanto la presencia de pequeños lentos de arenas y limos, como las características propias de las arcillas, por lo tanto las condiciones de abatimiento de las presiones de poro a nivel del túnel, variarán de un lugar a otro, de acuerdo a las particularidades de cada caso.

Para la evaluación de los efectos que

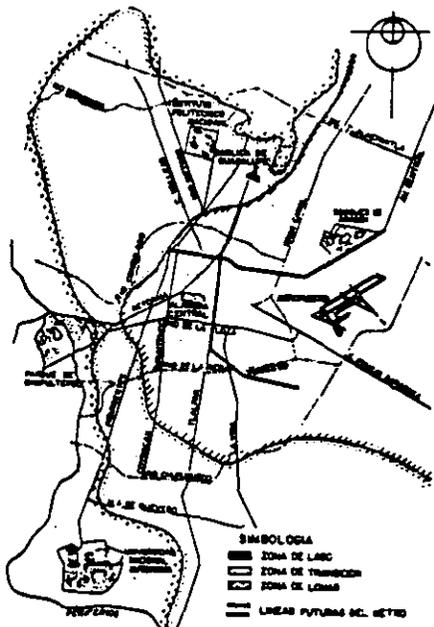


FIG. 1 LOCALIZACION DE LAS LINEAS 8 Y 10 DEL METRO

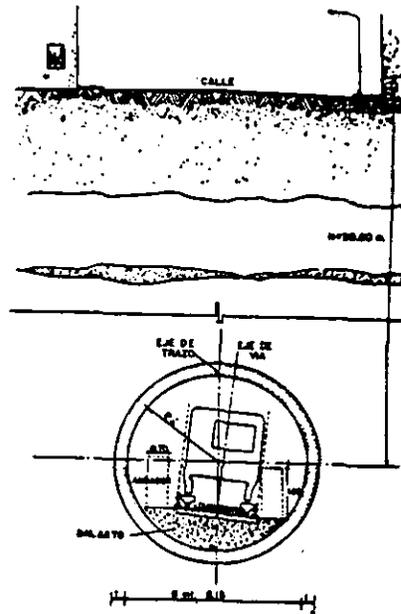
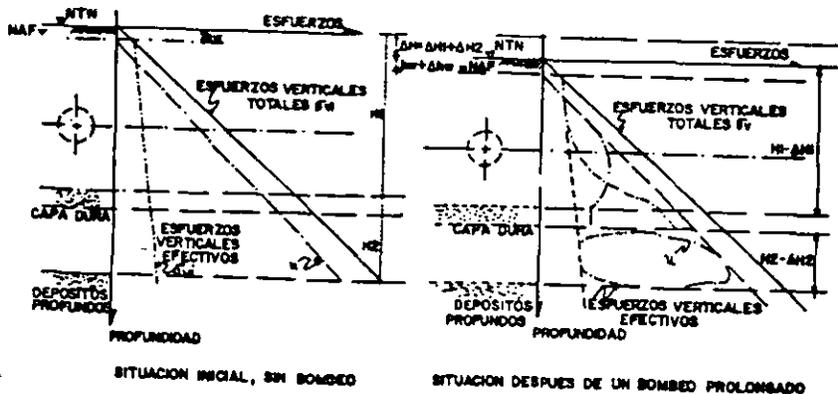


FIG. 2 SECCION TRANSVERSAL DEL TUNEL



$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2$  = ASENTAMIENTO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL TERRENO  
 $\Delta H_1$  = COMPRESION DE LA FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR  
 $\Delta H_2$  = COMPRESION DE LA FORMACION ARCILLOSA INFERIOR

FIG. 3 MODIFICACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS POR EFECTOS DEL BOMBEO

causa sobre los estratos arcillosos el bombeo del agua de los acuíferos, se ha considerado un caso general a partir de la información piezométrica disponible, más confiable, que representa una condición probable del abatimiento de presiones del agua subterránea, considerando que se mantiene un bombeo prolongado y constante en el tiempo.

Las compresiones inducidas por tal bombeo, así como el correlativo hundimiento de la superficie libre del terreno, se presentan esquemáticamente en la Fig. 3, en donde se muestran las modificaciones del estado de esfuerzos verticales totales,  $\bar{Q}_v$ , y efectivo,  $\bar{Q}_v'$ , en las formaciones arcillosas. A continuación se valoran estas modificaciones del estado de esfuerzos:

- Designando por:
- $\bar{Q}$  = El peso volumétrico total del terreno
  - $\bar{Q}_{vi}$  = El esfuerzo vertical total antes del bombeo
  - $\bar{Q}'_{vi}$  = El esfuerzo vertical efectivo antes del bombeo
  - $\bar{Q}_{ni}$  = El esfuerzo horizontal total antes del bombeo
  - $u$  = La presión de poro antes del bombeo
  - $H$  = La profundidad del nivel considerado del túnel

Resultado:

$$\bar{Q}_{vi} = \bar{Q} H$$

$$\bar{Q}'_{vi} = \bar{Q} H - u$$

Al variar  $u$  con el bombeo se modifican las magnitudes de  $\bar{Q}_v$  y  $\bar{Q}'_v$ , en:

$$\bar{Q}_v = 0$$

$$\bar{Q}'_v = -\Delta u$$

por el valor de  $\bar{Q}_v$  es constante e independiente de los abatimientos de presión intersticial.

La variación de los esfuerzos verticales efectivos  $\bar{Q}'_v$ , ocasionan durante el bombeo, una correlativa modificación de la magnitud de los esfuerzos efectivos horizontales,  $\bar{Q}_n$ .

En efecto:

$$\bar{Q}_n = K \Delta \bar{Q}'_v$$

Siendo  $K_0$  el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$  aproximadamente igual a 0.5).

De donde:

$$\Delta \bar{Q}_n = -0.5 \Delta u$$

El efecto del bombeo puede, por lo tanto, tomarse en cuenta sumando al estado de esfuerzos resultante de los esfuerzos por peso propio del terreno, el estado de esfuerzos inducido por bombeo, como se muestra en la Fig. 4. Este último, a su vez, se descompone en dos partes:

- Estado 2a: Variación de la presión de poro por bombeo.
- Estado 2b: Variación de los esfuerzos por bombeo.

El incremento de esfuerzos efectivos en la frontera de la masa arcillosa (estado 2b), genera en el contorno del túnel un

incremento de esfuerzos actuantes que corresponde a una concentración de esfuerzos sobre el revestimiento del túnel. Sin embargo, en términos de esfuerzos totales, este efecto se ve contrarrestado por el decremento de presión de poro en la arcilla (estado 2a), dando por resultado final al estado denominado 3.

Para conocer las modificaciones que se provocan en el revestimiento de un túnel que se construye en un suelo sujeto a la evolución de esfuerzos antes descrita, es necesario tomar en cuenta la interacción suelo-revestimiento durante el proceso de consolidación, para lo cual se ha considerado la utilización del modelo de solución cerrada de J. Alberro (1983), con el que se estima, además, la componente viscosa del comportamiento en la arcilla, con las condiciones de frontera, lejos del túnel, mostradas en la Fig. 4, bajo la condición del estado de esfuerzos 3.

A partir de la información disponible de piezometría de las zonas en estudio, se consideró como una condición probable durante la vida útil del túnel, un abatimiento,  $\Delta u$ , de  $-10 \text{ ton/m}^2$ , condición que corresponde a la zona central de la Ciudad de México en donde se mantuvo un bombeo prolongado y, por consiguiente, la evolución del fenómeno de consolidación ha sido mayormente marcada en relación a la zona oriente de la ciudad, en donde el fenómeno tiene, relativamente, poco desarrollo.

Las condiciones de carga que se obtuvieron del análisis son las siguientes:

Condición 1 - Cargas estáticas normales (cargas a largo plazo)

Línea 8  $P_v = 26.46 \text{ ton/m}^2$

$P_h = 21.96 \text{ ton/m}^2$

Línea 10  $P_v = 25.21 \text{ ton/m}^2$

$P_h = 21.54 \text{ ton/m}^2$

Condición 2 - Cargas estáticas extremas. Caso correspondiente para las características de la línea 8.

$P_v = 26.33 \text{ ton/m}^2$

$P_h = 20.67 \text{ ton/m}^2$

Condición 3 - Cargas por consolidación

$P_v = 26.46 \text{ ton/m}^2$

$P_h = 16.96 \text{ ton/m}^2$

#### 4 GENERALIDADES ESTRUCTURALES DEL REVESTIMIENTO

Para el diseño del sistema de soporte, se ha seguido el criterio plástico o de resistencia última, basado en las recomendaciones de diseño expuestas en el Reglamento del ACI 318-83 y en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1976).

La capacidad resistente de las secciones será multiplicada por  $\phi = 0.7$  de su

resistencia última en el rango de fuerza axial máxima y por  $\theta = 0.9$ , en el rango de momentos máximos (recomendación ACI 318-77).

El factor de carga a aplicar será de 1.4. De esta manera se obtienen los siguientes factores de seguridad:

$$FS = \frac{F C}{\theta} = \frac{1.4}{0.7} = 2.00 \text{ en el rango de compresión máxima}$$

$$FS = \frac{F C}{\theta} = \frac{1.4}{0.9} = 1.56 \text{ en el rango de momentos máximos}$$

Bajo estas consideraciones se construyen, a partir de conceptos básicos del comportamiento del concreto, los diagramas de interacción (del momento y la fuerza axial de compresión) de resistencia última y de cargas de servicio de las secciones a analizar.

Para determinar los elementos mecánicos a que se verán sujetas las secciones de concreto, es necesario conocer la rigidez del anillo que forma el revestimiento. Una primera aproximación para determinar ésta, se logra a través del momento de inercia de la sección "gruesa", calculado como:

$$I_g = b t^3 / 12$$

siendo  $b$  la longitud considerada, y  $t$ , el espesor de revestimiento.

Cuando el momento flexionante actuante provoca esfuerzo de tensión en las fibras extremas de concreto, mayor al esfuerzo admisible, se generan grietas de tensión que reducen el momento de inercia efectivo de la sección y modifican el comportamiento estructural del anillo, al resultar éste de menor rigidez. Para la estimación de este efecto se puede calcular el momento de inercia de la sección agrietada de concreto ( $I_{cr}$ ), utilizando el método conocido como método del área transformada.

De acuerdo a las recomendaciones ACI 318-83, cuando el esfuerzo de tensión calculado en las fibras extremas ( $f = P/A - My/I$ ) resulta mayor al esfuerzo de ruptura del concreto dado como  $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ , se considera que el concreto se agrieta por tensión y entonces se deberá considerar, para el análisis, al momento de inercia de la sección agrietada equivalente. Para momentos flexionantes altos, cercanos al momento de agrietamiento de la sección, el momento de inercia tiende a decrecer en magnitud de su valor inicial ( $I_g$ ) al valor de la sección completamente agrietada ( $I_{cr}$ ); sin embargo, como una aproximación para el análisis, se puede utilizar la condición de sección agrietada, de acuerdo al valor de los esfuerzos de tensión calculados en el revestimiento.

En el caso del soporte a base de dovelas prefabricadas, las juntas de unión entre piezas de concreto actúan a manera de una sección completamente agrietada, que reduce la rigidez del anillo de dovelas en

relación a la rigidez que tendría el mismo si éste fuera continuo, esto debido al efecto de rotaciones posibles entre las juntas. Este efecto incrementa la flexibilidad del anillo y, en consecuencia, reduce los momentos flexionantes en el mismo. Un importante número de pruebas de carga efectuadas sobre anillos de dovelas, con un variable número de éstas (entre cuatro y ocho piezas por anillo), mostró que la rigidez de este tipo de soporte, en el rango práctico de cargas debidas a suelos blandos, puede sufrir una reducción por efecto de juntas del 30% al 95% respecto a la rigidez de un anillo monolítico con el mismo espesor; siendo el promedio de las experiencias obtenidas del orden de 50% (Paul et al, 1983).

Cuando la distribución y magnitud de las cargas que actúan sobre el revestimiento del túnel producen elevados esfuerzos axiales de compresión y reducidos momentos flexionantes en el anillo, como es el caso de una distribución uniforme de esfuerzos en torno al túnel, las juntas no originan reducciones adicionales en la rigidez, dado que la carga axial de compresión no permite que se "abran" las uniones entre piezas. En estos casos, el soporte puede ser considerado como un anillo monolítico desde el punto de vista analítico. El número de juntas en el soporte no produce una influencia significativa en la reducción de la rigidez en el anillo de dovelas.

A partir de una comparación entre las condiciones de carga que habrán de prevalecer en los túneles para el Metro alojado en las arcillas de la Ciudad de México y las experiencias obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio, se ha considerado que una reducción del orden del 50% en la rigidez del soporte a base de dovelas prefabricadas, resulta razonable, como una primera aproximación, para tomar en consideración el efecto que producen las juntas de unión entre piezas. Para determinar con mayor precisión este factor, se emplea un análisis estructural, en el cual es posible variar el momento de inercia del anillo en aquellas zonas en donde se tenga una junta de unión entre piezas prefabricadas, como lo es el modelo de vigas resortes.

Por otra parte, un soporte sujeto a una prolongada sollicitación bajo cargas, suele manifestar una apreciable reducción de su módulo elástico, debido al flujo plástico del concreto. En el Reglamento ACI 318-77, se recomienda que tal reducción se tome como el 50% del valor del módulo elástico inicial del mismo.

En la Fig. 5 se muestra la disposición y dimensiones generales de los elementos del revestimiento que se emplearon para el

diseño, de acuerdo a las diversas combinaciones de trabajo que se consideraron en el sistema de revestimiento. Mediante una serie de diseños preliminares, se obtuvieron los espesores mínimos necesarios para el buen funcionamiento estructural de los elementos, teniendo así que para el caso de revestimiento único, el espesor mínimo de dovelas debe ser de 45 cm; para un doble revestimiento trabajando en conjunto, los espesores mínimos son de 27 cm para las dovelas y de 25 cm para el revestimiento secundario; para el doble revestimiento trabajando en forma independiente cada uno, se obtuvo un espesor de 25 cm para las dovelas y 40 cm para el revestimiento secundario.

Las propiedades de los materiales considerados para el diseño son los siguientes:

Concreto para dovelas:

Resistencia a los 28 días  $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$   
Módulo elástico (corto plazo)

$$E = 159,000 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto para revestimiento secundario

(colado en sitio):

Resistencia a los 28 días  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
Módulo elástico (corto plazo)

$$E = 134,397 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo:

Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$   
Módulo elástico  $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

Acero para tornillos de unión (A-325)

Esfuerzo de fluencia  $f_y = 6,440 \text{ kg/cm}^2$   
Módulo elástico  $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

##### 5 METODOS DE ANALISIS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Como es sabido, la apertura de una cavidad en el interior de una masa de suelo y la colocación de un sistema de soporte en la misma, origina una serie de cambios en las condiciones de esfuerzo y deformación pre-existentes en el medio, que dependen de una serie de factores entre los cuales destacan, principalmente, las características del comportamiento mecánico del suelo, las variaciones en las condiciones en las condiciones hidráulicas del medio, los procedimientos constructivos en la excavación, la colocación del sistema de soporte y las características de rigidez y flexibilidad del mismo.

En el análisis de la interacción entre el suelo y la estructura de soporte, se asume la hipótesis de que el soporte se coloca en el túnel, logrando un contacto adecuado con el suelo, en un lapso de tiempo anterior al instante en el cual las modificaciones de esfuerzo y deformación del medio lleguen a su equilibrio final. Así,

si el soporte se coloca en un lapso de tiempo intermedio, antes de que el suelo alcance su deformación total y si, además, entre el soporte y suelo existe una holgura o espacio libre no mayor a las deformaciones que es capaz de sufrir el suelo circundante sin fallar, entonces el soporte entrará en interacción con el suelo y se iniciará una serie de acciones y reacciones entre ambos que dan por resultado una estructura que trabaja mediante un comportamiento mecánico conjunto.

Estas condiciones de partida para el análisis, pueden cumplirse mediante el empleo de un método constructivo basado en el uso de un escudo cortador con presión en el frente, así como de un revestimiento primario de dovelas y la inyección de un mortero de relleno en el espacio anular existente entre la superficie exterior del anillo de revestimiento y el perfil de la excavación, durante el avance del escudo excavador.

En el análisis de interacción suelo-soporte, se han elaborado algunos principios para definir el comportamiento de un soporte rígido, en el cual no se producen cambios apreciables en la geometría original del mismo y en consecuencia se generan momentos flexionantes substanciales y, por otro lado, para definir el comportamiento de un soporte flexible, caracterizado por la modificación de su geometría original, paralelamente al desarrollo de una distribución uniforme de esfuerzos en torno al túnel y de una reducción importante de los momentos flexionantes en las secciones transversales del revestimiento. Una distribución favorable de presiones en torno al túnel depende del desarrollo de la resistencia al corte del subsuelo y de la resistencia pasiva del mismo, activadas por las deformaciones del revestimiento. La experiencia ha demostrado que todo tipo de suelo es capaz de desarrollar su resistencia al corte, (limitada por las condiciones de flujo plástico o aflojamiento), que le permiten colaborar a la estabilización del túnel.

En el caso de un revestimiento rígido, relativamente a la rigidez del medio, el momento flexionante y la compresión se calculan sin considerar la interacción entre el suelo y el soporte (Fig. 6). Las cargas que actúan en este anillo corresponden a la condición natural pre-existente en el medio. Sin embargo, un procedimiento más realista para determinar los momentos flexionantes y la fuerza axial en un revestimiento con rigidez intermedia, consiste en evaluar las deformaciones que se habrán de producir en el túnel al interactuar el terreno y el soporte, a partir de las experiencias

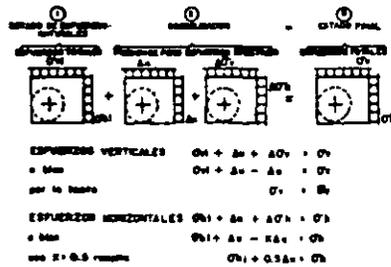


FIG. 4 EVOLUCION DE ESFUERZOS DURANTE EL PROCESO

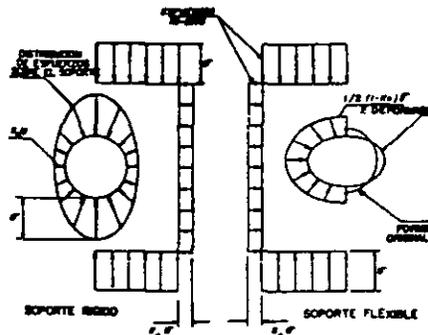


FIG. 6 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

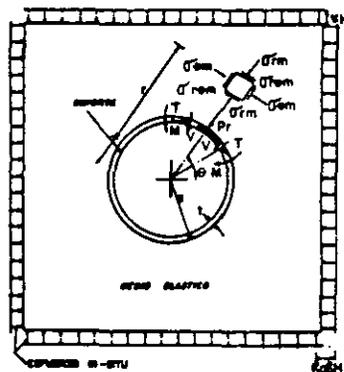
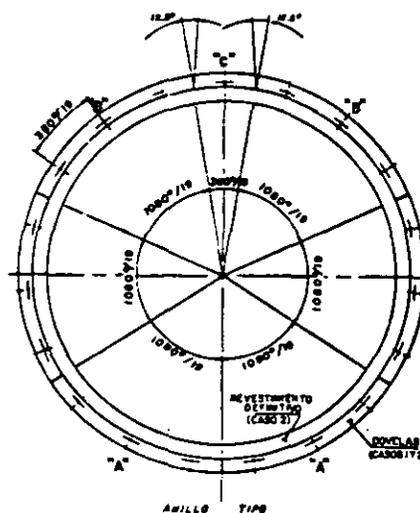


FIG. 7 MODELO PARA EL METODO ELASTICO



DIMENSIONES

AL.T. DOVELAS COMO REVESTIMIENTO TO LIBRO	AL.T. DOVELAS MAS REVESTIMIENTO DE FRUITSO DE FRUITSO 2 I TAMBALO COLANTO
DIAMETRO EXTERIOR= 8,180 mm	7,180 mm
DIAMETRO INTERIOR= 7,080 mm	6,680 mm
ESPAZOR DE DOVELA= 480 mm	270 mm
ANCHO DE DOVELA= 1,080 mm	
RADIO AL EJE MEDIO DE DOVELA= 1,480 mm	

REVESTIMIENTO DEFINITIVO  
 CONCRETO REFORZADO ESCALADO 2' x 3' x 250 mm

FIG. 5 CARACTERISTICAS DEL REVESTIMIENTO— SECCION TRANSVERSAL

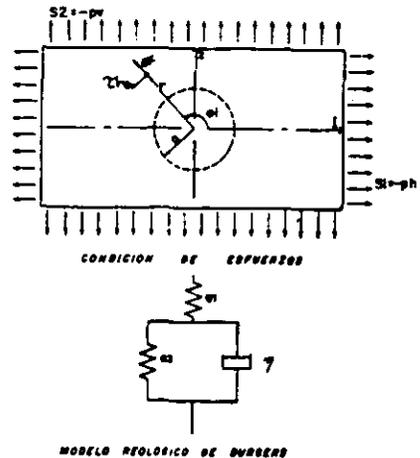


FIG. 8 MODELO DE SOLUCION VISCO-ELASTICA

adquiridas bajo condiciones de trabajo similares al caso particular en estudio. En un diseño semi-empírico, es imperativo evaluar los cambios de la geometría del túnel, basándose en el conocimiento de la distorsión diametral del mismo, considerando cierta flexibilidad del soporte, a partir de la información disponible de casos similares.

En años recientes se han elaborado diferentes modelos de análisis de la interacción entre el suelo y la estructura de soporte de túneles, entre los que destacan los métodos empíricos o semi-empíricos de análisis, cuyos principios se desprenden de un gran número de experiencias en túneles construidos bajo variadas condiciones, así como los métodos numéricos basados en la aplicación de teorías del comportamiento estructural del sistema conjunto suelo-soporte.

De estos modelos se han elegido, por su mejor correlación con las condiciones que habrán de prevalecer en los túneles del Metro, al método semi-empírico de Peck (1969), al método de solución cerrada aplicado en un medio con comportamiento elástico lineal, desarrollado por Ranken et al (1978), además, siendo que en arcilla sujeta a un desequilibrio de presiones, se ha observado la generación de deformaciones diferidas que corresponden más a un comportamiento viscoelástico que a uno puramente elástico, se ha considerado la aplicación de un modelo matemático, desarrollado por J. Alberro (1983), que reproduce dicho comportamiento. Por otra parte, existen métodos de análisis más refinados cuya complejidad, debido al número de incógnitas que plantean, requieren del conocimiento adecuado de las características del medio con las cuales se determinen los parámetros y los elementos del modelo de análisis, tal es el caso del modelo de vigas-resortes y el método de elementos finitos.

### 5.1 Método Semi-empírico de Peck

El método semi-empírico de Peck consiste en la adopción de una serie de principios básicos y en detalle de las características del sistema de soporte para correlacionarlas con las características propias del suelo, con el fin de precisar, a partir de experiencias obtenidas en obras subterráneas y bajo condiciones similares a las del túnel en estudio, las características de interacción del suelo y el soporte con los cuales se establezcan las condiciones de diseño del sistema de soporte.

El conocimiento empírico de la

redistribución de cargas en torno a túneles construidos en arcillas blandas (Peck, 1969), a partir de la relación  $P/P_z$ , donde  $P$  es la carga que actúa sobre un túnel dado, deducida directamente por mediciones de esfuerzos in situ, o indirectamente a partir de los esfuerzos de compresión en el revestimiento, y  $P_z$  es la carga total debida al peso del subsuelo por encima del nivel del túnel, ha demostrado que la carga  $P$  no llega a exceder el valor de  $P_z$ , a excepción de algunas arcillas expansivas y con flujo de agua. En la generalidad de los casos observados, las cargas que actúan sobre el revestimiento resultan menores a la presión total de recubrimiento,  $P_z$ . En el caso de las arcillas blandas de la Ciudad de México, resulta razonable considerar como un valor límite a la presión vertical total del suelo,  $P_v = P_z$ . El esfuerzo axial de compresión,  $T$ , en el revestimiento está dado por:

$$T = P_v R,$$

siendo  $P_v$  la carga vertical que actúa sobre el túnel y  $R$  el radio del mismo.

La generación de momentos flexionantes en el revestimiento depende de la distorsión del túnel, que puede ser descrita con suficiente aproximación a partir del cambio en su diámetro horizontal considerado igual al cambio de su diámetro vertical, pero en sentido contrario. Algunos revestimientos son intrínsecamente más flexibles que otros, por ejemplo, por la incorporación de juntas de unión entre piezas prefabricadas de concreto (dovelas), sin embargo, la información disponible muestra que, en un amplio rango de casos observados en suelos arcillosos blandos, los cambios de diámetro son del orden del 0.5% y rara vez se llega a exceder este valor. El momento flexionante máximo del revestimiento, se calcula como:

$$M = 3 \frac{E I \Delta D}{R D}$$

siendo  $E$ ,  $I$  y  $R$  el módulo elástico, el momento de inercia y el radio al eje del revestimiento, y  $\Delta D/D$  la distorsión diametral del túnel, considerada igual a 0.005 (condición a largo plazo).

### 5.2 Modelos numéricos de análisis

A pesar de que el comportamiento del subsuelo no es exactamente el de un medio continuo e isotrópico, se han desarrollado algunas soluciones para el análisis de la interacción suelo-soporte, basadas en la suposición de que el suelo sigue precisamente leyes del comportamiento de la mecánica del medio continuo.

De esta manera, se tienen soluciones

generales deducidas de modelos de análisis "cerrados", considerando dos casos del comportamiento del suelo; por un lado se tiene el caso de un comportamiento elástico lineal y, por otro, el comportamiento visco-elástico que suelen manifestar las arcillas blandas actualmente en estudio.

Para la aplicación de un criterio de análisis elástico, es necesario adoptar las siguientes hipótesis de cálculo:

- La respuesta de deformación en el suelo es instantánea respecto al cambio de esfuerzos.

- La relación entre esfuerzos y deformaciones es lineal.

- Los esfuerzos nunca exceden los límites del comportamiento elástico del suelo.

Con respecto a las condiciones de contacto entre el suelo y el soporte, en la solución del modelo de interacción se han considerado únicamente dos casos extremos:

1. Condición de no-deslizamiento. Se presenta si la resistencia al corte del suelo excede a los esfuerzos de cortante en el contacto suelo-revestimiento.

2. Condición de libre deslizamiento. Ocuere en el caso en el que la resistencia al corte es nula y el revestimiento no ofrece oposición al desplazamiento tangencial del subsuelo.

La rigidez del sistema conjunto suelo-soporte ha sido dividida, en forma convencional, en dos tipos diferentes. La primera es la rigidez extensional, que es una medida de la presión uniforme, necesaria para causar una deformación diametral unitaria en el revestimiento sin provocar cambios en su forma. La segunda es la rigidez flexionante que, en este caso, corresponde a una medida de la magnitud de presión no uniforme necesaria para causar una deformación diametral unitaria del revestimiento, resultante de un cambio de su forma, originalmente circular, a una elíptica.

En los trabajos elaborados por Burns y Richards (1964) y Hög (1968), en el análisis de la interacción suelo-estructura se destacan cuantitativamente las rigideces relativas del suelo y el soporte que permitieron plantear modelos posteriores, tales como los desarrollados por Peck et al (1972) y, más recientemente, por Ranken et al (1978), que han permitido deducir las ecuaciones generales con las cuales se obtienen las deformaciones y los elementos mecánicos en el revestimiento de túneles profundos.

En estos estudios la rigidez relativa del soporte y el medio que le rodea es caracterizada por dos relaciones designadas como la relación de compresibilidad y la relación de flexibilidad.

La relación de compresibilidad es la razón entre la rigidez extensional del medio

relativa a la del revestimiento. La relación de flexibilidad es la razón entre la rigidez flexionante del medio, relativa a la rigidez flexionante del revestimiento.

En el revestimiento del túnel en realidad se presentará una condición intermedia entre los dos casos señalados. Sin embargo, las diferencias entre los resultados obtenidos para uno u otro caso son de bajo porcentaje, siendo en realidad poco significativas.

La Fig. 7 muestra el modelo cerrado empleado en el método elástico de Ranken.

Para analizar los efectos de la redistribución de esfuerzos y el desarrollo de deformaciones en el revestimiento y en el terreno en torno al túnel, se ha seguido el modelo de análisis desarrollado por J. Alberro (1983).

Con el modelo de análisis se tratan de reproducir los mecanismos de deformación diferida, originada por el desequilibrio de presiones en el suelo, característica de un comportamiento viscoso de la arcilla y que se ha observado en los suelos arcillosos de la Ciudad de México.

A fin de reproducir el comportamiento visco-elástico del terreno, se utiliza un modelo reológico de Burgers, como se muestra en la Fig. 8. En el modelo supuesto, la evolución de la deformación bajo carga en el terreno se analiza distinguiendo dos tipos de respuesta: Por un lado, se considera una respuesta inmediata del terreno, mediante la adopción de una componente elástica determinada por medio de la elasticidad inicial,  $G_1$ , del suelo. En seguida se presenta un proceso evolutivo de deformaciones diferidas que dependen de la viscosidad del suelo y de la respuesta elástica a largo plazo del mismo; para ello se distinguen los parámetros de viscosidad,  $\eta$ , y de la componente elástica,  $G_2$ , que simulan dicho comportamiento, siendo la relación:  $G_1 \cdot G_2 / (G_1 + G_2)$ , igual al módulo elástico de la arcilla, a largo plazo. Durante el proceso de reajuste y equilibrio, se considera constante el valor de la relación de Poisson del suelo en el tiempo y se determinan, a partir del análisis numérico del modelo antes descrito, las expresiones que permiten calcular el estado de esfuerzos y deformaciones en el suelo y en el revestimiento para un instante,  $t$ , dado.

### 5.3 Modelo de vigas-resortes.

Consiste en un modelo de análisis basado en la teoría de las estructuras discretas, en el cual se idealiza al conjunto estructural suelo-revestimiento mediante barras y resortes con propiedades elásticas, en

un modelo bidimensional como el que se muestra en la Fig. 9. La mayor dificultad que se tiene para aplicar este modelo de análisis, estriba en encontrar una correlación acertada entre el modelo idealizado y el comportamiento real de la estructura conjunta, suelo y soporte, a partir de las características del comportamiento de ambos.

En el caso del modelo de vigas-resorte, se tienen planteamientos que permiten tomar en consideración algunos aspectos importantes de la interacción suelo-estructura que, en el modelo de análisis semi-empírico y en los métodos numéricos cerrados no se pueden precisar, tal es el caso de la influencia que tienen las juntas entre dovela y dovela, en el momento de inercia y en la flexibilidad del revestimiento formado por anillos de piezas prefabricadas, así como por la creación de secciones con rigidez reducida por efectos de agrietamientos locales.

En general, el modelo de vigas-resortes para el análisis de túneles es una estructura estáticamente indeterminada con las siguientes características:

1. Se plantea un esquema de análisis en el cual se simplifica a la estructura real respecto a cargas, elementos, materiales y sus propiedades, condiciones de apoyo del sistema y de conexiones entre elementos. Para el revestimiento se emplean elementos reticulares o vigas cuyo número depende de la precisión que se desee obtener en los resultados; en las juntas de unión entre dovelas se considera una viga corta, de rigidez reducida, que es determinada considerando el área de contacto entre las piezas de concreto; el suelo que rodea al túnel queda idealizado, a su vez, por una serie de resortes articulados en sus extremos en sentido radial y tangencial, formando una especie de soporte del suelo; se considera, además que las fronteras del sistema completo están libres de desplazamiento vertical y horizontal. Las presiones a nivel de túnel en el sistema se transforman en cargas nodales equivalentes, calculadas a partir del producto de la presión de suelo y agua por la proyección correspondiente, horizontal o vertical, de cada elemento, dividida entre dos y aplicada en cada nudo.

2. Se plantean las hipótesis del funcionamiento de la estructura. En esta etapa se recurre a las leyes del comportamiento mecánico de los materiales; en el caso más simple se trata de las leyes de la elasticidad, así cada elemento se idealiza representando su comportamiento mediante parámetros intrínsecos, constantes de cada elemento, de acuerdo a las propiedades del material real que representa, como son el

módulo elástico y la relación Poisson. Para el caso del suelo, en el modelo se hace la suposición de que los resortes del anillo de soporte representan a aquella zona que directamente se deforma con el revestimiento, debido a las cargas externas impuestas en el sistema. Aunque no existe en realidad una relación simple entre la deformación del suelo y la presión de contacto del revestimiento con el suelo, el análisis se basa en la consideración arbitraria de que una deformación de cualquier elemento de un área cargada es independiente de la carga que actúa sobre los elementos adyacentes, suponiendo así una relación lineal entre cargas y deformaciones en el contacto suelo-soporte y en áreas reducidas, idealizando éstas por medio de resortes.

Para determinar la rigidez de los resortes radiales que simulan al suelo se emplea la fórmula de Dixon (Paul et al, 1983):

$$K_r = E_m b \theta / (1 + \nu_m)$$
 siendo  $E_m$  - Módulo elástico del suelo.  
 $b$  - Dimensión de revestimiento tomada en consideración, en dirección longitudinal

$\theta$  - Angulo contenido por el área tributaria del resorte radial  
 $\nu_m$  - Relación de Poisson del suelo.  
La rigidez de los resortes tangenciales se puede obtener de la siguiente relación:

$$\frac{\text{Rigidez tangencial}}{\text{Rigidez radial}} = \frac{G}{E} = \frac{1}{2(1 + \nu_m)}$$
 Si el esfuerzo de corte en el contacto suelo-revestimiento resulta mayor a la resistencia al corte del suelo, la rigidez del resorte tangencial, en esta área, debe ser reducida a cero.

3. Estudio del sistema conjunto. Las hipótesis de trabajo de cada elemento son ensambladas, para todo el sistema, mediante principios fundamentales del funcionamiento del mismo, de donde se llegan a plantear una serie de ecuaciones de cuya solución derivan las condiciones de esfuerzo y deformación de cada elemento. El número de incógnitas en el sistema de ecuaciones resulta ser igual al número total de nodos de los elementos por el número de grados de libertad supuestos en cada nudo.

El procedimiento de cálculo seguido es el siguiente: En un primer tanteo se considera el momento de inercia "grosso" del revestimiento ( $I_g$ ), considerando que las secciones no se han agrietado en forma significativa. En el caso en que las cargas generen momentos flexionantes altos, se identifican los nodos en donde se localicen éstos y se sustituye el momento de inercia de los elementos por su correspondiente momento de inercia reducido por agrietamiento de la sección ( $I_{GR}$ ). En el suelo se ha supuesto que los resortes tienen trabajo sólo



## 7 EFECTOS SISMICOS

Dentro de las condiciones de daño por sismo se tienen las debidas a la distorsión del revestimiento y a los esfuerzos impuestos por las ondas sísmicas inducidas por el temblor, que viajan por el subsuelo adyacente al túnel. Este aspecto es el que se trata a continuación.

El comportamiento estructural del revestimiento del túnel bajo carga por sismo se puede evaluar determinando:

1) Las distorsiones impuestas en el revestimiento por el esfuerzo dinámico en la masa del suelo adyacente, inducido por las ondas del sismo y.

2) La amplificación dinámica de los esfuerzos o deformaciones asociados con una onda del sismo chocando contra el túnel.

a) Tratamiento seudo-estático de la respuesta al esfuerzo de onda sísmica

Para los casos en que la amplificación dinámica de esfuerzos y deformaciones, asociados con una onda chocando contra un túnel, es insignificante, la carga sísmica puede considerarse como una carga seudo-estática. Para este caso las deformaciones y los esfuerzos correspondientes, en la masa del suelo cercana al túnel, se pueden estimar usando el esfuerzo pico asociado con el esfuerzo de onda de campo libre y los factores de concentración del esfuerzo estático, correspondientes a la forma de la abertura. Estudios analíticos (Merritt et al, 1985), han demostrado que la amplificación dinámica de esfuerzos asociados con un esfuerzo de onda chocando contra un túnel es insignificante, si el tiempo de incremento de las vibraciones es mayor a dos veces el tiempo de tránsito de las mismas a través de la abertura. En estos casos el gradiente de los esfuerzos de campo libre a través del túnel es relativamente pequeño y la carga sísmica se puede considerar como una carga seudo-estática.

El tiempo de tránsito  $t_T$  de una onda de corte a través del túnel se puede estimar como sigue:

$$t_T = \frac{D}{v_s}$$

Donde D es el diámetro del túnel y  $v_s$  la velocidad de la onda de corte de la masa de suelo. El tiempo de incremento se puede considerar como 1/4 del período asociado con la frecuencia más alta,  $f_1$ , con la que las velocidades pico podrían ocurrir en la masa de suelo en un sismo, como se muestra en la Fig. 13.a.

Los registros de los sismos del 6 de

Julio de 1964 y del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, indican que las velocidades pico ocurren con un período de aproximadamente 2 segundos. Por lo tanto, el tiempo de incremento sería:

$$t_T = 1/4 \times 2 \text{ segundos} = 0.5 \text{ segundos}$$

Para un túnel de 6.15 m de diámetro, excavado en la Formación Arcillosa Superior, con una velocidad de onda de corte  $v_s$  de 50 m/seg, el tiempo de tránsito sería:

$$t_T = \frac{6.15 \text{ m}}{50 \text{ m/seg}} = 0.12 \text{ segundos}$$

El tiempo de incremento es, por lo tanto, aproximadamente 4.2 veces el tiempo de tránsito, por lo que la amplificación dinámica debida a la reflexión y refracción de las ondas chocando contra el túnel es insignificante. Por lo anterior, se cumple con la condición requerida para el tratamiento seudo-estático de la respuesta al esfuerzo de onda y la amplificación dinámica de esfuerzos y deformaciones se puede considerar insignificante.

b) Distorsión del revestimiento

La deformación inducida en el suelo por el sismo y que será impuesta a la estructura subterránea, es de dos tipos: a) deformación "serpenteante", como se ilustra en la Fig. 13.b y b) de corte u ovalamiento, como se ilustra en la Fig. 13.c.

Efecto "serpenteante". La respuesta estructural del revestimiento depende de la rigidez relativa del revestimiento con respecto al suelo adyacente. La flexibilidad del revestimiento, relativa a la masa del suelo, como un largo tubo angosto sujeto al movimiento del suelo por el sismo, no se ha definido matemáticamente en la literatura disponible. Para los túneles en roca o suelo firme se puede suponer que el túnel debe ajustarse a la deformación del suelo inducida por el sismo. Para suelo muy blando, es posible que exista alguna interacción entre el suelo y la estructura, lo que puede modificar la deformación del revestimiento. Análisis del Metro "Trans-Bay BARTD", indican que, para el lodo blanco de la bahía de San Francisco, la rigidez del Metro reducía la deformación del suelo en campo libre en aproximadamente 15 % (Huesel, 1969). Esta reducción es relativamente pequeña, por lo que un cálculo razonable, pero conservador, de los efectos serpenteantes en el túnel puede resultar de suponer que el túnel experimenta la misma deformación, inducida por las ondas generadas por el sismo, que el suelo.

La deformación serpenteante se produce por ondas que se propagan

en dirección paralela u oblicua al eje del túnel. Tales ondas, propagándose a 45° respecto al eje del túnel, producen un esfuerzo unitario longitudinal máximo  $\epsilon_1$ , que puede ser estimado como sigue:

$$\epsilon_1 = \frac{v_{\max}}{v_s} + \frac{0.7 a_{\max} R}{v_s^2}$$

Donde:

R = Radio del túnel al eje neutro = 3.275 m

$v_s$  = Velocidad sísmica de onda de corte en el suelo

$v_{\max}$  = Velocidad máxima de partícula en el suelo inducida por la vibración del sismo

$a_{\max}$  = Aceleración máxima de partículas en el suelo inducida por la vibración del sismo.

Los datos sísmicos de la arcilla blanda de la Ciudad de México indican que la aceleración pico del suelo a una profundidad del túnel de cerca de 20 m puede ser alrededor de la mitad de la aceleración pico en la superficie del terreno (Zeevaert 1983). El sismo del 19 de septiembre, según reportes, produjo una aceleración pico de aproximadamente 0.2 g en la superficie, con un período predominante de 2.0 segundos. Para el análisis del túnel se supone una aceleración pico de 1.1 g. La velocidad máxima de partícula correspondiente a estos valores, suponiendo un movimiento del suelo armónico, se puede entonces calcular como:

$$v_{\max} = \frac{a_{\max}}{2\pi} \delta, \quad \delta = (2 \text{ seg})$$

$$v_{\max} = \frac{1.1}{2\pi} (9.8 \text{ m/seg}^2) (2 \text{ seg}) = 0.31 \text{ m/seg}$$

La deformación unitaria máxima impuesta por una onda viajando paralelamente al eje del túnel puede, por consiguiente, estimarse como sigue:

$$\epsilon_1 = \frac{0.31 \text{ m/seg}}{32,450 \text{ m/seg}} + \frac{0.7 (0.1) (9.8 \text{ m/seg}^2) (3.275 \text{ m})}{(50 \text{ m/seg})^2} = 0.004$$

Esta magnitud de deformación unitaria excede la del rango elástico del concreto.

Donde esta deformación produce tensión, se espera que un revestimiento de dovelas de concreto pueda acomodarse a la deformación, al abrirse las juntas entre los anillos de dovelas.

Un revestimiento de concreto reforzado, colado in situ, podría acomodar esta deformación mediante el fisuramiento del concreto; en este caso, el refuerzo sirve para distribuir la deformación en un gran número de pequeñas fisuras, en lugar de pocas y grandes grietas. Donde esta deformación unitaria produce compresión, el concreto se

deformará dentro de la zona plástica, acercándose a su resistencia última. Algunas referencias (Merritt et al, 1985), indican que la deformación unitaria máxima de compresión aprovechable para esta condición de carga dinámica es 0.002. Una deformación unitaria de 0.003 es la máxima recomendada para el diseño al límite. Pruebas de laboratorio indican, sin embargo, que bajo condiciones de deformación rápida, se pueden tolerar deformaciones unitarias del concreto dentro de un rango de 0.004 a 0.005, 6 más, antes de que ocurran astillamientos o desprendimientos por compresión.

Deformación de ovalamiento o de corte del revestimiento: Otro efecto a considerar son los movimientos de sismo producidos por ondas de corte, propagándose perpendicularmente al eje del túnel. Estos movimientos distorsionan el revestimiento circular en una elipse como se muestra en la Fig. 13.c.

El comportamiento estructural del revestimiento, bajo estos movimientos del suelo, depende de la rigidez relativa del revestimiento respecto a la del suelo adyacente. La rigidez relativa del revestimiento respecto al cilindro de suelo que reemplaza, se puede evaluar por la relación de flexibilidad, que se define como:

$$F = \frac{E_m R^3}{6 E_1 I_{\text{eff}}} \frac{(1 - \nu_1^2)}{1 + \nu_m}$$

Donde:

$E_m$  = Módulo elástico del suelo = 40 kg/cm<sup>2</sup>

$\nu_m$  = Relación de Poisson = 0.3

$E_1$  = Módulo elástico del revestimiento (concreto) = 159,000 kg/cm<sup>2</sup>

$\nu_1$  = Relación de Poisson del revestimiento (concreto) = 0.17

R = Radio del revestimiento = 3.275 m

$I_{\text{eff}}$  = Momento efectivo de inercia del revestimiento de dovelas (para la sección agrietada reducida por efecto de las juntas) = 0.0010 m<sup>4</sup>/m

Para estos valores:

$$F = \frac{(40 \text{ kg/cm}^2)(3.275 \text{ m})^3}{6(159,000 \text{ kg/cm}^2)(0.0010 \text{ m}^4/\text{m})} \frac{(1 - 0.17^2)}{(1 + 0.3)} = 1.1$$

Cálculos de la interacción suelo-revestimiento para diferentes condiciones de carga (Peck, et al, 1972), muestran que un revestimiento se comportará como flexible si la relación de flexibilidad es mayor de 10. En tales casos las distorsiones del revestimiento se pueden suponer iguales a las del campo libre. Para el caso en donde F es = 1.1, el revestimiento rígido resistirá la deformación del suelo hasta cierto punto y experimentará deformaciones un poco menores de lo que la masa del suelo tendría si no existiera el túnel. Como un cálculo

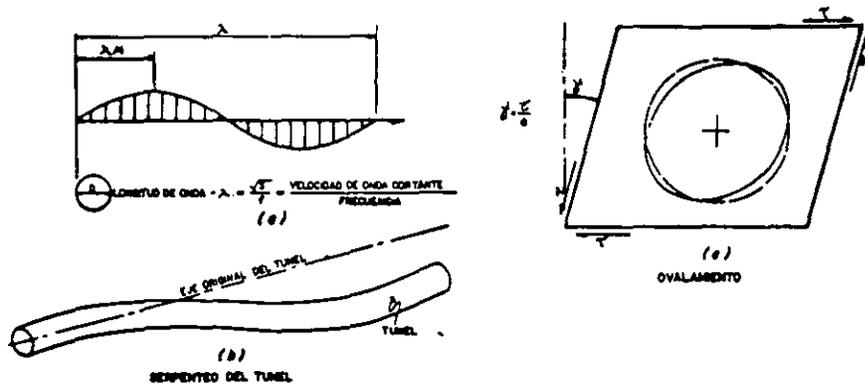


FIG.13 EFECTOS SISMICOS EN UN TUNEL

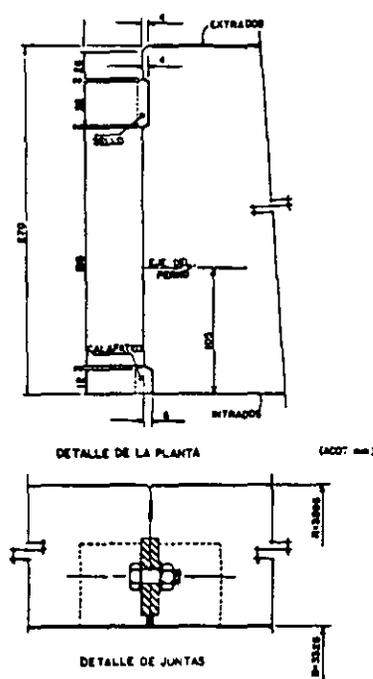


FIG.14 JUNTA DE DOVELAS DEL REVESTIMIENTO UNICO

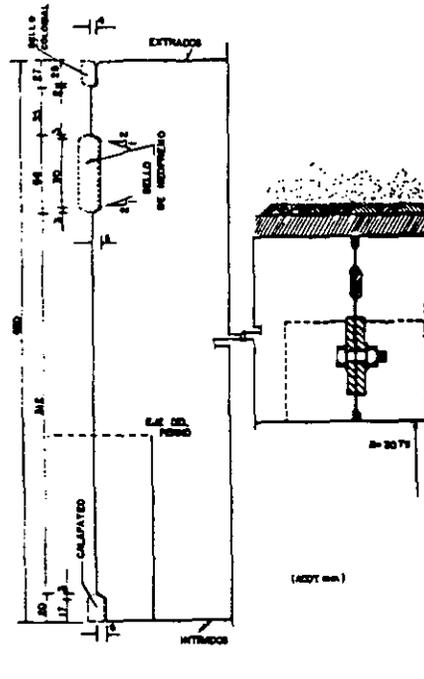


FIG.15 JUNTA DE DOVELAS DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO

conservador, se puede suponer que el túnel experimenta la misma deformación que la masa del suelo; la deformación unitaria máxima inducida en el revestimiento del túnel está dada por:

$$\epsilon = \frac{2 v_{\text{máx}}}{v_s} \left( \frac{t}{R} + \frac{3}{16} \frac{E_m R}{E_1 t} \right)$$

Donde  $t$  = espesor revestimiento = 400 mm = 0.4 m; los otros parámetros son los que se definieron anteriormente. Para este túnel:

$$\epsilon = \frac{2 (0.31 \text{ m/seg})}{(50 \text{ m/seg})} \left[ \frac{0.4 \text{ m}}{3.275 \text{ m}} + \frac{3}{16} \frac{(150,000 \text{ kg/cm}^2) (3.275 \text{ m})}{(150,000 \text{ kg/cm}^2) (0.4 \text{ m})} \right] = 0.0015$$

Esta deformación unitaria de ovalamiento es menor que la debida a la deformación serpenteante y se considera aceptable.

#### 8 JUNTAS DE UNION ENTRE DOVELAS

Bajo carga, las juntas entre dovelas son secciones débiles del revestimiento porque alojan los sellos de impermeabilización y porque el acero de refuerzo (en este caso los pernos), pasa a través de ellas, con lo que se reduce el área de contacto del concreto (área en compresión). Por lo mismo, estas uniones también son fuente posible de infiltración de agua, lo que justifica el uso, en las mismas, de un sistema de sellos. La configuración de la junta que se recomienda se muestra en la Fig. 14 para el caso del revestimiento único y en la Fig. 15, para las dovelas que conforman el soporte primario, en el caso de doble revestimiento.

Las ranuras que quedan en las juntas, en la cara interna del anillo de dovelas, son para calafateo, con objeto de que las filtraciones que no detengan los sellos, no penetren al túnel. Estas ranuras rara vez se calafatean en los revestimientos modernos, en los que el sistema de sellos es eficaz, pero conviene mantenerlas, ya que reducen el posible despostillamiento de las piezas prefabricadas, desviando el esfuerzo de compresión en el concreto que actúa en el borde del revestimiento.

En la parte externa de la junta se encuentra otra ranura en la que se puede colocar un "sello coloidal" o material expansivo de calafateo coloidal. Este calafateo coloidal es la primera línea de defensa contra el ingreso del agua. Su localización es más apropiada como barrera que la de la ranura en la cara interna, ya que la presión externa del agua presiona al material coloidal hacia esta ranura en vez de tratar de presionarlo hacia afuera.

La superficie de concreto que queda entre la ranura externa de calafateo y la caja del sello se remata 2 mm del paño de la superficie de contacto principal. Este rebaje es necesario para reducir la fuerza de compresión cuando la cara exterior del revestimiento está en compresión, lo que ocurre cerca de la clave y en la plantilla. Esto se hace para reducir el despostillamiento del borde exterior; de otro modo, podría reducirse la efectividad del sello y del calafateo coloidal.

En el diseño del sistema de sello mismo, existen dos consideraciones principales: facilidad de construcción y reducción de filtraciones. La construcción incluye la colocación de las dovelas sin un incremento sustancial de tiempo y mano de obra. Los sellos pegados a las dovelas no se deben separar cuando se golpeen o friccionen con las dovelas adyacentes. Será necesario emplear un buen pegamento en la caja de sello, cuya superficie deberá ser suficiente para garantizar el pegado entre el sello y el concreto. Además, la rigidez del sello no debe ser demasiado grande para que no se dificulte o imposibilite juntar los sellos al apretar los pernos, o que las dovelas se dañen por una fuerza excesiva del perno. La fuerza del perno y la rigidez del sello deben estar balanceadas para que las superficies de concreto en las juntas de las dovelas puedan hacer contacto al apretar los pernos. Una alta presión de contacto entre los sellos es necesaria para evitar filtraciones, pero si la rigidez de los mismos es demasiado grande no será posible, al apretar los pernos, cerrar completamente las juntas. Un cierre incompleto puede dejar el revestimiento en una configuración no circular e impedir su acople con el siguiente anillo. Por lo tanto, la rigidez del sello no debe ser demasiado grande, de ahí que con frecuencia se usen sellos de neopreno con perfiles que contengan cavidades o con perfiles acanalados, para reducir su rigidez.

El sello debe resistir la presión del agua externa, aun cuando se presente cierto desalineamiento en la junta, o bien, se rebasen en algo las tolerancias de fabricación de las dovelas (y cajas de unión) y por ello existan aberturas en la junta cuando se presente la deformación del revestimiento, o por la presencia de suelo o suciedad que puedan encontrarse en la superficie del sello.

La presión de contacto del sello que se necesita para resistir una presión externa de agua  $p_w$  es igual a  $p_w$  multiplicado por un factor de seguridad, F.S. Una de las razones para considerar este factor de seguridad es que la resistencia que ofrece

el sello a la filtración de agua a lo largo de la superficie de contacto entre los sellos, depende de las tolerancias de fabricación de las dovelas y del sello mismo. En el caso en el que el sello sea ligeramente de menor espesor (en relación al valor estándar), o donde la caja para su colocación sea más profunda que el promedio, la presión de contacto se verá reducida. Si las tolerancias de fabricación y las curvas de carga-deformación del sello son conocidas, entonces la presión adicional requerida para garantizar la presión de contacto podrá ser estimada. Otra razón por la que se requiere un factor de seguridad es que la resistencia a la penetración del agua a lo largo de la superficie de contacto entre los sellos también depende en alguna forma de las condiciones de la superficie de los sellos.

El rango para otros diseños de túneles ha sido una presión de diseño del sello de 2 a 2.5 veces  $P_u$ .

Se deben realizar pruebas con muestras representativas del sello seleccionado, éstas deben incluir tanto ensayos de compresión en seco para determinar el comportamiento de carga-deformación del perfil del sello, como ensayos bajo presión hidráulica. Los ensayos de carga-deformación se deben realizar tanto con una velocidad de carga lenta, representativa de la sollicitación a largo plazo, como con una velocidad de carga rápida, representativa del tiempo de colocación de un anillo de dovelas.

En vista del tiempo tan largo en el que se espera que el sello evite las filtraciones, se puede justificar un estudio de comportamiento carga-deformación del sello que represente realmente el largo plazo. Las pruebas deben realizarse con el sello pegado a la configuración real de la caja de diseño, ya que el confinamiento de la caja y el espesor de la capa de pegamento afectarán la curva de carga-deformación.

Las pruebas de presión hidráulica deben realizarse para verificar el diseño final del sello. Se deben llevar a cabo con el sello en la caja de diseño y la junta abierta según la abertura de la junta de diseño. El espécimen de prueba debe ser de suficiente longitud, de manera que contenga las tolerancias posibles de fabricación en el sello y en las dimensiones de la caja de la dovela. La presión de prueba del agua debe ser la presión del agua externa de diseño  $P_u$ , multiplicada por el factor de seguridad seleccionado. La presión del agua debe mantenerse en el espécimen por un tiempo suficiente para asegurar que sea representativa de una carga a largo plazo. Se utilizará agua del lugar en que habrán de trabajar los sellos para tener en cuenta la

influencia de la composición química de la misma en las características de respuesta de los sellos, sobre todo las de largo plazo. Deben realizarse varias pruebas para asegurar que los resultados corresponden a una muestra estadística que incluya todas las posibles variaciones antes mencionadas.

### 9 CONCLUSIONES

En años recientes se han tenido avances considerables dentro de la Ingeniería de túneles, destacándose entre éstos, los métodos de análisis mediante los cuales es posible evaluar el efecto de interacción entre el suelo y el sistema de revestimiento del túnel. En este trabajo se han empleado únicamente algunos métodos cerrados que de acuerdo a las características físicas de los materiales por excavar, modelan el comportamiento tanto del medio como del revestimiento.

En el caso del empleo de dovelas prefabricadas de concreto unidas entre sí por medio de tornillos para formar anillos cerrados, un efecto importante difícil de evaluar es el que corresponde a la rigidez del anillo en conjunto, debido a que por ser una estructura atornillada, posee una rigidez variable a lo largo de su geometría, teniendo valores máximos en sus zonas macizas (cuerpo de la dovela) y valores mínimos de rigidez en sus uniones; en el presente trabajo se obtuvieron valores de la rigidez efectiva de los anillos mediante un análisis en donde se modeló al suelo y la estructura como un sistema a base de vigas y resortes. Los valores de la rigidez efectiva que se obtuvieron en el análisis elaborado (año 1985), concuerdan con los valores determinados mediante ensayos de laboratorio de anillos de dovelas con características geométricas similares a las aquí utilizadas (Rodríguez et al. 1987).

Es indudable que los avances en el campo de las excavaciones subterráneas, así como en las técnicas de exploración del subsuelo, permitirán cada día poder establecer modelos más representativos de las condiciones del medio por excavar y el revestimiento a emplearse para obtener con un mayor grado de aproximación su comportamiento con el tiempo.

### REFERENCIAS

J. Alberro. 1983. Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento. Publicación No. 468. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Burns, J.Q. & R.M. Richard. 1964. Attenuation of stresses for buried cylinders. Proceedings, Symposium on soil-structure interaction. Tucson. pp. 378-392.

COVITUR. 1986. Características geológicas y geotécnicas del Valle de México. Serie 100 km de Metro. No. 1

GEOTEC. 1984. Exploración del subsuelo. Línea 8 del Metro. Tramo Tlaxcoaque Indios Verdes. Parte I y II. Elaborado para COVITUR.

Höeg, K. 1968. Stresses against underground structural cylinders. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE. Vol. 94. No. SM4:883-858.

Kuesel, R. T. 1969. Earthquake design criteria for subways. 1969, Journal of the Structural Division. ASCE Proceedings. pp. 1213-1231

Merritt, J.L. et al. 1985. Seismic design of underground structures. RETC Proceedings. New York, N.Y. pp. 104-131

Paul, S.L. et al. 1983. Design recommendations for concrete tunnel linings. Vol. I & II. University of Illinois at Urbana, Champaign Department of Civil Engineering.

Peck, R.B. 1969. Deep excavation and tunneling in soft ground. Report. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Estado del Arte. México.

Peck, R.B., A.J. Hendron Jr., B. Monraz. 1972. State of the art of soft ground tunneling. RETC Proceedings. Vol. 1.

Ranken, R.E. et al. 1978. Analysis of ground-liner interaction for tunnels. U.S. Dept. of Transportation. Report.

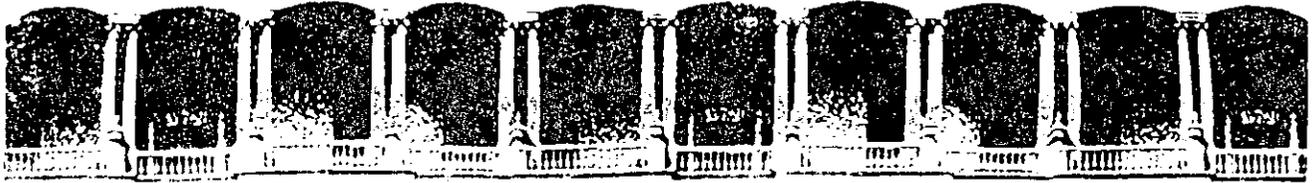
SOLUM, S.A. 1980. Sondeos del Metro 9s-3 a 9s-33. Elaborado para COVITUR.

T.G.C. 1983. Informe de los trabajos de exploración geotécnica para la Línea 8 del Metro. Preparado para COVITUR.

Zeevaert Leonardo. 1983. Foundation Engineering for difficult subsoil conditions. 2nd. Edition. Van Reinhold Co.

### AGRADECIMIENTOS

A la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del D.D.F., por haber permitido la divulgación de los datos aquí presentados y al Ing. Fabián López B. por su valiosa colaboración.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**SEGUNDO MODULO**

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS**

*13 al 17 de octubre de 1992*

**METODOS CONSTRUCTIVOS**

**ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO**

**ING: ENRIQUE CANSECO ARAGON**



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

C U R S O S   A B I E R T O S

IV CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SEGUNDO MODULO

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
OBRAS SUBTERRANEAS

METODOS CONSTRUCTIVOS  
ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO



CENTRO DE INFORMACION  
y DOCUMENTACION  
"ING. BRUNO MASCANZONI"

ING. ENRIQUE CANSECO ARAGON  
OCTUBRE DE 1993.

## ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO

### 1. INTRODUCCION

Los escudos de frente abierto tienen como característica principal el proveer un sistema de soporte mecánico parcial del frente de excavación, dejando la posibilidad de observar el comportamiento del subsuelo en el frente, durante las actividades normales del ciclo de excavación. Al ser la primera versión de los escudos se han desarrollado notablemente. Quizá dicho desarrollo haya sido originado en gran parte por las limitaciones tecnológicas de la época, que obligaron inicialmente al empleo de escudos simples en cuanto a su construcción y manejo. Además, su gran versatilidad para utilizarse en proyectos de túneles en suelos, en combinación con otros procedimientos para garantizar la estabilidad del subsuelo atravesado, tales como: inyecciones, congelamiento, aire comprimido, bombeo, etc., fué un factor decisivo para ir desarrollando día con día escudos de frente abierto mas completos.

En la actualidad se han fabricado una gran variedad de escudos de frente abierto de todos tipos, formas y tamaños para un sin número de proyectos y en cada caso el ingenio del hombre ha ido concibiendo una serie de aditamentos, cambios y mejoras para resolver problemas específicos, cuya solución paulatinamente ha ido ampliándose a nuevas situaciones.

El tema de los escudos de frente abierto es muy extenso, porque cada fabricante pone su propio sello en la producción de un escudo incluyendo diversas variantes. Por tal motivo se buscará resumir en forma clara y concisa los aspectos principales de los escudos de frente abierto en las líneas subsecuentes.

## 2. CAMPO DE APLICACION DE LOS ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO

El rango de empleo de estos escudos termina con los suelos blandos o difíciles en los cuales ya no es posible controlar en forma eficiente y económica las precarias condiciones de estabilidad del subsuelo mediante el empleo del sistema de soporte frontal del escudo, considerando además el uso de métodos auxiliares para mejoramiento del subsuelo. Por el lado contrario, pueden emplearse en suelos compactos con presencia de boleos e inclusive hasta mantos rocosos (frente mixto con roca en la parte inferior), en cuyo caso se combinan con el uso de explosivos.

Los escudos de frente abierto, al igual que el resto de los escudos, son diseñados para proyectos específicos, tomando en cuenta un estudio cuidadoso de las propiedades del subsuelo en el que será construido el túnel y toda la información relativa a las características del proyecto, con objeto de evitar una desagradable sorpresa que haga fracasar su uso en dicho proyecto. Por tal razón, es aventurado pretender que el uso de un escudo sea ilimitado.

## 3. TIPOS DE ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO

Básicamente estos escudos pueden dividirse en 3 grandes grupos, atendiendo únicamente a la mecanización lograda y son:

- a). MANUALES
- b). SEMI-MECANIZADOS
- c). MECANIZADOS

### 3.1 ESCUDOS MANUALES

Los escudos manuales son aquellos que no cuentan con herramienta para ataque del frente, estando provistos básicamente de los sistemas de empuje, soporte frontal y colocación del revestimiento. Actualmente su uso es reducido y tiende a disminuir considerando las limitaciones en cuanto a eficiencia que pueden existir en dicho procedimiento, sin embargo los escudos manuales constituyen el soporte de un procedimiento constructivo seguro y sumamente versátil dentro de su campo de aplicación.

En las figuras 1 y 2 se ilustran 2 diferentes concepciones de escudos manuales; el escudo de la figura 1 corresponde al escudo que se está empleando en la construcción de las líneas 7 y 9 del Metro de la Ciudad de México y consiste de un cilindro metálico reforzado con traveses y columnas en las que se alojan los gatos hidráulicos que se utilizan para el soporte del frente en combinación con tablonajes y pilas. La colocación del revestimiento primario consistente de 3 dovelas de concreto se realiza por medio de 2 brazos erectores (localizados en la parte posterior del escudo), los cuales son accionados con 2 gatos hidráulicos. Para la extracción del material excavado, las columnas y traveses fueron dispuestas de tal manera de permitir el paso de maquinaria en la parte baja central del escudo y para excavar parte del frente con medios mecánicos ya se está usando una rozadora westfalia la cual es independiente del escudo. Una peculiaridad importante de señalar es el hecho que el revestimiento se expande al salir del faldón del escudo, empleando equipo independiente.

En la figura 2 se ilustra un escudo fabricado por Mitsubishi el cual está equipado con visera móvil además de que los gatos frontales tienen integrados las placas para soporte del frente.

### 3.2 ESCUDOS SEMI-MECANIZADOS

Los escudos semi-mecanizados prácticamente son una ligera variante de los manuales. Cuentan con herramienta para ataque parcial del frente, con objeto de lograr una mayor eficiencia. Sin embargo adolecen problemas similares a los escudos manuales, debido a que siempre será mejor contar con un sistema de excavación total del frente.

Generalmente el mecanismo adecuado para la excavación se compone por medio de un brazo retro-excavador o equipo similar en funcionamiento, por las limitaciones naturales de espacio.

Al incrementar la eficiencia en la excavación del frente, estos escudos son equipados con la maquinaria necesaria para la extracción rápida del material excavado así como para el manejo y colocación del revestimiento en forma mas eficiente.

Actualmente el uso de estos escudos también es muy reducido.

En la figura 3 se ilustra un escudo semi-mecanizado fabricado por Mitsubishi en el que se observa el brazo retroexcavador instalado en la parte baja del escudo. También cuenta con visera movable y placas de rejilla integradas a los gatos hidráulicos para el soporte del frente.

### 3.3 ESCUDOS MECANIZADOS

Los escudos mecanizados tienen la particularidad de contar con herramienta para el ataque total del frente. Dicha herramienta puede tener formas muy variadas, siendo en la actualidad las

principales: cabeza cortadora giratoria, brazo retroexcavador articulado, brazo excavador deslizante y brazo rozador.

Dependiendo del tipo de herramienta de ataque los escudos mecanizados pueden destinarse a trabajos en suelos cuyas condiciones estratigráficas sean las más adecuadas. Generalmente la cabeza -- cortadora giratoria es la herramienta adecuada para la excavación en los suelos blandos o difíciles debido a que puede proveer un soporte mayor del área del frente, sin embargo en suelos con presencia de boleos pueden presentarse problemas. El resto de las herramientas anteriormente mencionadas tienen mayor aplicación en suelos con pocos problemas de estabilidad y es deseable que el frente del escudo esté libre de los obstáculos que podría representar un ademe frontal muy denso, con objeto de facilitar el ataque del -- frente.

Como resultado de la mecanización total del ataque del frente estos escudos cuentan con todos los equipos necesarios para mecanizar totalmente las actividades restantes del ciclo de excavación -- hasta la extracción del material excavado. Para lograr el manejo eficiente del material excavado estos escudos arrastran una estructura conocida como tren de equipo, la cual consta de una plataforma en la que se alojan los diferentes equipos auxiliares para la -- correcta operación del escudo (hidráulico y eléctrico) así como el sistema de transportadores que descargan el material excavado a -- las unidades del sistema de transporte y las que se encargan de retirar a las lumbreras o a los portales de salida.

Como puede deducirse, estos escudos son de alta eficiencia si el sistema de excavación es compatible con el subsuelo excavado.

En los últimos años la mecanización de los escudos está ocasionando cambios en su nombre de batalla y empiezan a ser conoci--

dos con términos tales como; "Máquina perforadora de túneles o - escudo perforador de túneles.

En las figuras 4 a 9 se presentan diversos tipos de escudos mecanizados, en los que se aprecian diferencias importantes entre sí.

En la figura 4 se observa un escudo de cabeza cortadora giratoria en forma de estrella fabricado por la compañía LOVAT. El giro de la cabeza puede ser provisto por medio de motores hidráulicos o eléctricos. Puede observarse la junta articulada en el cuerpo del escudo, cuya operación se controla por medio de gatos hidráulicos que mueven ligeramente el cuerpo delantero del escudo, independientemente del cuerpo trasero, con objeto de facilitar el cambio de dirección del escudo en trazos curvos. También se observa el anillo de expansión mediante el cual se expande el revestimiento primario del túnel, que en estos casos está formado de perfiles metálicos separados por un relleno de madera que se apoya en sus patines. Para mejorar las condiciones de empuje cuenta con un anillo de distribución de cargas ligado a los gatos de empuje.

Dentro de los escudos de frente presurizado con cabeza cortadora giratoria que pueden transformarse a frente abierto se encuentra el Hydroshield.

En las figuras 5 y 6 se presentan 2 escudos con brazo excavador deslizante fabricados por la compañía Robbins. Estos brazos son giratorios además de ser telescópicos y estar dotados de un mecanismo que acciona la pala o herramienta de ataque. El alcance de ambos brazos comprende la sección total del túnel por excavar. En ambos casos el material excavado es depositado en sistemas transportadores que llegan al frente del escudo, en la parte baja.

El sistema de ademe frontal se realiza con un sistema de compuertas abatible localizado en la media sección superior del escudo y es accionado mediante gatos hidráulicos.

En las figuras 7 y 8 se presentan 2 escudos con brazos retroexcavadores articulados giratorios. A pesar de provenir de diferentes fabricantes (Milwaukee Boller y Zokof), el principio de funcionamiento es muy similar. El brazo retroexcavador también tiene alcance para excavar toda la sección.

El sistema de ademe frontal se limita únicamente a la visera móvil, la cual tiene la particularidad de moverse en piezas y cuenta con un gato hidráulico por pieza.

El material excavado es forzado a el sistema transportador por el mismo brazo excavador.

En la figura 9 se ilustra un escudo con 2 brazos rozadores de la marca Alpine que giran alrededor de un balero central. Este escudo corresponde al nuevo proyecto que se realiza en México para la construcción de los túneles de las líneas 7 y 9 del Metro. Contará con sistema de ademe frontal abatible, banda transportadora de raquetas para la extracción del material excavado, anillo erector de dovelas y tren de equipo.

El ataque del frente está previsto para realizarse simultáneamente con las 2 cabezas. Habliéndose diseñado para obtener altos rendimientos, se requiere además planear adecuadamente todas las instalaciones y equipos auxiliares acordes al avance esperado; de no hacerse así el trabajo del escudo se verá interrumpido continuamente.

Dentro de los principales fabricantes que han montado brazos rotadores para la excavación con escudo se encuentran: Westfalla, Voest Alpine, Dosco y Paurat.

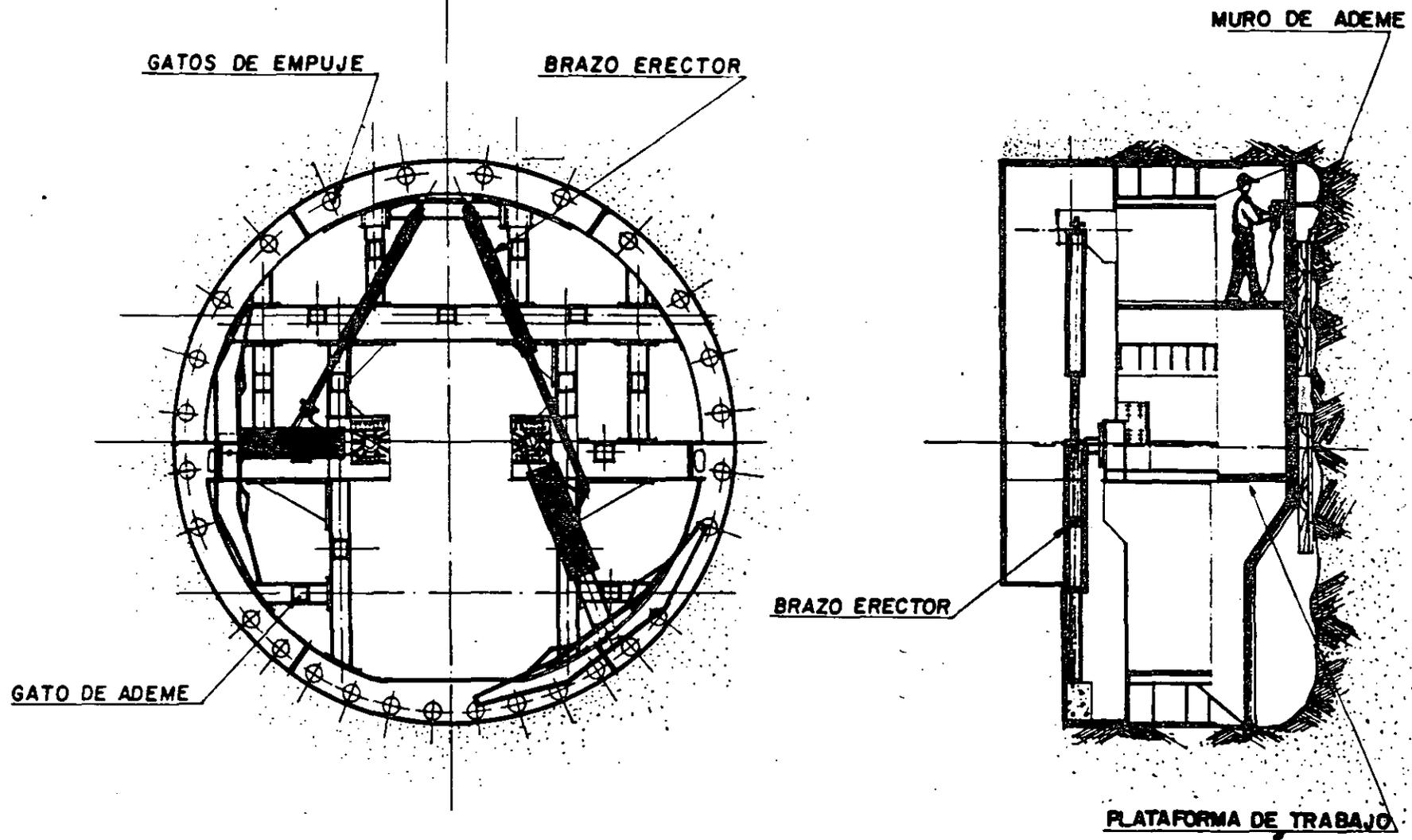
Como podrá observarse, de todo lo anteriormente descrito acerca de los diferentes tipos de escudos de frente abierto, los escudos mecanizados son la herramienta mas completa. Debido a su alta grado de mecanización permiten realizar simultáneamente actividades críticas del ciclo de excavación, reduciendo considerablemente los tiempos de ejecución y obteniendo altos rendimientos.

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

La tendencia moderna de los escudos de frente abierto está encaminada a la mecanización total.

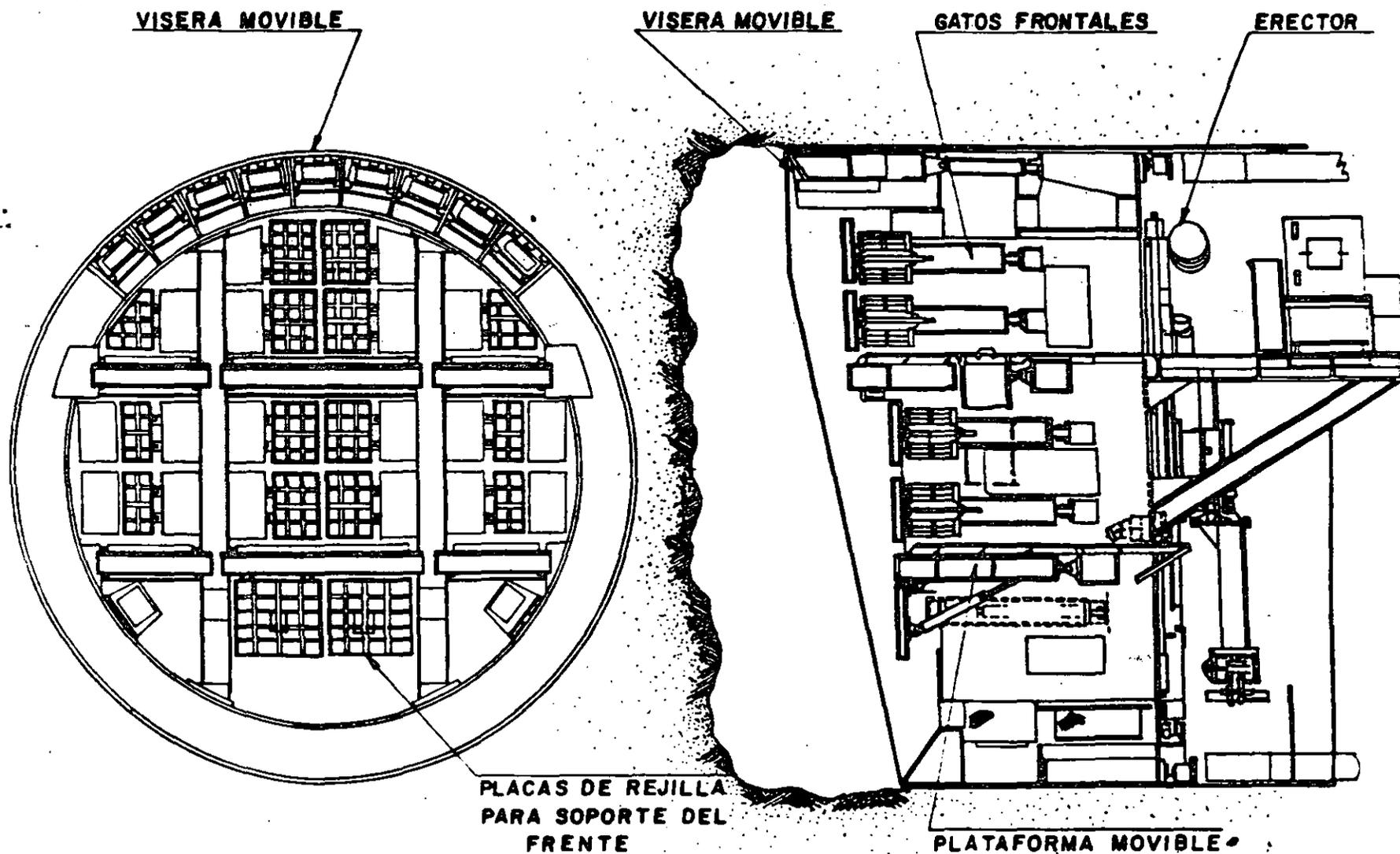
Los escudos son diseñados para proyectos específicos, por lo que resulta muy importante evaluar todos los factores del proyecto en cuestión.

Los escudos mecanizados permiten lograr altos rendimientos, dependiendo del tipo de suelo atravesado y el equipo auxiliar e instalaciones con que se cuenta en el túnel.



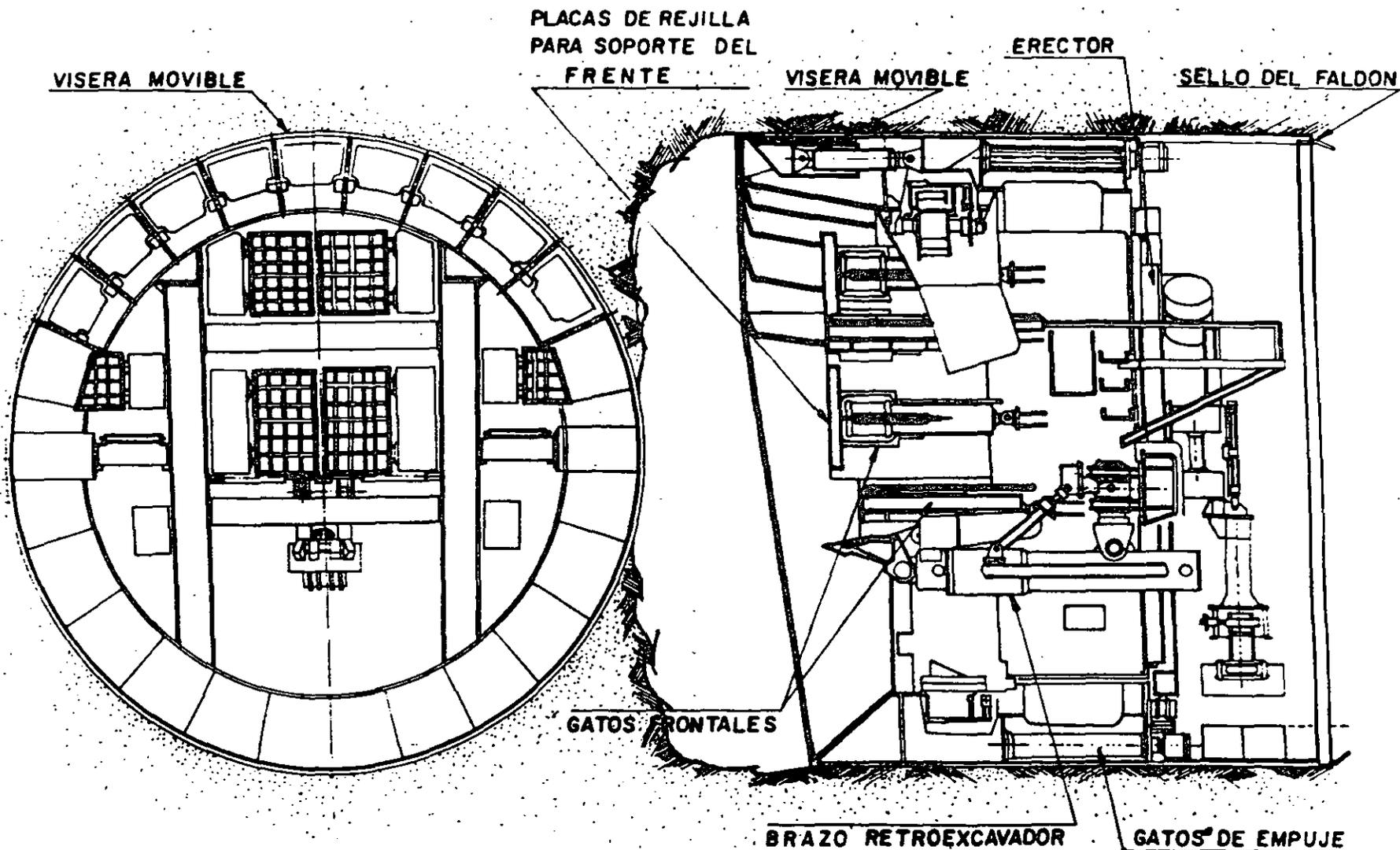
**ESCUDO MANUAL (SOLUM-MATHEWS)**

**FIG - 1**



**ESCUDO MANUAL (MITSUBISHI)**

**FIG - 2**



**ESCUDO SEMI-MECANIZADO ( MITSUBISHI )**

**FIG-3**

CORTADOR GIRATORIO

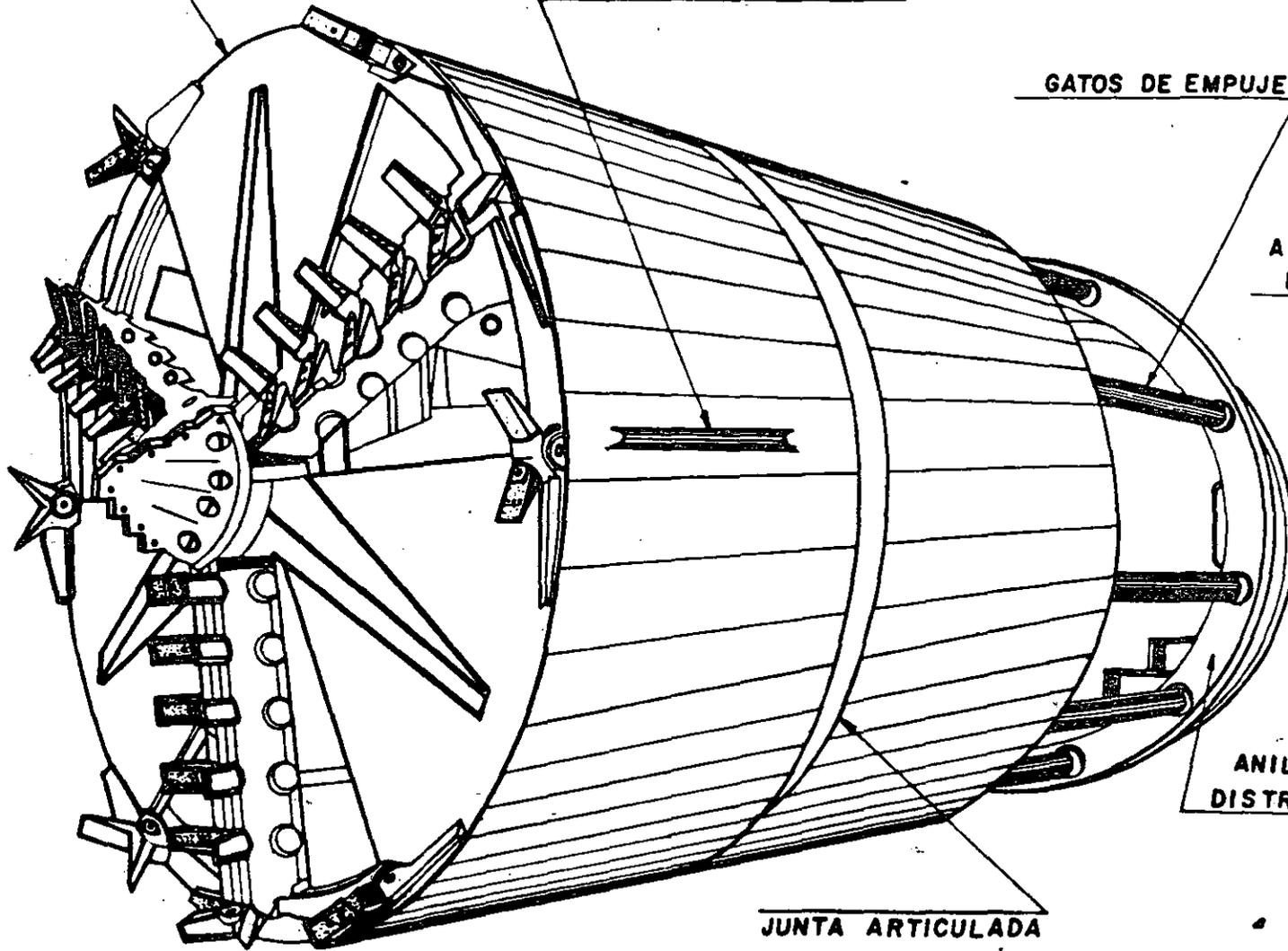
ALETA ESTABILIZADORA

GATOS DE EMPUJE

ANILLO PARA EXPANSION

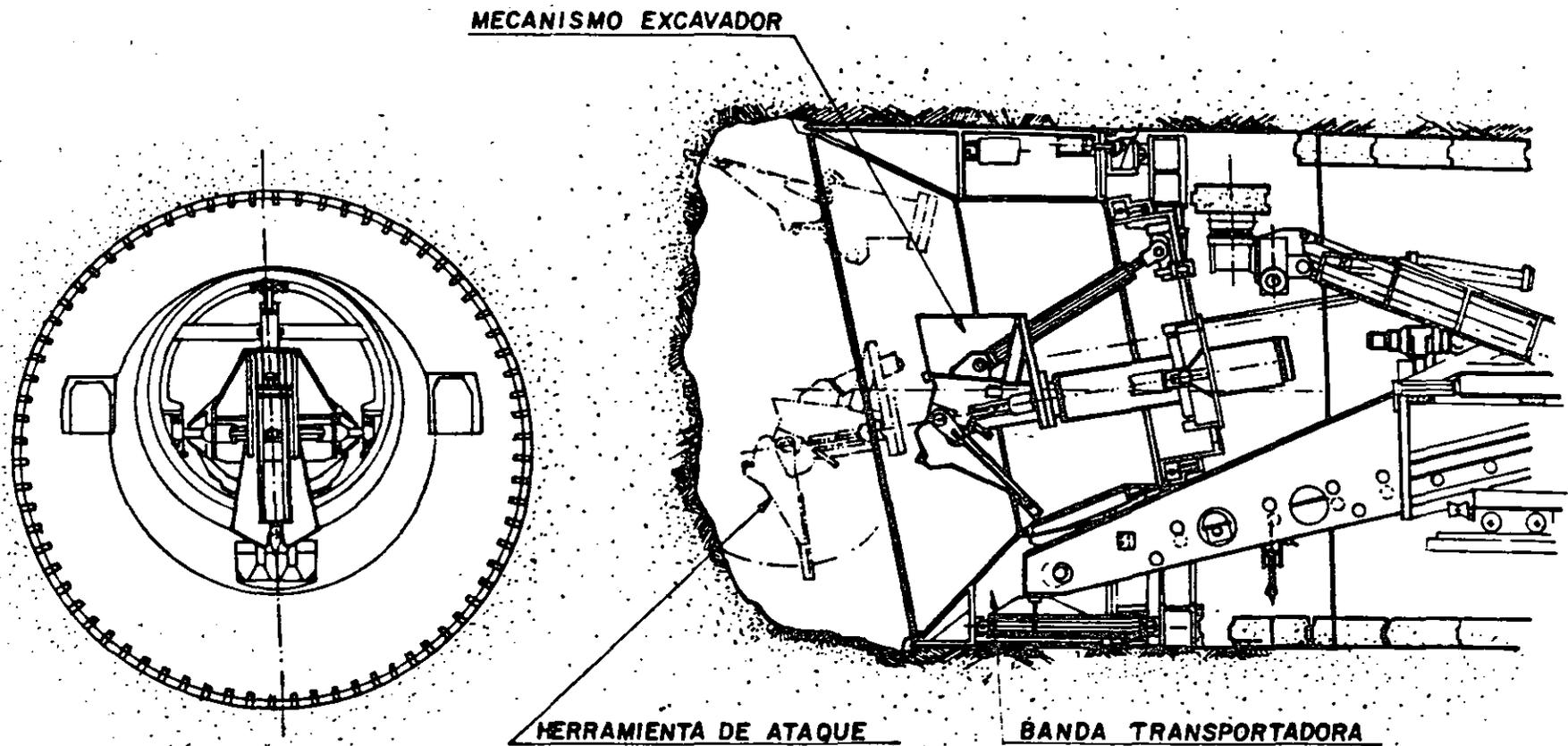
ANILLO DE DISTRIBUCION

JUNTA ARTICULADA



ESCUDO MECANIZADO (LOVAT)

FIG - 4



**ESCUDO MECANIZADO (ROBBINS)**

**FIG-5**

PLATAFORMAS DE SOPORTE  
FRONTAL ABATIBLE

PLATAFORMAS DE SOPORTE  
FRONTAL ABATIBLE

GATOS DE EMPUJE

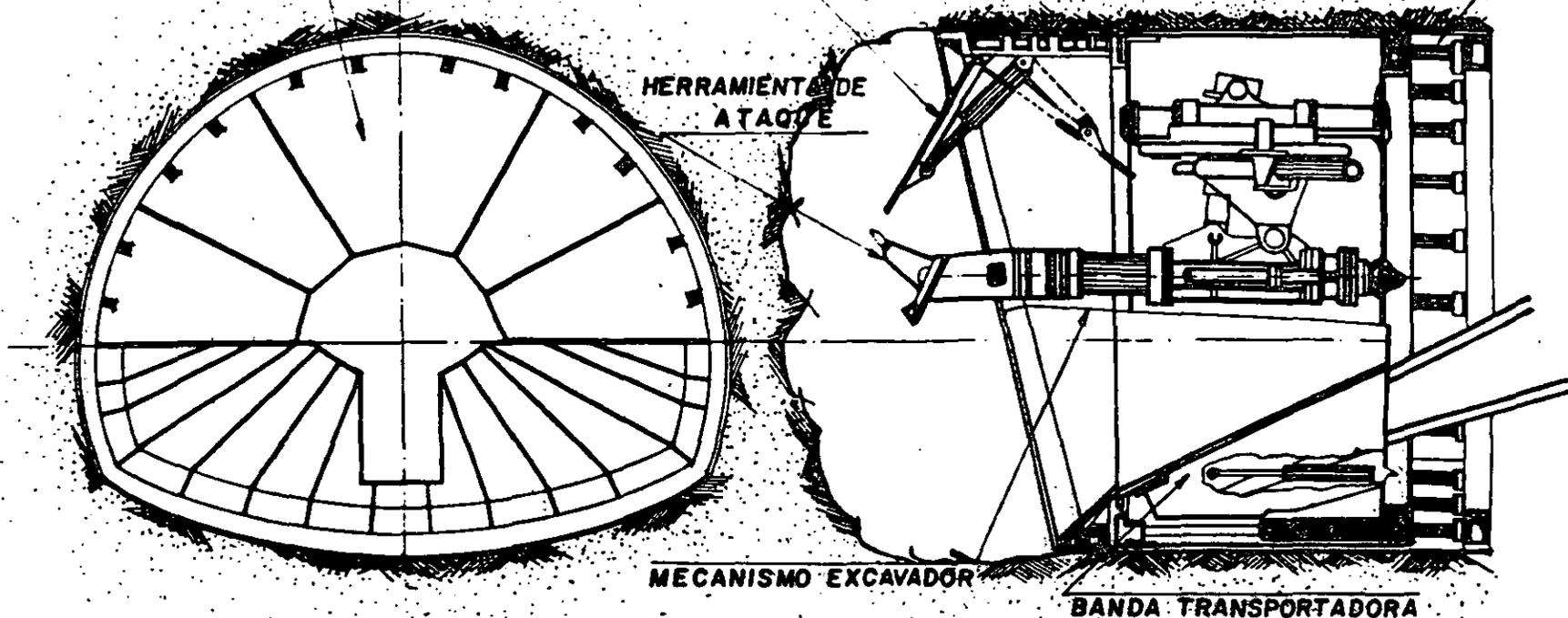
HERRAMIENTA DE  
ATAQUE

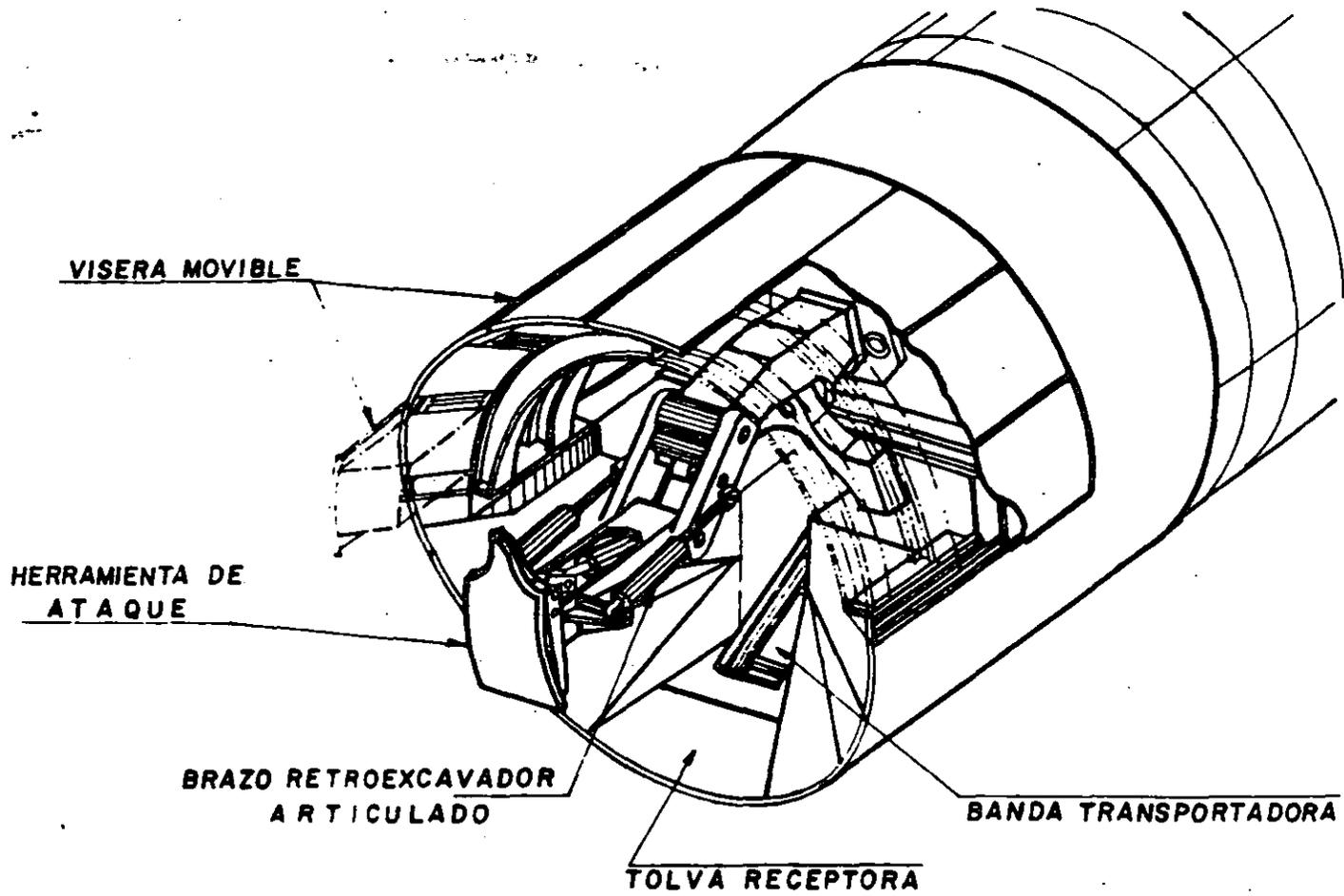
MECANISMO EXCAVADOR

BANDA TRANSPORTADORA

**ESCUDO MECANIZADO EN FORMA DE HERRADURA (ROBBINS)**

**FIG-6**





**ESCUDO MECANIZADO (MILWAUKEE BOILER)**

**VISERA MOVIBLE**

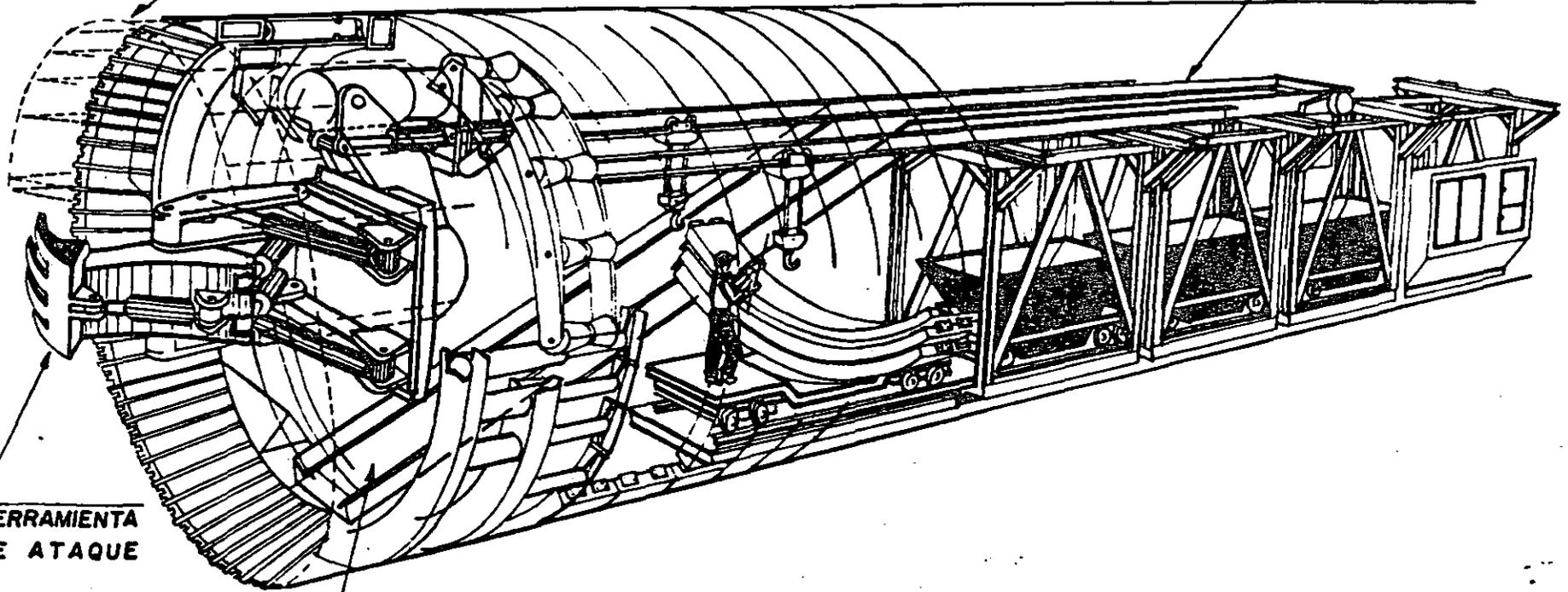
**TREN DE EQUIPO**

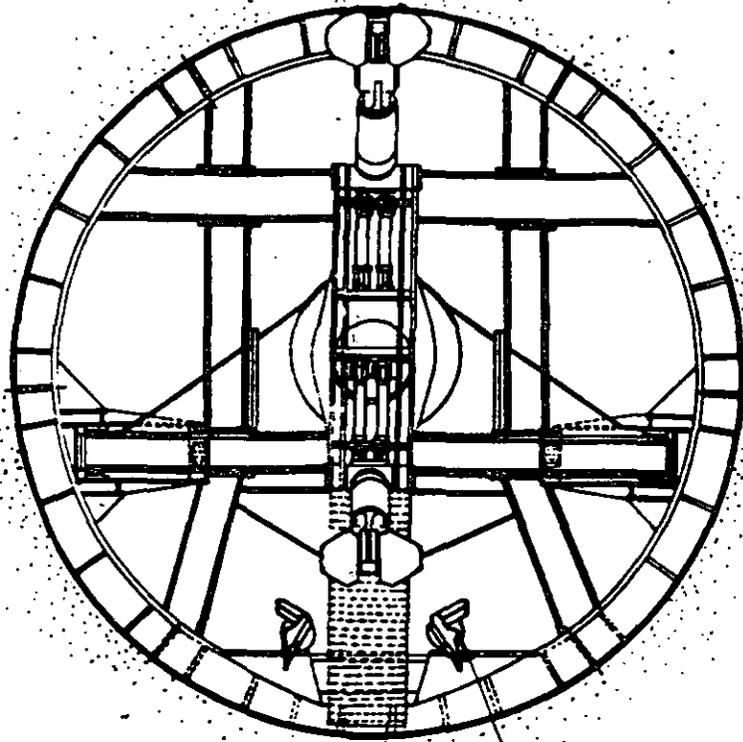
**HERRAMIENTA  
DE ATAQUE**

**BANDA TRANSPORTADORA**

**ESCUDO MECANIZADO (ZOKOR)**

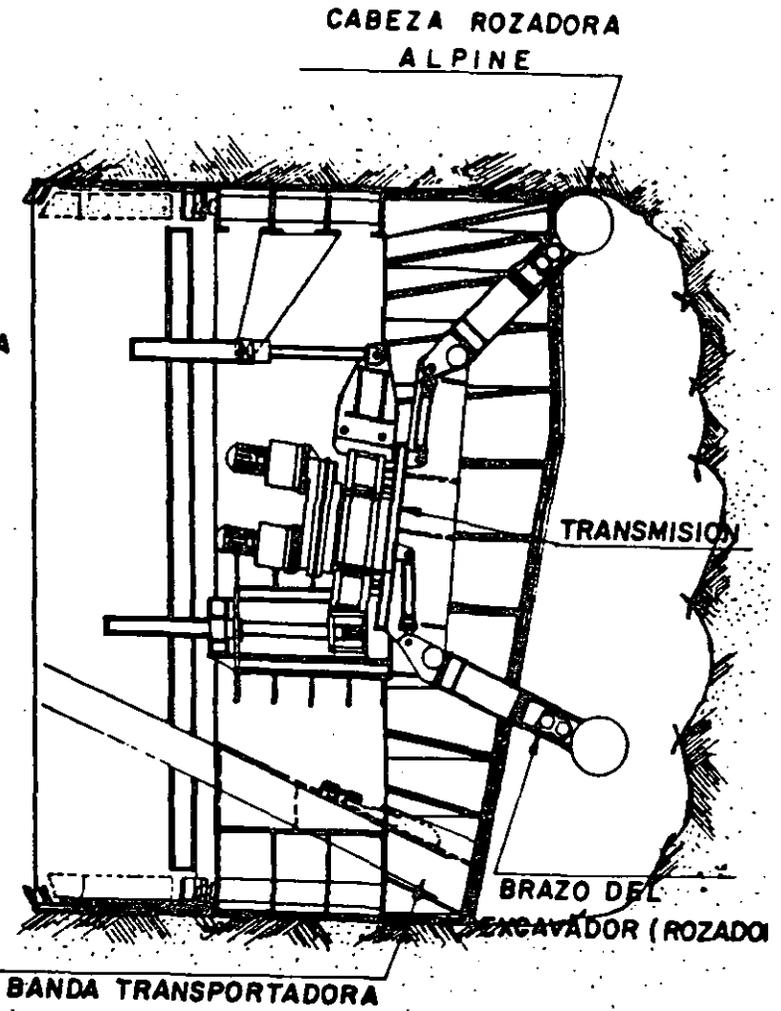
**FIG - 8**





BRAZOS RECOLECTORES  
DE REZAGA

MOTORES DE LA  
TRANSMISION



ESCUDO MECANIZADO HAMILTON-VOEST ALPINE

FIG- 9

## MÉTODOS DE CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS FIRMES

CONSTRUIR TÚNELES EN SUELOS FIRMES, PUEDE SIGNIFICAR VARIAS ALTERNATIVAS EN CUANTO A LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS QUE SE PUEDEN EMPLEAR. DENTRO DE ELLOS PODEMOS MENCIONAR LOS SIGUIENTES:

- 1) MÉTODOS CONVENCIONALES O TRADICIONALES.
- 2) USO DEL CONCRETO LANZADO.
- 3) NUEVO MÉTODO AUSTRIACO.
- 4) EMPLEO DE MÁQUINAS RÓZADORAS.
- 5) ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO.

### 1. MÉTODOS TRADICIONALES.

PUEDE DECIRSE QUE ESTOS MÉTODOS NACIERON SIMULTÁNEAMENTE CON LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES Y FUERON DESARROLLÁNDOSE EN FORMA PARALELA.

ORIGINALMENTE LA NECESIDAD DE SOPORTE DE LOS TÚNELES EN ROCAS BLANDAS Y SUELOS FUE RESUELTA MEDIANTE LA COLOCACIÓN DE ENCOFRADOS DE MADERA CUBRIENDO TODA LA SECCIÓN DEL TÚNEL Y DE ACUERDO A UNA SECUENCIA PREVIAMENTE ESTABLECIDA POR LAS DIMENSIONES DEL TÚNEL Y EL MÉTODO DE ATAQUE SELECCIONADO POR EL CONSTRUCTOR. DE ESTA MANERA EN ALGUNOS PAÍSES EMINENTEMENTE TUNELEROS FUERON DESARROLLÁNDOSE MÉTODOS PARTICULARES DE ATAQUE EN LOS QUE LOS ADEMÁS A BASE DE MADERA CONSTITUÍAN OBRAS FALSAS COMPLICADAS E INGENIOSAS, LAS CUALES EN LA ÉPOCA MODERNA RESULTAN OBSOLETAS Y POCO PRÁCTICAS, POR LO QUE SU USO HA DESAPARECIDO (FIG. 1).

LOS MÉTODOS TRADICIONALES DE TUNELEO, MÁS RECIENTES QUE LOS ANTERIORES, HAN SUBSTITUIDO EN SU MAYOR PARTE EL USO DE LA MADE-

RA POR ELEMENTOS METÁLICOS (DE ACERO), TALES COMO: MARCOS METÁLICOS, ANILOS METÁLICOS Y DOVELAS METÁLICAS. (FIGS. 2, 3 Y 4).

EN LA PRÁCTICA ACTUAL, LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES EN SUELOS -- FIRMES CON REVESTIMIENTO EXCLUSIVAMENTE COMPUESTO DE MARCOS METÁLICOS Y RETAQUE DE MADERA, TAMBIÉN ESTÁ DESAPARECIENDO DEBIDO AL AUGE DEL CONCRETO LANZADO.

### 1.1. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS TRADICIONALES.-

LAS ACTIVIDADES PRINCIPALES QUE DEBEN EJECUTARSE DURANTE LA EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL SON:

- A) EXCAVACIÓN DEL FRENTE.
- B) COLOCACIÓN DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO.
- C) RETIRO DEL MATERIAL EXCAVADO DEL FRENTE (REZAGADO).
- D) TRANSPORTE DEL MATERIAL EXCAVADO HACIA EL PORTAL O LUMBRERA PARA SU EXTRACCIÓN.

ADICIONALMENTE, EN LA GENERALIDAD DE LOS CASOS SE COLOCARÁ UN REVESTIMIENTO SECUNDARIO O DEFINITIVO QUE DEPENDERÁ DEL USO FINAL DEL TÚNEL. TAMBIÉN PARA CADA CASO EN PARTICULAR, DEPENDIENDO PRIMORDIALMENTE DE LAS DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL Y DE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO, SE REALIZARÁN ACTIVIDADES QUE AYUDEN A MEJORAR LA ESTABILIDAD DEL TÚNEL (INYECCIONES, ABATIMIENTO, ETC.). ESTAS ACTIVIDADES PUEDEN AFECTAR EL CICLO DE PRODUCCIÓN E INFLUIR EN LA SELECCIÓN DEL EQUIPO A USAR.

TOMANDO EN CUENTA ESTAS CONSIDERACIONES, ALGUNOS DE LOS PROCEDIMIENTOS QUE PUEDEN EMPLEARSE PARA EL ATAQUE DEL FRENTE, SON LOS SIGUIENTES:

- 1) SECCIÓN COMPLETA.

- 2) MEDIA SECCIÓN Y BANQUEO (FIG. 5).
- 3) SECCIÓN COMPLETA CON TÚNEL PILOTO CENTRAL (FIG. 6).
- 4) MEDIA SECCIÓN SUPERIOR CON TÚNEL PILOTO Y MEDIA SECCIÓN INFERIOR CON TÚNEL PILOTO (MÉTODO BELGA) (FIG. 7 Y 8).
- 5) MEDIA SECCIÓN SUPERIOR CON REZAGADO A TÚNEL PILOTO INFERIOR (MÉTODO AUSTRIACO) (FIG. 9).
- 6) DOS TÚNELES PILOTO LATERALES Y TÚNEL PILOTO SUPERIOR CON --BANQUEO POSTERIOR (MÉTODO ALEMÁN) (FIG. 10).
- 7) TÚNEL PILOTO CENTRAL Y AMPLIACIÓN DE SECCIÓN CON TÚNEL PILOTO SUPERIOR (MÉTODO ITALIANO) (FIG. 11).

POR OTRA PARTE LA ENORME VARIEDAD DE MAQUINARIA Y EQUIPO QUE PUEDEN EMPLEARSE EN UN TÚNEL, PARA EL ATAQUE DEL FRENTE ASÍ COMO PARA EL RESTO DE LAS ACTIVIDADES, ABARCAN DESDE UNA SIMPLE ROMPLDORA NEUMÁTICA PARA EXCAVAR MANUALMENTE HASTA LA MÁS MODERNA MAQUINARIA DE ATAQUE COMO SON LAS ROZADORAS. REFIRIÉNDONOS A LA MAQUINARIA MÁS CONOCIDA PODRÍAMOS MENCIONAR:

- CARGADORES DE DESCARGA LATERAL O FRONTAL.
- PALA RETROEXCAVADORA.
- REZAGADORAS O CARGADORAS DE RAMPA.
- ACARREADORES.
- CARGADORES TRANSPORTADORES.
- TRANSPORTADORES DE BANDA O DE CADENA.
- CARGADORES DE CUNA OSCILANTE.
- MARTILLOS HIDRÁULICOS O IMPACTADORES.
- CAMIONES DE VOLTEO.
- JUMBOS DE ANCLAJE.
- ROZADORAS O MINEROS CONTÍNUOS.
- LOCOMOTORAS.
- VAGONETAS.
- BOTES DE DESCARGA POR EL FONDO (SKIPS).
- TORRES DE MANTEO.
- MALACATES.

- CAMBIOS CALIFORNIA
  - CAMBIADORES DE CARROS.
- (VER FIGURA 12 Y 13).

## 2. USO DEL CONCRETO LANZADO.

CON LA APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA DEL CONCRETO LANZADO EN TUNELES A PARTIR DE LA DÉCADA DE LOS 50, LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS HA EVOLUCIONADO NOTABLEMENTE.

SE DENOMINA CONCRETO LANZADO A CUALQUIER FORMA DE MORTERO O CONCRETO APLICADO NEUMÁTICAMENTE. EL PROCEDIMIENTO CONSISTE EN LA PROYECCIÓN DEL CONCRETO SOBRE LA SUPERFICIE A APLICAR MEDIANTE AIRE A PRESIÓN, CONDUCIENDO LA MEZCLA A TRAVÉS DE MANGUERA O TUBERÍA. LA MEZCLA DE AGREGADOS Y CEMENTO PUEDE CONDUCIRSE EN ESTADO SECO A TRAVÉS DE LA MANGUERA, ADICIONANDO EL AGUA TAMBIÉN A PRESIÓN, EN LA BOQUILLA DE LANZADO; A ESTE PROCEDIMIENTO SE LE CONOCE COMO VÍA SECA.

CUANDO EL CONCRETO ES CONDUcido A TRAVÉS DE LA MANGUERA TOTALMENTE PREPARADO, SOLAMENTE SE ADICIONA ALGÚN ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUADO Y AIRE A PRESIÓN EN LA BOQUILLA DE LANZADO; ESTE PROCEDIMIENTO ES CONOCIDO COMO VÍA HÚMEDA.

LAS MÁQUINAS LANZADORAS DE CONCRETO SON INDISPENSABLES PARA ESTA OPERACIÓN Y A TRAVÉS DE LOS AÑOS DIVERSOS FABRICANTES HAN DESARROLLADO VARIOS MODELOS PARA LANZAR MEZCLA SECA Y MEZCLA HÚMEDA (FIGS. 14, 15, 16 Y 17).

PARA FACILITAR EN CAMPO LA APLICACIÓN RÁPIDA Y OPORTUNA DEL CONCRETO LANZADO, SE EMPLEA MALLA DE ACERO ELECTROSOLDADA COMO REFUERZO, FORMANDO UNA CUADRÍCULA DE 6" CON ALAMBRES DE CALIBRE PEQUEÑO, POR EJEMPLO: 6X6 - 4/4, 6X6 - 6/6, INDICANDO LOS

2 PRIMEROS NÚMEROS LA DISTANCIA DE SEPARACIÓN ENTRE ALAMBRES - EN AMBOS SENTIDOS EN PULGADAS Y LOS 2 RESTANTES EL CALIBRE DE LOS ALAMBRES. EN LA ÚLTIMA DÉCADA LA ADICIÓN DE FIBRAS DE ACE RO A LA MEZCLA DEL CONCRETO, CON OBJETO DE PROPORCIONARLE RE-- SISTENCIA A LA TENSIÓN, SE HA INCREMENTADO EN FORMA NOTABLE.

## 2.1 MÉTODOS CONSTRUCTIVOS CON CONCRETO LANZADO.-

TODAS LAS VARIANTES ANTERIORMENTE DESCRITAS PARA LOS MÉTODOS - TRADICIONALES SON APLICABLES CUANDO SE UTILIZA CONCRETO LANZA-- DO, LOGRANDO POR SUPUESTO MEJORAS CONSIDERABLES, ESPECIALMENTE EN CUANTO A SEGURIDAD Y RENDIMIENTO SE REFIERE. ES POR ESTAS RAZONES QUE EL USO DEL CONCRETO LANZADO HA REVOLUCIONADO LOS - MÉTODOS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES, CREÁNDOSE IN CLUSIVE UNA METODOLOGÍA CONOCIDA COMO EL NUEVO MÉTODO AUSTRIA-- CO, DEL CUAL HABLAREMOS MÁS ADELANTE.

PARA DAR UNA IDEA MÁS PRECISA DE LA FORMA EN QUE PUEDE DESARRO LLARSE UN PROCEDIMIENTO EN PARTICULAR, A CONTINUACIÓN SE DES-- CRIBEN 2 CASOS DE TÚNELES EXCAVADOS EN LA LÍNEA 7 NORTE DEL ME TRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO:

### 2.1.1. TÚNEL DE LA ESPUELA DE COMUNICACIÓN DE LA LÍNEA 7 CON LA LÍNEA 2.

ESTE TÚNEL DE 800 METROS DE LONGITUD, Y SECCIÓN DE HERRADURA - DE 44.5 M<sup>2</sup> DE ÁREA (FIG. 18), FUE EXCAVADO CON 2 FRENTES, A -- TRAVÉS DE UNA LUMBRERA DE ACCESO DE 8 METROS DE DIÁMETRO LI--- BRE. LAS LONGITUDES DEL TÚNEL RESULTANTES HACIA CADA FRETE - TIENEN 337 Y 463 M. RESPECTIVAMENTE (FIG 19).

LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL A LA PLANTILLA, EN LA LUMBRERA DE - - ARRANQUE, FUE DE 25.16 M. (FIG. 20), DECRECIENDO PAULATINAMEN-- TE HACIA LA CONEXIÓN CON LA LÍNEA 2, HASTA LLEGAR A UNA PROFUN

DIDAD DE 14 M. Y EN DONDE EL RESTO DE LA ESPUELA FUE EXCAVADA A CIELO ABIERTO.

EL SUBSUELO ATRAVESADO CORRESPONDE A UNA FORMACIÓN LIMO-ARENOSA COMPACTA EN SU GRAN MAYORÍA Y SOLAMENTE EN UNA LONGITUD DE 100 METROS (EN LA PARTE MÁS SUPERFICIAL) SE ATRAVESARON SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS.

CONSIDERANDO EL TAMAÑO DE LA SECCIÓN, EL TÚNEL FUE EXCAVADO -- ATACANDO LA MEDIA SECCIÓN SUPERIOR EN 1A. ETAPA Y DEJANDO UN BANCO PARA EL ATAQUE EN LA 2A. ETAPA, TAL COMO SE ILUSTRAN EN LA FIGURA 21.

EL REVESTIMIENTO PRIMARIO DEL TÚNEL FUE REALIZADO POR MEDIO DE CONCRETO LANZADO EN ESPESORES DE 15 O 20 CM., REFORZADO CON 2 MALLAS ELECTROSOLDADAS 6X6 - 6/6. EN ALGUNAS ZONAS SE COLOCARON ADICIONALMENTE MARCOS METÁLICOS FORMADOS CON VIGUETA IPR - DE 8"X5½ (FIGS. 22, 23, 24, 25, 26, 27 Y 28).

EN LA PARTE MÁS SUPERFICIAL, DEBIDO A LA PRESENCIA DE SUELO ARCILLOSO EN LA MEDIA SECCIÓN SUPERIOR, SE EXCAVÓ CON UN TÚNEL - PILOTO, COLOCANDO MARCOS METÁLICOS Y CONCRETO LANZADO HASTA CUBRIR EL ALMA DEL MARCO. TAMBIÉN FUE NECESARIO CANALIZAR LAS FILTRACIONES POR MEDIO DE PERFORACIONES Y TUBOS HINCADOS EN EL TERRENO (FIG. 29, 30 Y 31).

LA LONGITUD DE AVANCE EN CADA ETAPA TUVO VARIACIONES DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DEL TERRENO, INCREMENTÁNDOSE HASTA 2.4 M. EN SUELOS COMPACTOS Y DISMINUYÉNDOSE HASTA - - 60 CM. CON TALUDES INCLINADOS 0.25:1 EN PRESENCIA DE ARCILLA.

AL TÉRMINO DE LA EXCAVACIÓN DEL TÚNEL SE COLOCÓ EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO A BASE DE CONCRETO HIDRÁULICO Y CONCRETO LANZADO REFORZADO (FIGS. 32 Y 33).

2.1.2. TÚNEL DE ANDÉN PARA LA ESTACIÓN CAMARONES DE LA LÍNEA 7 DEL METRO.

LA ESTACIÓN CAMARONES FUE RESUELTA MEDIANTE UN TÚNEL DE ANDÉN DE GRAN DIÁMETRO, CON OBJETO DE PERMITIR EL PASO DE UN ESCUDO DE 9.51 M. DE DIÁMETRO, QUE SE ENCARGARÍA DE REALIZAR LA EXCAVACIÓN DE LOS 2 TÚNELES DE LA LÍNEA QUE CONVERGEN A LA ESTACIÓN (FIGS. 34 Y 35).

EL TÚNEL EN CUESTIÓN FUE EXCAVADO CON LAS SIGUIENTES DIMENSIONES:

- LONGITUD = 150 M.
- PROFUNDIDAD = 14.95 M.  
A LA CLAVE
- ALTURA = 12.80 M.
- ANCHO A LA = 14.60 M.  
MEDIA SECCIÓN
- ÁREA APROX. = 130 M<sup>2</sup>.

EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE ESTE TÚNEL ATACADO EN TOBAS MEDIANAMENTE COMPACTAS SE ILUSTRAN EN LA FIGURA 36, EN LA CUAL SE OBSERVAN LAS DIFERENTES ETAPAS, ASÍ COMO EL USO DE 25 CM. DE CONCRETO LANZADO COMBINADO CON ANCLAJES EN EL REVESTIMIENTO PRIMARIO, PARA QUE POSTERIORMENTE SE COLOCARA EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DEL TÚNEL A MEDIDA QUE EL BANCO SE ATACABA.

AL INICIO DE LA EXCAVACIÓN ( EN LOS PRIMEROS 6 METROS ) SE SIGUIÓ UN PROCEDIMIENTO ESPECIAL QUE SE OBSERVA EN LA FIGURA 37.

LA EXPLICACIÓN DE LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA DEL TÚNEL DE ANDÉN ES LA SIGUIENTE:

- A) LA EXCAVACIÓN DEL TÚNEL DE ANDÉN SE INICIÓ EN FORMA SIMULTÁNEA A PARTIR DE LOS TÚNELES DE TRANSICIÓN QUE PARTEN DE LAS LUMBRERAS 9N Y 7N UBICADAS EN LAS CERCANÍAS DE LAS CABECERAS NORTE Y SUR DE LA ESTACIÓN, RESPECTIVAMENTE, VER FIGURAS 37 Y 36 (A).

FIG. 37 SECUENCIA DE ETAPAS DE EXCAVACIÓN AL INICIO DEL TÚNEL DE ANDÉN.

- B) SE REVISTIÓ EN FORMA DEFINITIVA LOS TÚNELES DE TRANSICIÓN, CONSTRUYENDO ADICIONALMENTE UN MURO "TÍMPANO" EN LA UNIÓN DE ESTOS TÚNELES CON AL ANDÉN, VER FIGURA 36.
- C) EL TÚNEL DE ANDÉN SE ATACÓ INICIALMENTE EN UN TRAMO DE 6.00 M. DE LONGITUD, POR ETAPAS DE 1.20 M. Y A MEDIA SECCIÓN (NÚMEROS ROMANOS) CONTANDO EN EL FRENTE DE AVANCE CON UN TALUD CUYA INCLINACIÓN FUE 0.15:1 HORIZONTAL A VERTICAL, VER FIGURA 9; LA EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR SE LLEVÓ A CABO EN CUATRO SUBETAPAS.

- D) EXCAVADA CADA ETAPA DE 1.20 M. INCLUSIVE LA ZAPATA DE APOYO PARA LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR, SE PROCEDIÓ A COLOCAR DE INMEDIATO EL REVESTIMIENTO PRIMARIO CONSTITUIDO POR TRES CAPAS DE CONCRETO LANZADO DE 5, 15 Y 5 CM., RESPECTIVAMENTE Y DOS MALLAS METÁLICAS ELECTROSOLDADAS DEL TIPO 6"X6" - 4/4 - INTERCALADAS ENTRE LAS CAPAS DE CONCRETO LANZADO.
- E) CON EL FIN DE ESTABILIZAR EL TERRENO DETRÁS DEL MURO "TÍMPANO" CONSTRUIDO EN LA FRONTERA DE LOS TÚNELES DE TRANSICIÓN CON EL DE ANDÉN, SE INSTALARON ANCLAS DE FRICCIÓN DE 4.0 M. DE LONGITUD.
- F) A PARTIR DE LA EXCAVACIÓN DEL TRAMO DE 6.0 M. DE LONGITUD - SE PROSIGUIÓ CON EL ATAQUE DE LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR DEL TÚNEL DE ANDÉN EN TODA SU LONGITUD DE ACUERDO CON LO SIGUIENTE:

LA EXCAVACIÓN Y COLOCACIÓN DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO EN LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR SE REALIZÓ POR ETAPAS DE 2.40 M. HASTA ALCANZAR TRAMOS DE 30.0 M. DE LONGITUD; SIN EMBARGO, PARA CONTINUAR CON EL SIGUIENTE TRAMO DE 30.0 M. FUE NECESARIO LLEVAR UN REFORZAMIENTO ATRÁS DEL FRENTE A BASE DE AUREOLAS DE ANCLAS SEPARADAS A CADA 3.0 M. DE LONGITUD, DE TAL FORMA QUE LA DISTANCIA ENTRE EL FRENTE DE EXCAVACIÓN Y LA ÚLTIMA AUREOLA DE ANCLAS NO EXCEDIERA DE 10.0 M., VER FIGURA 36 (A) Y 36 (B).

LA EXCAVACIÓN DE LOS FRENTES DE ATAQUE SE SUSPENDIÓ MOMENTÁNEAMENTE CUANDO ÉSTOS SE ENCONTRARON A 15.0 M. DEL EJE DE LA ESTACIÓN, CONTINUÁNDOSE EXCLUSIVAMENTE LA EXCAVACIÓN, EN EL LADO NORTE, VER FIGURA 36 (C).

CONCLUIDO LO ANTERIOR, SE PROCEDIÓ A RECUPERAR EL BANCO CORRESPONDIENTE A LA SECCIÓN MEDIA INFERIOR EN ETAPAS DE 2.40 M. DE LONGITUD, COLOCANDO EN CADA UNA DE LAS ETAPAS EL RE--

VESTIMIENTO PRIMARIO INCLUYENDO LAS ZAPATAS DE APOYO, EN --  
FORMA SIMILAR A LO INDICADO PARA LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR,  
VER FIGURA 36 (D).

CONFORME AVANZÓ LA EXCAVACIÓN, SE RESTRINGIÓ LA DISTANCIA -  
ENTRE EL FRENTE DE AVANCE Y LA ESTRUCTURACIÓN, DE TAL FORMA  
QUE ENTRE EL COLADO DE GUARNICIONES, MUROS Y CLAVE DEL TÚ--  
NEL, CON RESPECTO AL FRENTE DE EXCAVACIÓN, SE MANTUVIERA --  
UNA DISTANCIA MÁXIMA DE 5.0, 15.0 Y 30.0 M., RESPECTIVAMEN--  
TE, VER FIGURA 36 (E).

EN FORMA SIMILAR A LA SECCIÓN MEDIA SUPERIOR, EL AVANCE DE  
LOS FRENTE DE EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN MEDIA INFERIOR (BAN--  
CO) SE SUSPENDIERON MOMENTÁNEAMENTE CUANDO ÉSTOS SE ENCON--  
TRARON A 15.0 M. DEL EJE DE LA ESTACIÓN, VER FIGURA 36 (E).

FINALMENTE, SE PROSIGUIÓ CON LA EXCAVACIÓN DE LOS 30.0 M.  
FALTANTES A PARTIR DEL FRENTE NORTE, RESPETANDO QUE ENTRE -  
EL COLADO DE GUARNICIONES, MUROS Y BÓVEDAS DEL TÚNEL SE MAN--  
TUVIERA UNA DISTANCIA CON RESPECTO AL FRENTE DE EXCAVACIÓN  
DE 5.0 M., 10.0 Y 15.0 M., RESPECTIVAMENTE, VER FIGURA 36 -  
(E).

### 3. NUEVO METODO AUSTRIACO.

CONOCIDO MUNDIALMENTE POR SUS SIGLAS EN INGLÉS NATM (NEW AUS--  
TRIAN TUNNELING METHOD), REPRESENTA SIMPLEMENTE UN ENFOQUE O -  
FILOSOFÍA DIFERENTE EN LA CONCEPCIÓN DEL REVESTIMIENTO PRIMA--  
RIO REQUERIDO PARA EXCAVAR UN TÚNEL, APROVECHANDO LA INTERAC--  
CIÓN DEL SUELO CON EL REVESTIMIENTO, PARA EMPLEAR UN REVESTI--  
MIENTO RELATIVAMENTE DELGADO Y FLEXIBLE A BASE DE CONCRETO LAN--  
ZADO Y ANCLAJES.

EL PRINCIPIO FUNDAMENTAL DEL NATM CONSISTE EN CONVERTIR A LAS ROCAS QUE RODEAN EL PERFIL DEL TÚNEL, DE UN ELEMENTO QUE EJERCE CARGAS, EN UN ELEMENTO CAPAZ DE RESCATARLAS. MEDIANTE LOS MODERNOS ELEMENTOS DE APUNTALAMIENTO DISPONIBLES, TALES COMO CONCRETO LANZADO Y ANCLAJES Y ADOPTANDO LA SECUENCIA CORRECTA PARA LOS TRABAJOS DE EXCAVACIÓN Y APUNTALAMIENTO, PUEDE LOGRARSE UNA ACCIÓN CONJUNTA ENTRE EL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL Y EL MACIZO ROCOSO.

LA INSTRUMENTACIÓN TIENE PRIMORDIAL IMPORTANCIA EN LA CORRECTA APLICACIÓN DEL NATM, PUESTO QUE LA INFORMACIÓN OBTENIDA ES DETERMINANTE EN LA EVALUACIÓN DE RESULTADOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL.

CUANDO SE EXCAVA UN TÚNEL, LA CONDICIÓN DE ESFUERZO PRINCIPAL PREVALECIENTE (EN ESTADO DE EQUILIBRIO), SERÁ TRANSFORMADA A TRAVÉS DE VARIOS PASOS INTERMEDIOS DE REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS, HASTA LOGRAR UN NUEVO ESTADO DE EQUILIBRIO ESTABLE (SECUNDARIO). EL NATM TIENE COMO FINALIDAD LOGRAR QUE ESTOS PROCESOS RESULTEN ECONÓMICOS Y TÉCNICAMENTE SEGUROS.

DURANTE LA EXCAVACIÓN, LAS DEFORMACIONES DE LA ROCA O DEL SUELO DEBERÁN CONTROLARSE DE TAL MANERA QUE:

- A) SEAN MÍNIMAS, A FIN DE EVITAR QUE DISMINUYA LA RESISTENCIA DE LA ROCA.
- B) SEAN LO SUFICIENTEMENTE GRANDES PARA QUE LA ROCA FORME UN ANILLO DE SUSTENTACIÓN DE CARGA.

PARA LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES, SEGÚN EL NATM, DEBERÁN OBSERVARSE LOS SIGUIENTES PRINCIPIOS FUNDAMENTALES:

- 1) UN TÚNEL ES UNA ESTRUCTURA COMPUESTA INTEGRADA POR EL MACI-

ZO ROCOSO Y LOS ELEMENTOS DE SUSTENTACIÓN (CONCRETO LANZADO, ANCLAJES, MARCOS DE ACERO, ETC.).

- 2) SE DEBEN CREAR O CONSERVAR LAS CONDICIONES DE ESFUERZO TRAXIAL COMPATIBLES CON LA RESISTENCIA DE LA ROCA Y SE DEBE -- EVITAR EL AFLOJAMIENTO PERJUDICIAL.
- 3) SE DEBEN DETERMINAR Y TOMAR EN CONSIDERACIÓN LOS PARÁMETROS MECÁNICOS DE LA ROCA MEDIANTE PRUEBAS DE LABORATORIO O ENSAYES IN SITU, CONTROLANDO TAMBIÉN SU VARIACIÓN Y DEPENDENCIA TEMPORAL.
- 4) SE DEBE ESCOGER LA FORMA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TOMANDO EN CUENTA LA SITUACIÓN MECÁNICA DE LA ROCA, ES DECIR, CONDICIÓN DE ESFUERZO PRINCIPAL, PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y SISTEMAS DE DIACLASAS EN LA ROCA.
- 5) SE DEBE DEFINIR LA ESBELTEZ Y FLEXIBILIDAD DE LOS REVESTIMIENTOS DENTRO DE LOS LÍMITES REQUERIDOS.
- 6) SE DEBE ASEGURAR EL CONTACTO DIRECTO ENTRE LA ROCA Y LOS -- ELEMENTOS DE SUSTENTACIÓN PARA LA TRANSFERENCIA DE CARGAS.
- 7) SE DEBE CUIDAR LA ADECUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN LAS CONDICIONES VARIABLES DE LA ROCA, TIEMPO DE ESPERA Y ESTABILIDAD DEL FRENTE, MEDIANTE LA ELECCIÓN DE LA SECUENCIA CORRECTA DE EXCAVACIÓN Y LA LONGITUD DE LOS -- AVANCES, TOMANDO EN CUENTA ASPECTOS PRÁCTICOS Y ECONÓMICOS.
- 8) SE DEBE PROCEDER CON CUIDADO EN LA EXCAVACIÓN PARA NO DAÑAR LA ROCA.
- 9) SE DEBEN INSTALAR LOS ELEMENTOS DE SUSTENTACIÓN SIN DEMORA Y EN EL ORDEN CORRECTO.

- 10) SE DEBE DETERMINAR EL TIEMPO DEL CIERRE DEL ANILLO Y LA DISTANCIA DEL FRENTE SEGÚN EL COMPORTAMIENTO GEOLÓGICO DE LA ROCA Y EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO.
- 11) SE DEBE LLEVAR A CABO UN CONTROL CONTINUO DE LA ROCA Y DE LOS ELEMENTOS DE SUSTENTACIÓN POR MEDIO DE MEDICIONES. DICHAS MEDICIONES SON PARTE INTEGRANTE DEL MÉTODO EN SÍ, TANTO PARA CONTROLAR LA SEGURIDAD DEL TÚNEL Y DEL DISEÑO PRELIMINAR, COMO TAMBIÉN PARA EFECTUAR EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE SUSTENTACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y PARA OPTIMIZAR LOS PROCEDIMIENTOS DE LA MISMA. PERMITEN ADEMÁS, LA CORRECTA INTERPRETACIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN GEOMECÁNICA.

EL NATM PUEDE APORTAR LAS SIGUIENTES VENTAJAS:

- 1) GRAN FLEXIBILIDAD EN CONDICIONES VARIABLES DE LA ROCA O SUELO.
- 2) POSIBILIDAD DE MODIFICAR LA FORMA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA EXCAVACIÓN.
- 3) ESPACIO DE TRABAJO CON MAYOR LIBERTAD.
- 4) POSIBILIDAD DE OPTIMIZAR VARIOS ASPECTOS (COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN).
- 5) POSIBILIDAD DE REFORZAR EL REVESTIMIENTO SIN TENER QUE CAMBIAR EL PERFIL DE LA EXCAVACIÓN.

#### 4. EMPLEO DE MAQUINAS ROZADORAS.

DENTRO DE LOS MÉTODOS TRADICIONALES DE TUNELEO EN SUELOS FIRMES, EL USO DE LAS ROZADORAS MERECE UNA MENCIÓN ESPECIAL, DEBIDO A LA FACILIDAD DE ATAQUE QUE ESTAS MÁQUINAS, CONCEBIDAS ORIGINALMENTE PARA LA MINERÍA, BRINDAN EN LA EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL; LOS SUELOS FIRMES SON CORTADOS CON GRAN FACILIDAD Y SOLAMENTE LA PRESENCIA DE MATERIALES ABRASIVOS OCASIONA RÁPIDO GASTE DE LA HERRAMIENTA DE CORTE.

LAS ROZADORAS CONSTAN DE UNA CABEZA DE CORTE SIMILAR A UNA PIÑA, PROVISTA DE PICAS METÁLICAS INTERCAMBIABLES, LAS CUALES -- GOLPEAN Y REBANAN EL TERRENO DEBIDO A EL MOVIMIENTO DE GIRO -- QUE SE LE TRANSMITE A LA CABEZA POR MEDIO DE UN SISTEMA DE MOTOR Y TRANSMISIÓN. LA PLUMA O BRAZO EN EL QUE SE MONTA LA CABEZA, SE INSTALA GENERALMENTE SOBRE UNA MÁQUINA DE MOVIMIENTO PROPIO SIMILAR A UN TRACTOR SOBRE ORUGAS Y AL CONJUNTO SE LE CONOCE COMO MÁQUINA ROZADORA. LA COLOCACIÓN DE LA CABEZA DE CORTE SOBRE LA SUPERFICIE A ATACAR SE LOGRA ADICIONALMENTE MEDIANTE GATOS HIDRÁULICOS. EN LA FIGURA 38 SE ILUSTRA UNA ROZADORA DE LA MARCA ALPINE, MODELO AM-100. EN LA ACTUALIDAD HAY DIVERSOS FABRICANTES DE ESTE TIPO DE EQUIPO ENTRE LOS QUE PODEMOS MENCIONAR: VOEST ALPINE, PAURAT, DOSCO, EICKOF, ETC.

EL USO DE ROZADORAS PERMITE DENTRO DE LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA DEL TÚNEL UNA GRAN VERSATILIDAD PARA COMBINARLA CON LOS DIFERENTES EQUIPOS QUE SE USAN EN EL CICLO Y PARA LOGRAR MEJORES RENDIMIENTOS CON MENORES SOBRE EXCAVACIONES SOBRE LA LÍNEA DE PROYECTO. SIN EMBARGO, SU USO DEBE ESTAR PERFECTAMENTE BALANCEADO CON EL EQUIPO PARA APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO, O -- CON EL TIPO DE REVESTIMIENTO PRIMARIO QUE SE ESTÉ USANDO EN EL TÚNEL, A FIN DE LOGRAR LA MAYOR UTILIZACIÓN DE LA MÁQUINA.

SIEMPRE RESULTARÁ MÁS CONVENIENTE QUE LA MÁQUINA ROZADORA CUENTE CON UN SISTEMA DE CARGA Y DESCARGA DEL MATERIAL EXCAVADO -- (POR MEDIO DE TRANSPORTADORES), SIN EMBARGO, EN PRESENCIA DE - MATERIALES ABRASIVOS LOS TRANSPORTADORES METÁLICOS (DE CADENA Y REGLETAS) PUEDEN RESULTAR MUY COSTOSOS EN SU MANTENIMIENTO.

POR SU ALTO COSTO DE ADQUISICIÓN, DEBE ANALIZARSE LA VENTAJA - DE SU EMPLEO EN ALGÚN PROYECTO ESPECÍFICO.

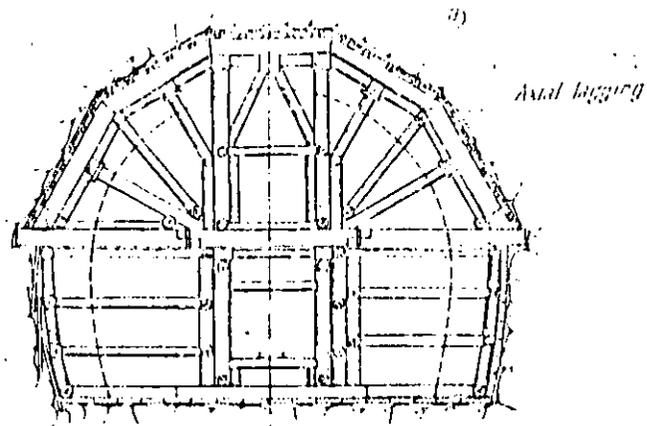


FIG. 1.- SECCION TIPICA DE TUNEL CON ADEME DE MADERA

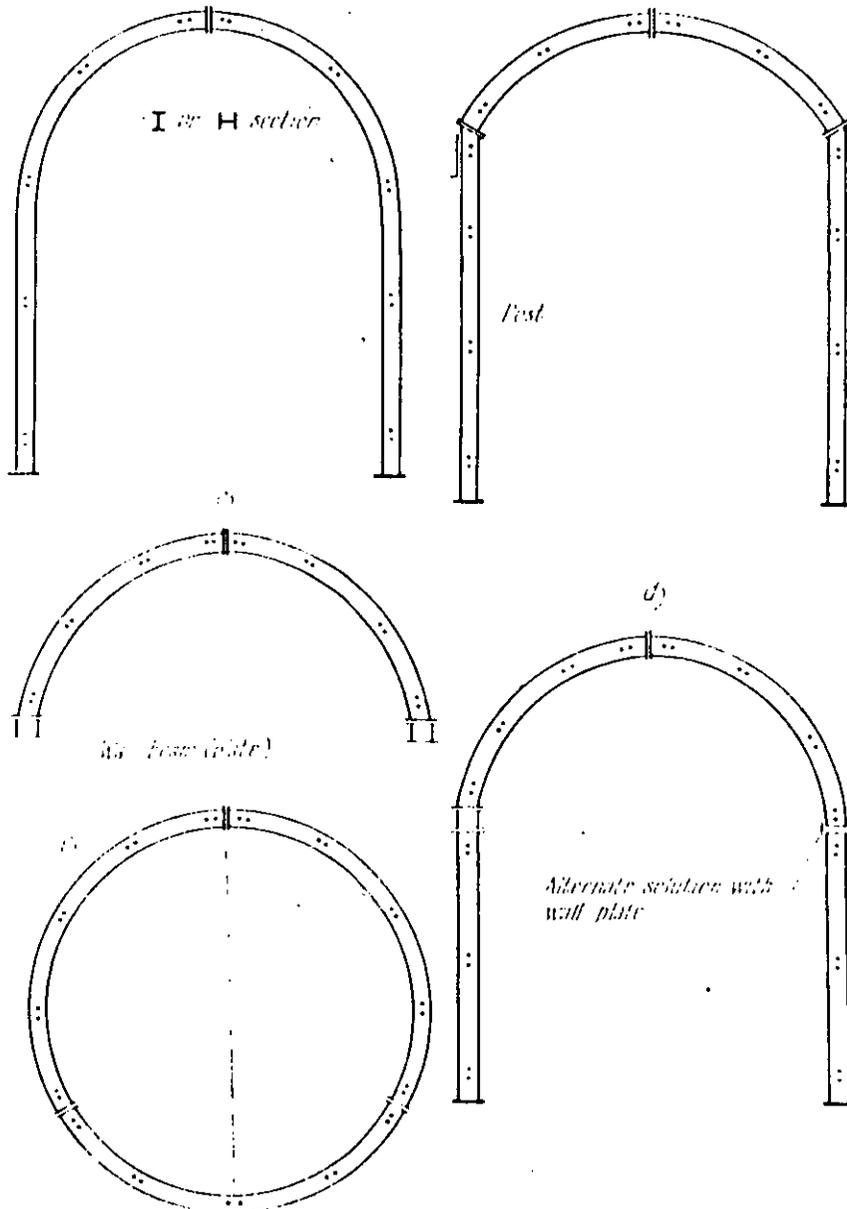


FIG. 2.- TIPOS DE SOPORTE METALICO (DESPUES DE PROCTOR Y WHITE)

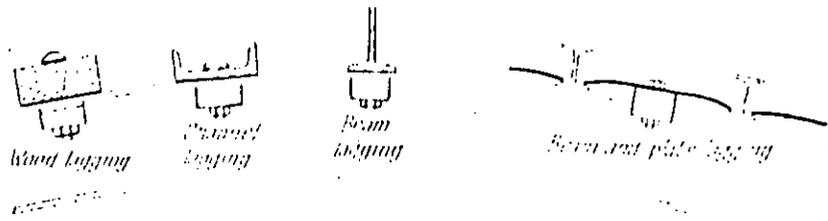


FIG. 3.- ELEMENTOS VARIOS DE REVESTIMIENTO METALICO

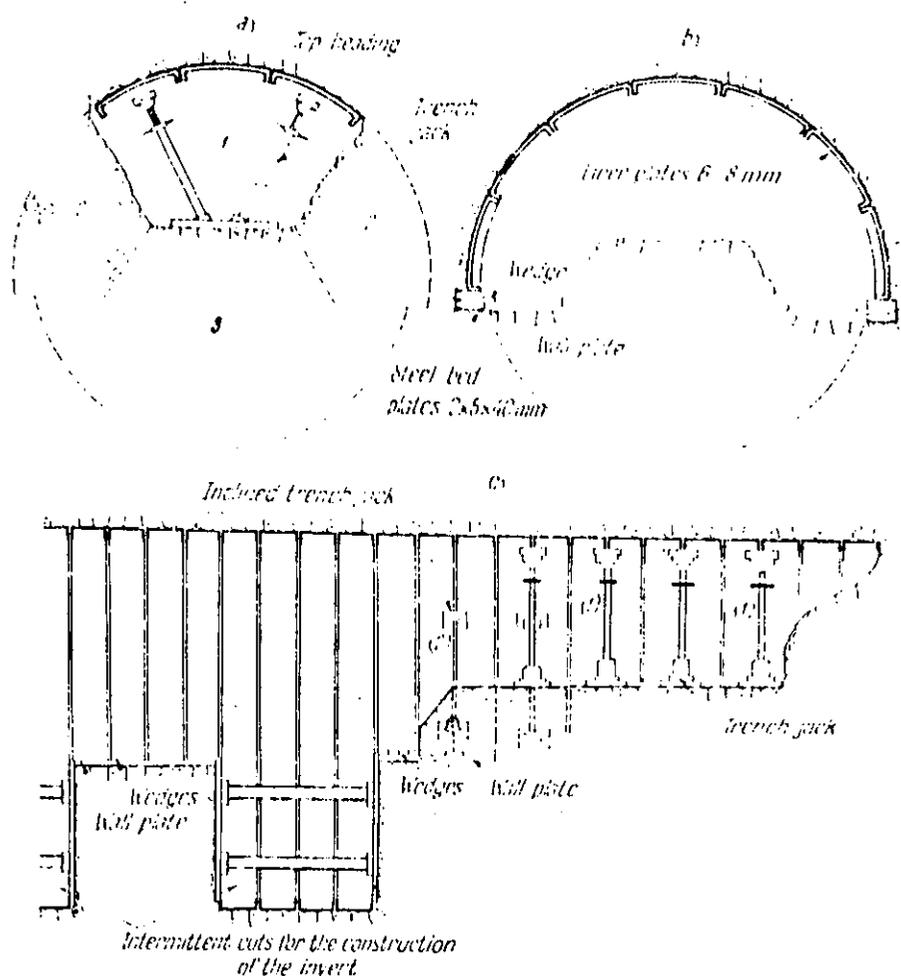


FIG. 4.- REVESTIMIENTO CON PLACAS O CHAROLAS METALICAS

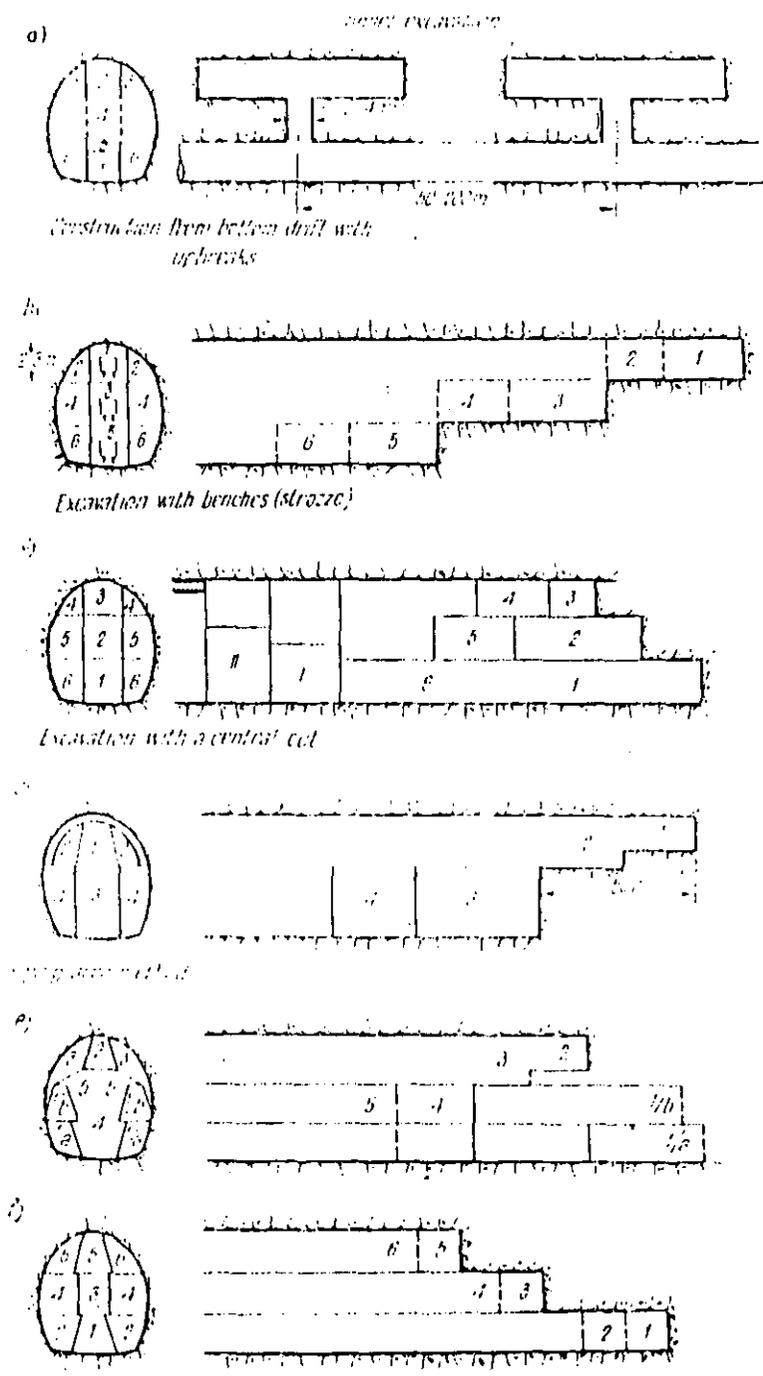


FIG. 5.- ALTERNATIVAS DE EXCAVACION POR ETAPAS

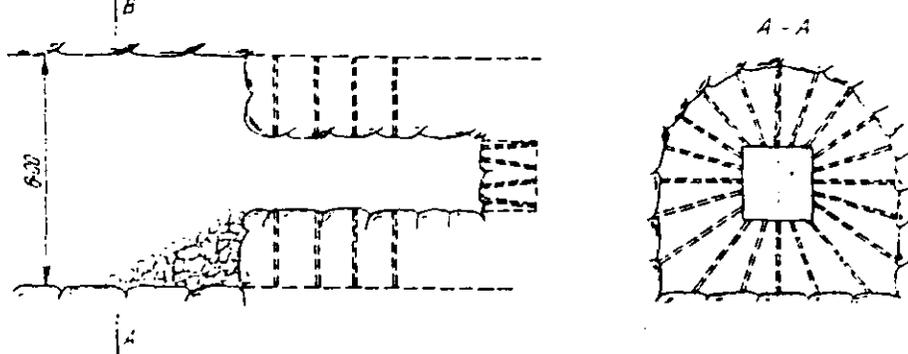


FIG. 6.- TUNEL PILOTO CENTRAL

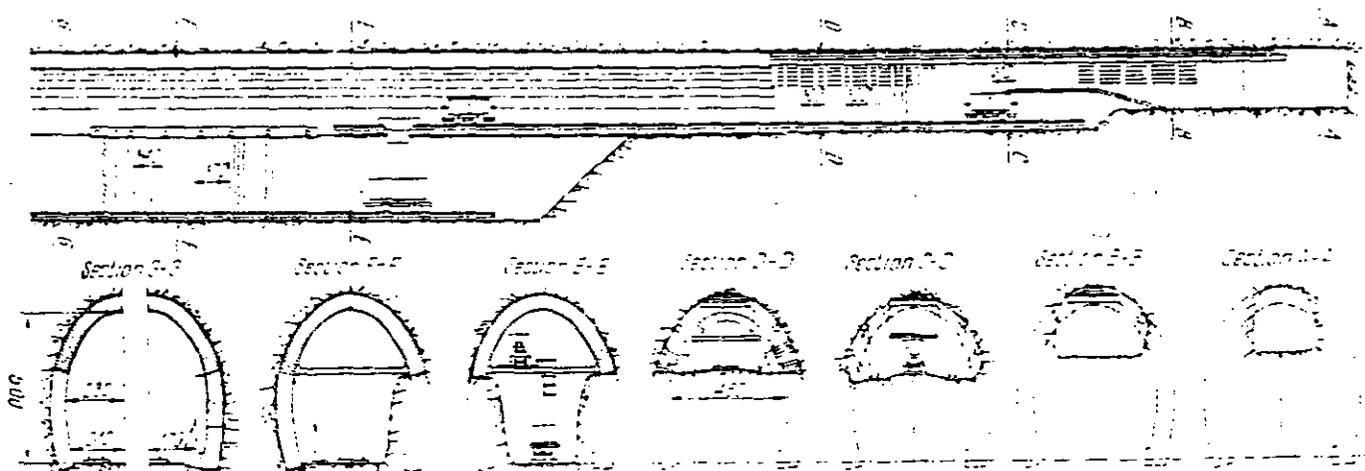


FIG. 7.- ESQUEMA DEL METODO BELGA (ARCO VOLADO) PARTIENDO DE UN TUNEL PILOTO SUPERIOR.

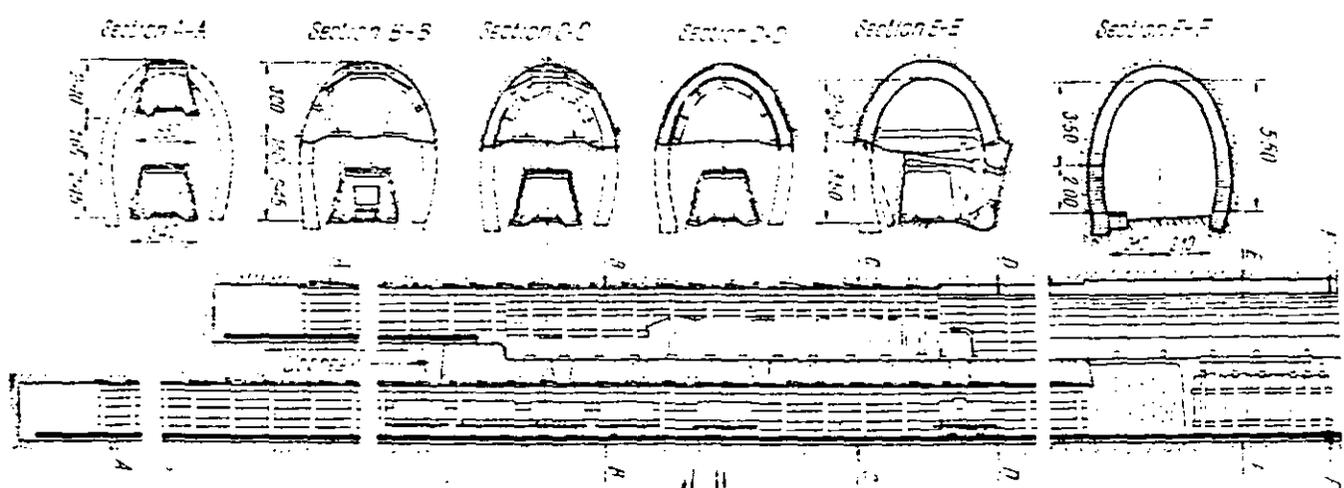


FIG. 8.- METODO BELGA DE DOBLE TUNEL PILOTO

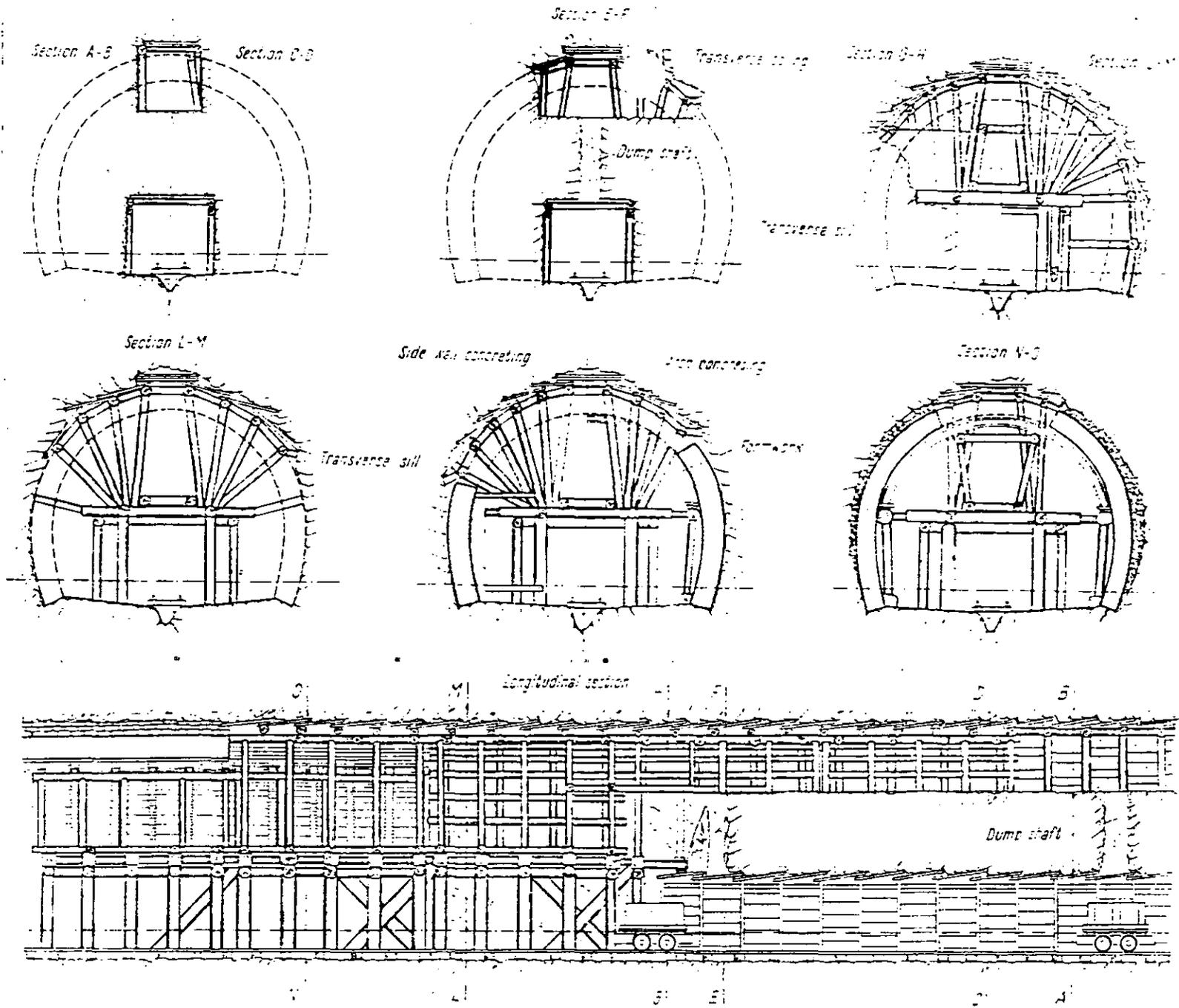


FIG. 9.- FASES CONSTRUCTIVAS DEL METODO AUSTRIACO (SECCIONES TRANSVERSALES Y LONGITUDINALES) 698

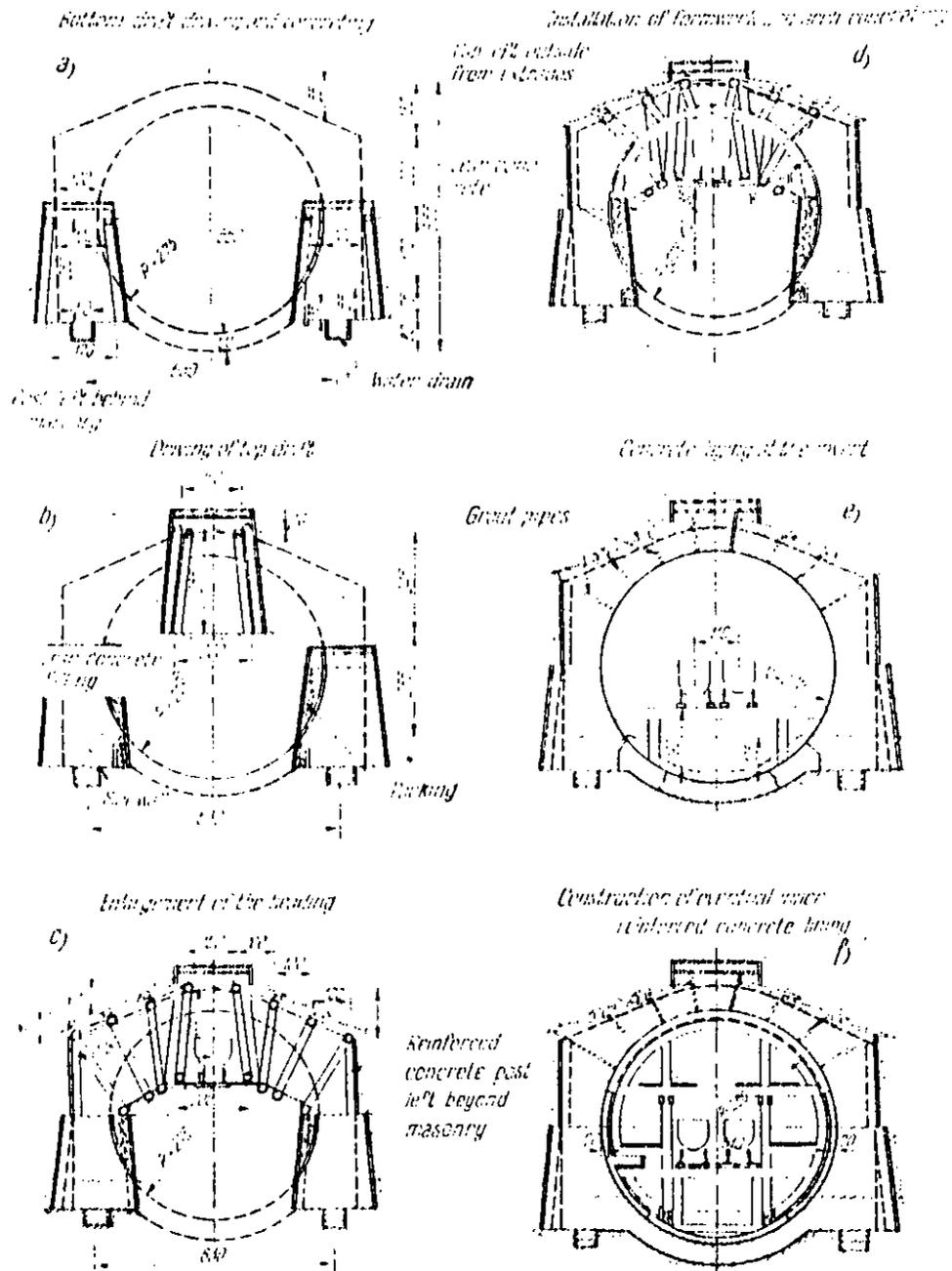
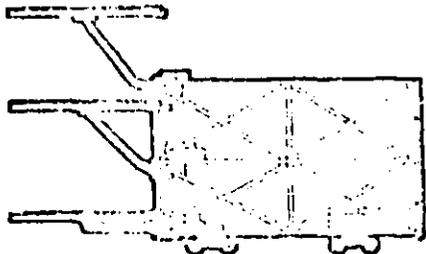


FIG. 10.- METODO ALEMAN

FIG. 12.- MAQUINARIA UTILIZADA EN LOS TRABAJOS DE EXCAVACION DE GALERIAS Y TUNELES

S I M B O L O G I A



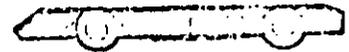
JUMBO DE PORTICO



CARGADORA DE RAMPA



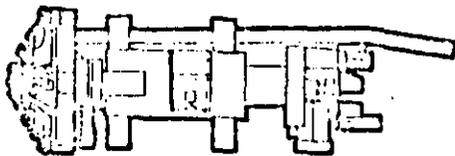
TREN DE VAGONETAS



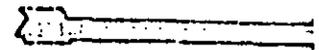
ACARREADOR



CARGADORA TRANSPORTADORA



TUNELADORA DE ATAQUE A SECCIÓN COMPLETA



TRANSPORTADOR DE BANDA



MAQUINA DE ATAQUE SELECTIVO

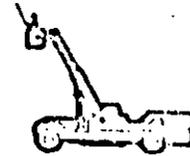


PALA EXCAVADORA

FIG. 13.- MAQUINARIA UTILIZADA EN LOS TRABAJOS DE EXCAVACION DE GALERIAS Y TUNELES



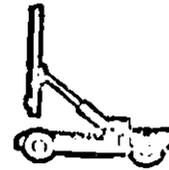
ACARREADOR MINERO DE VOLTEO



SANEAMIENTO DE TECHOS



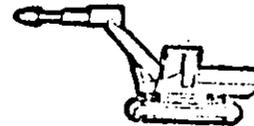
CARGADOR FRONTAL SOBRE NEUMATICOS



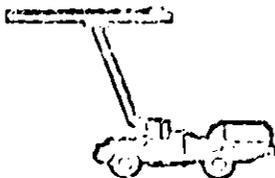
JUMBO DE ANCLAJE



CARGADOR MINERO



EXCAVADORA CON CABEZA DE ROZA



JUMBO DE BARRENACION



CARGADORA DE CUNA BASCILANTE



IMPACTADOR



CARGADORA DE ANFO

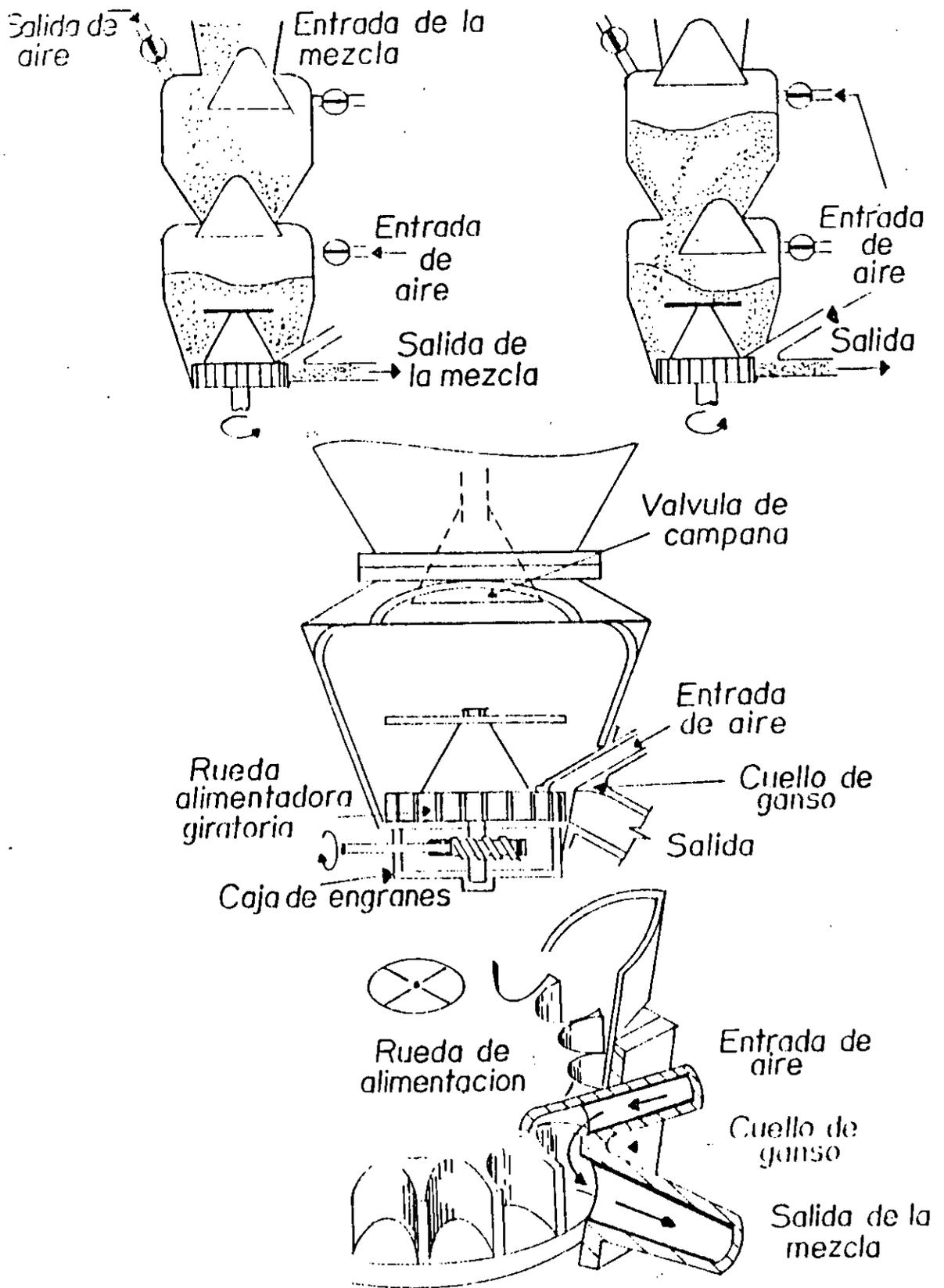


FIG. 14.- LANZADORA TIPO RUEDA DE ALIMENTACION (RYAN 1973)

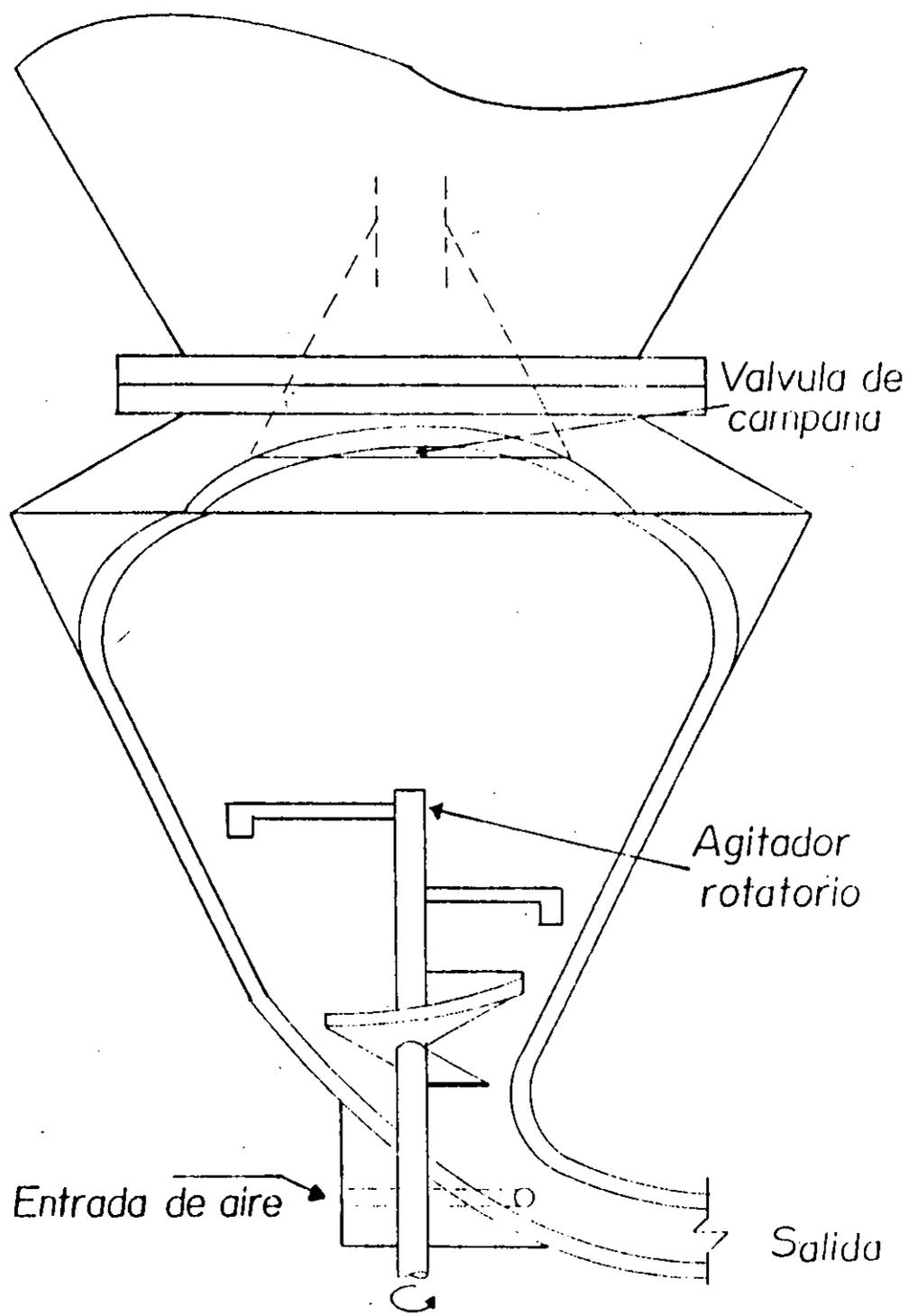


FIG. 15.- LANZADORA TIPO ALIMENTACION DIRECTA (RYAN. 1973)

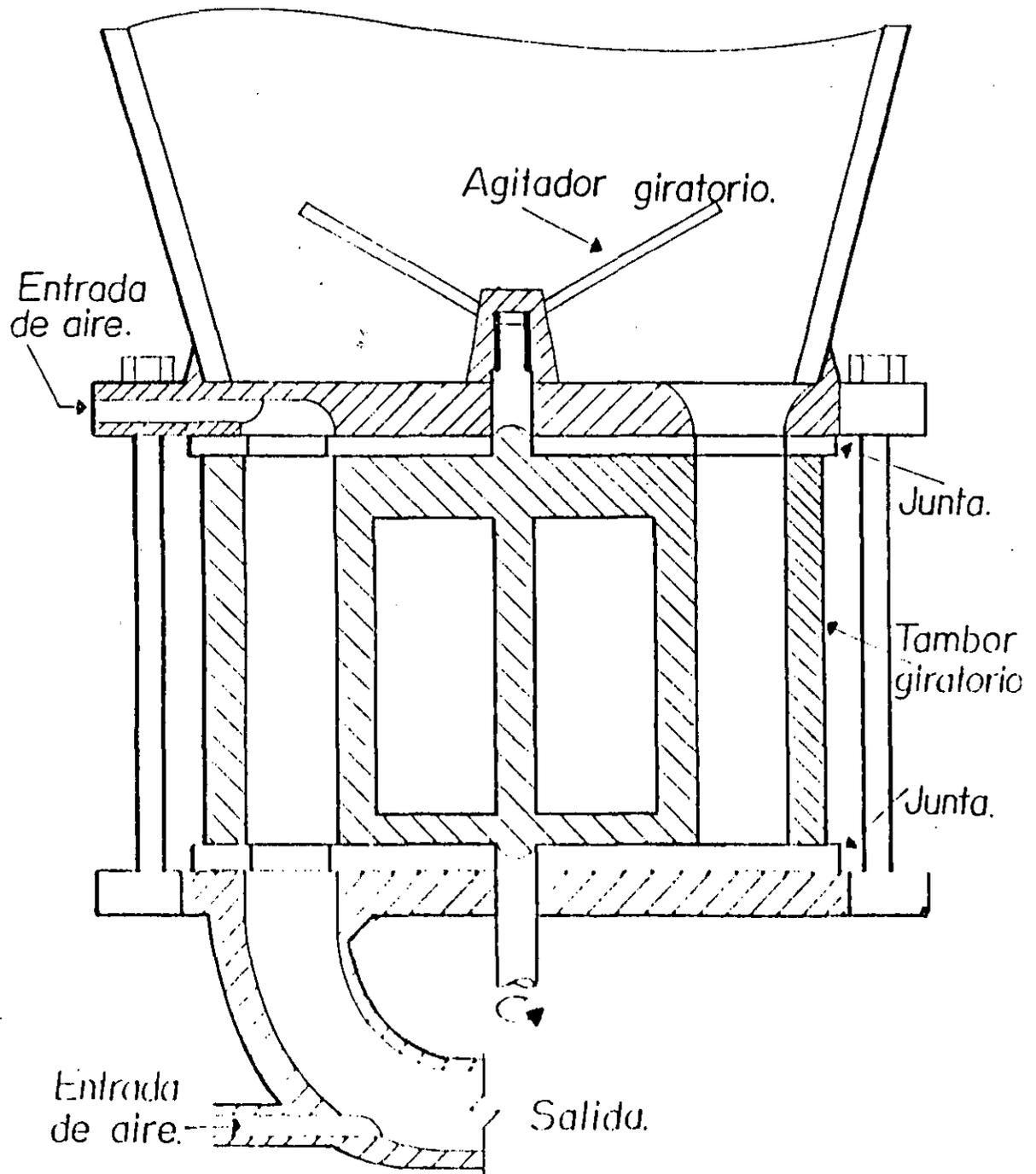


FIG. 16.- LANZADORA TIPO DE TAMBOR ROTATORIO (RYAN 1973)

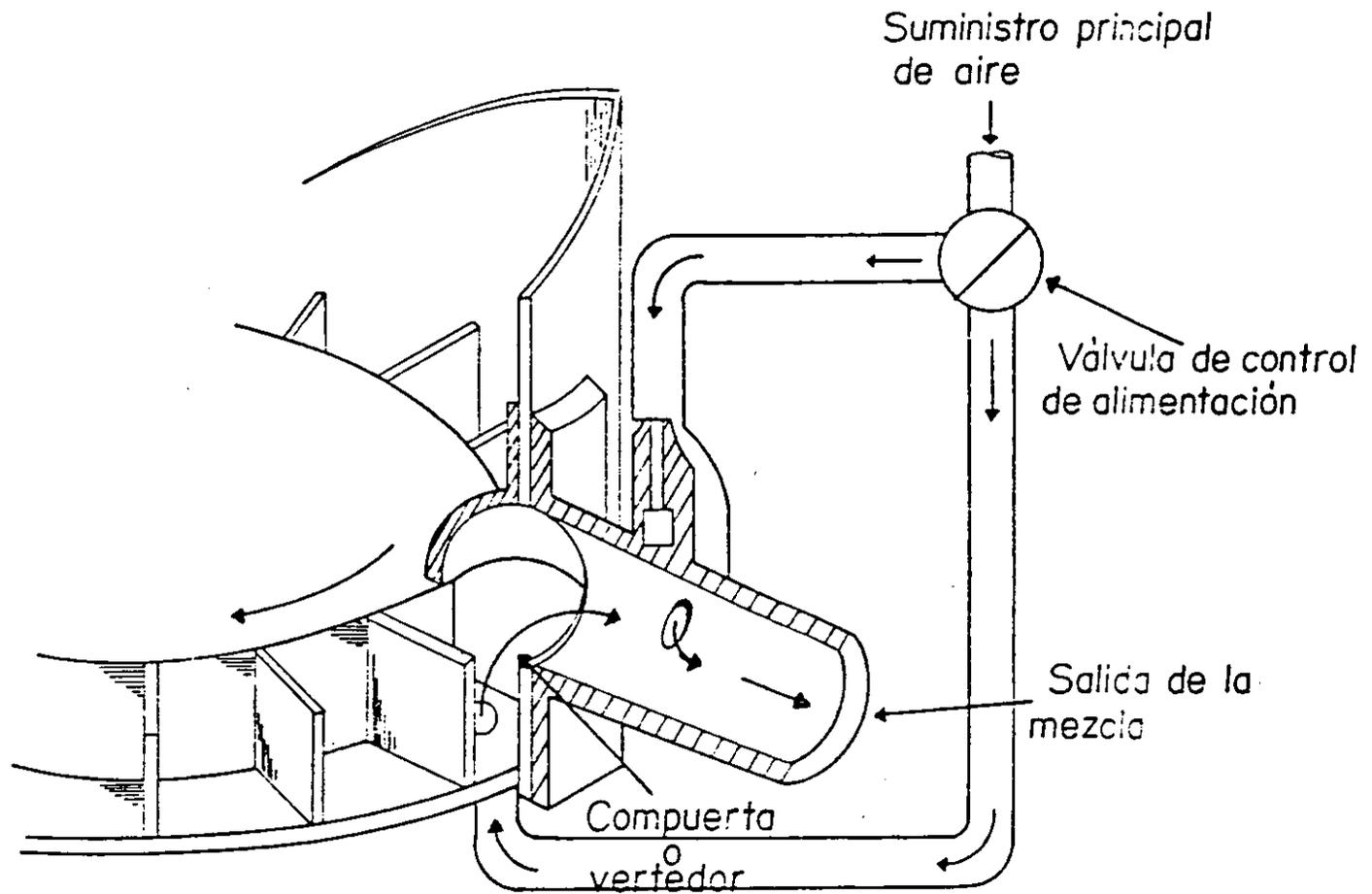


FIG. 17.- LANZADORA TIPO DE RUEDA ADAPTADA AL "BOULDER" (RYAN 1973)

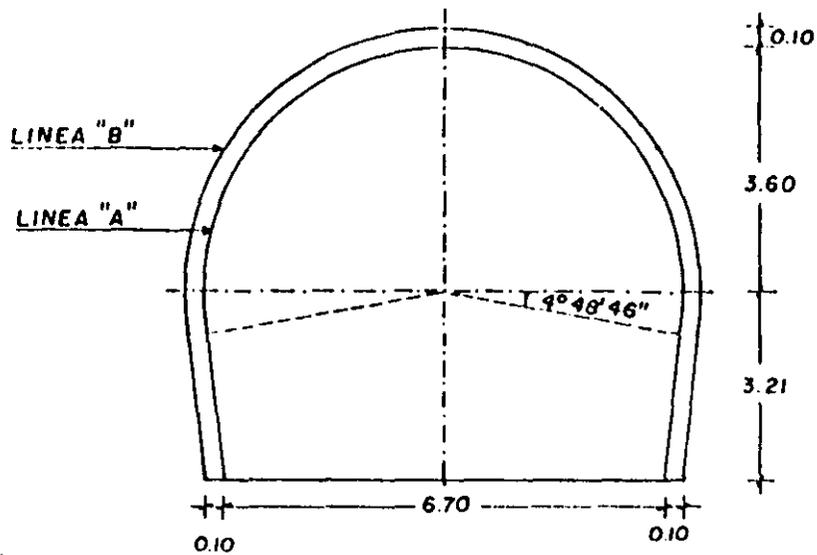


FIG. 18.- DIMENSIONES DE LA SECCION EXCAVADA EN EL TUNEL DE LA ESPUELA DE COMUNICACION DE LA LINEA 7 CON LA LINEA 2.

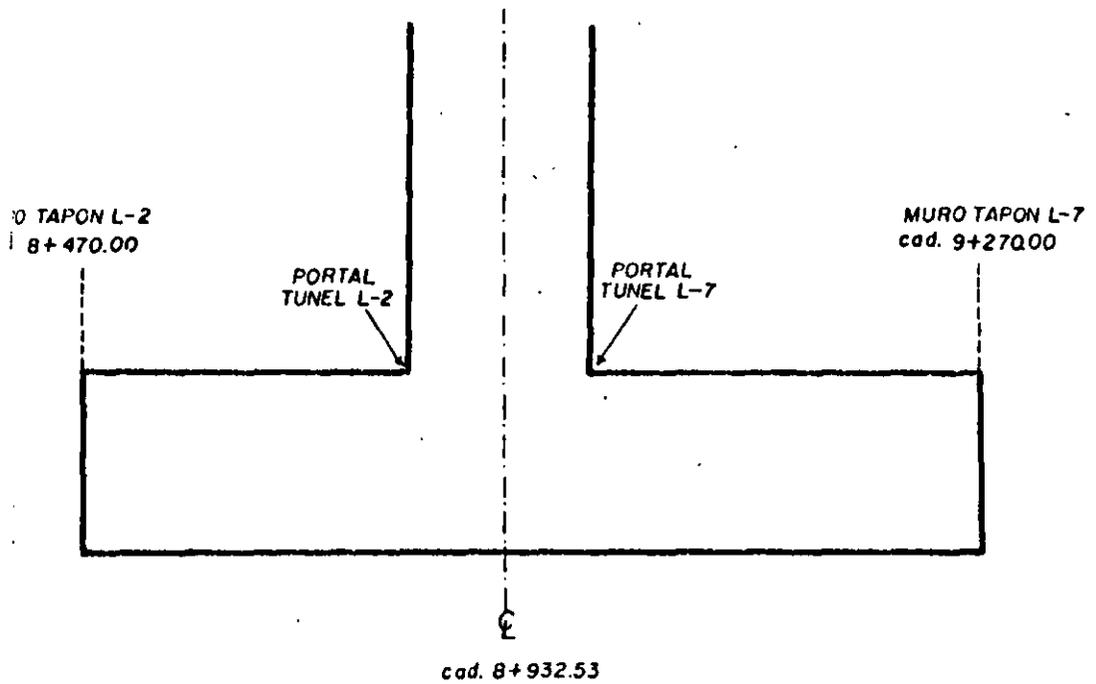


FIG. 19.- CROQUIS QUE MUESTRA LA LONGITUD DE LOS TUNELES DE LA ESPUELA DE COMUNICACION.

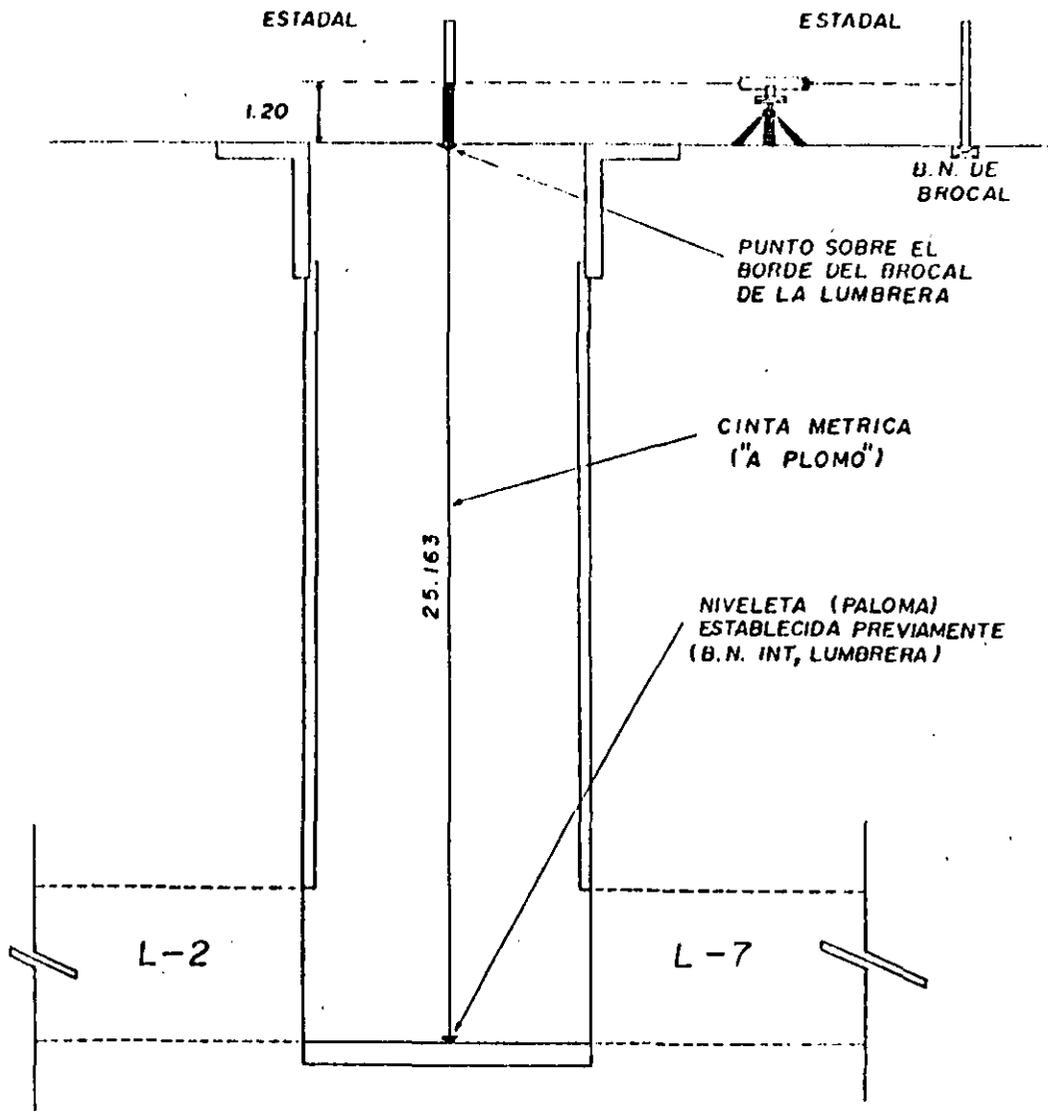


FIG. 20.- PROFUNDIDAD DE LOS TUNELES DE LA ESPUELA DE COMUNICACION EN LA LUMBRERA DE ARRANQUE.

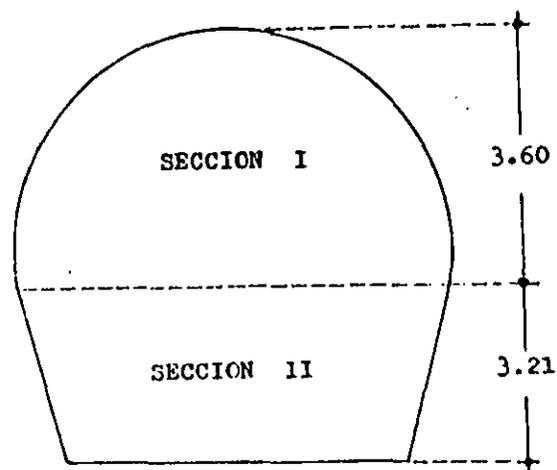
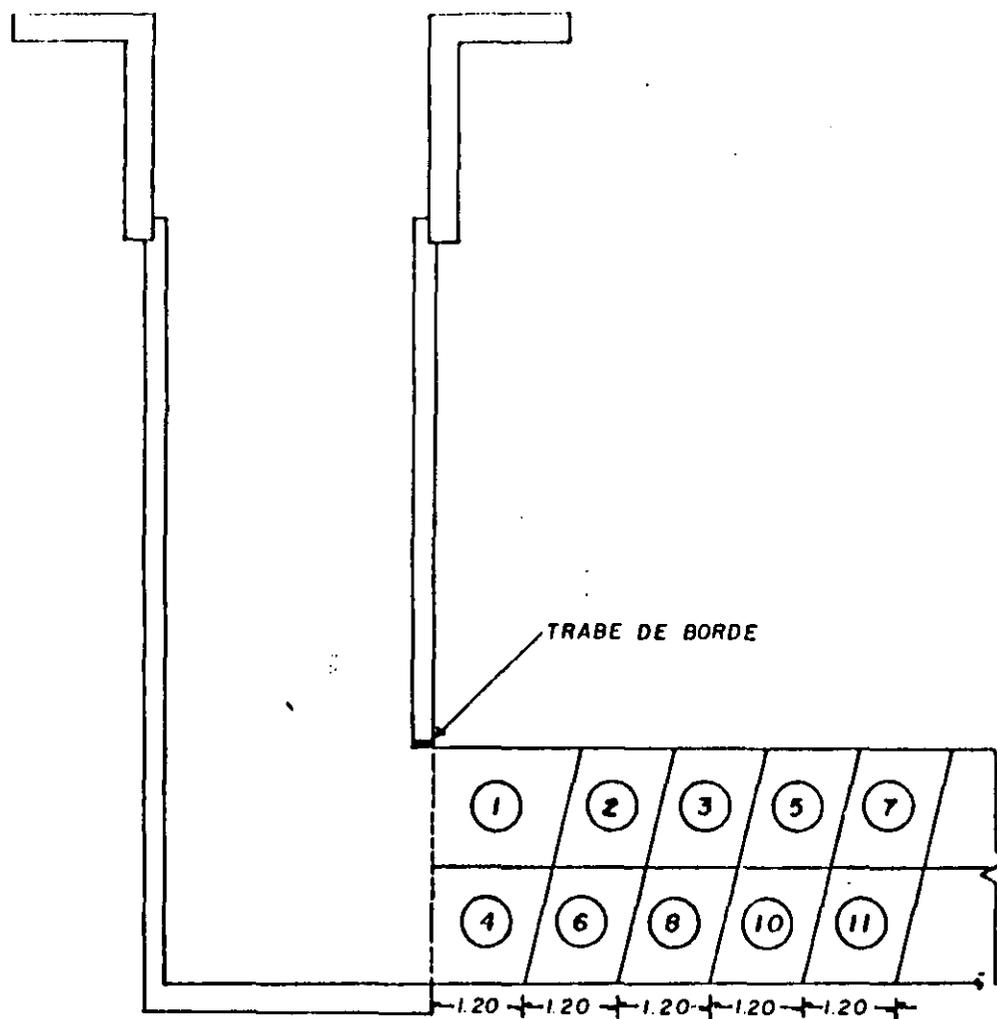


FIG. 21.- PROCEDIMIENTO DE ATAQUE A MEDIA SECCION Y BANQUEO EN LA ESPUELA DE COMUNICACION.



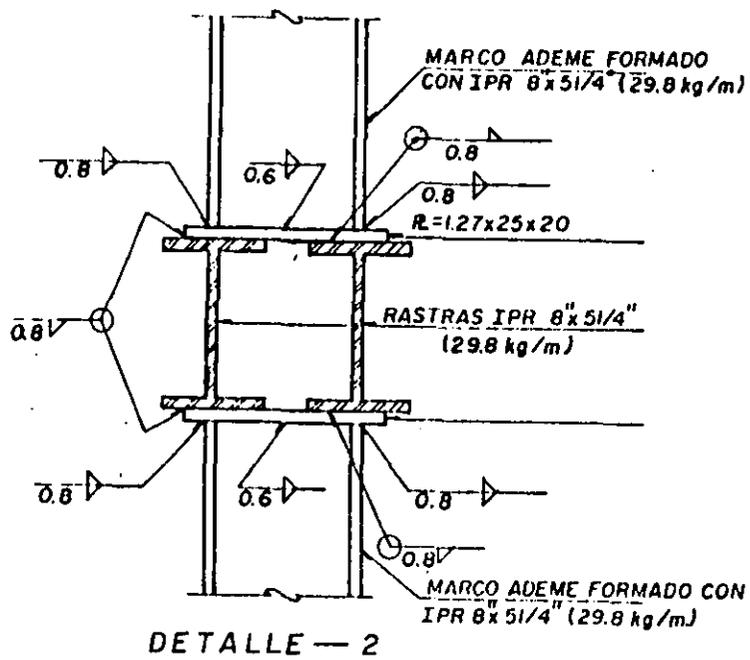
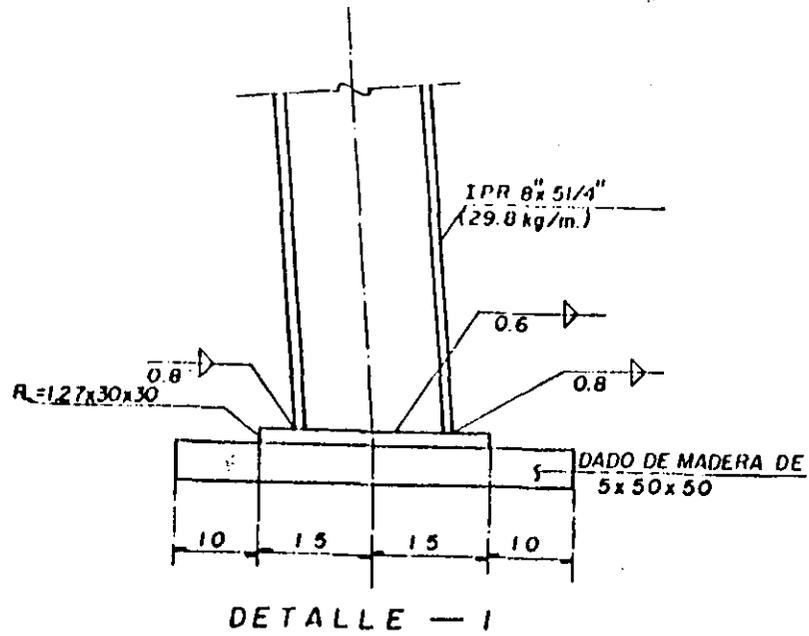
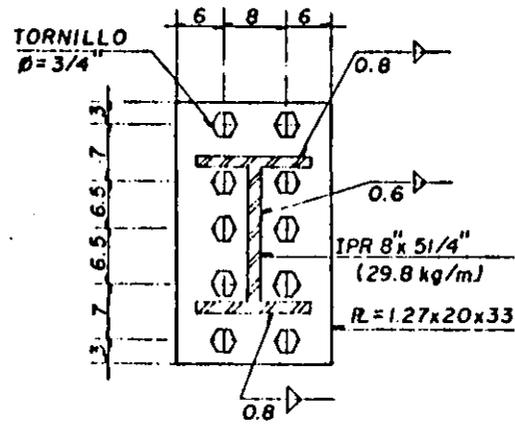
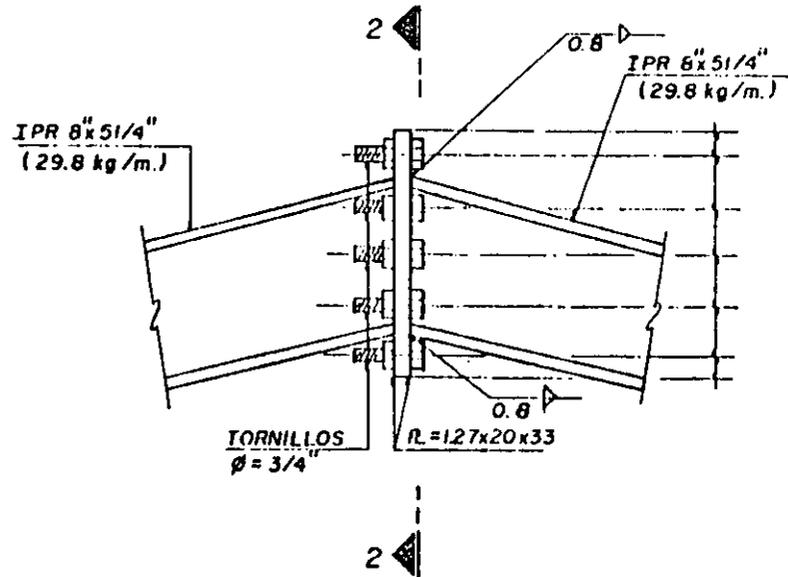


FIG. 23.- DETALLES DE LOS MARCOS METALICOS USADOS EN LA ESPUELA DE COMUNICACION.



CORTE 2-2

FIG. 24.- DETALLE DE LA UNION EN LA CLAVE DE LOS MÀRCOS EN LA ESPELA DE COMUNICACION.

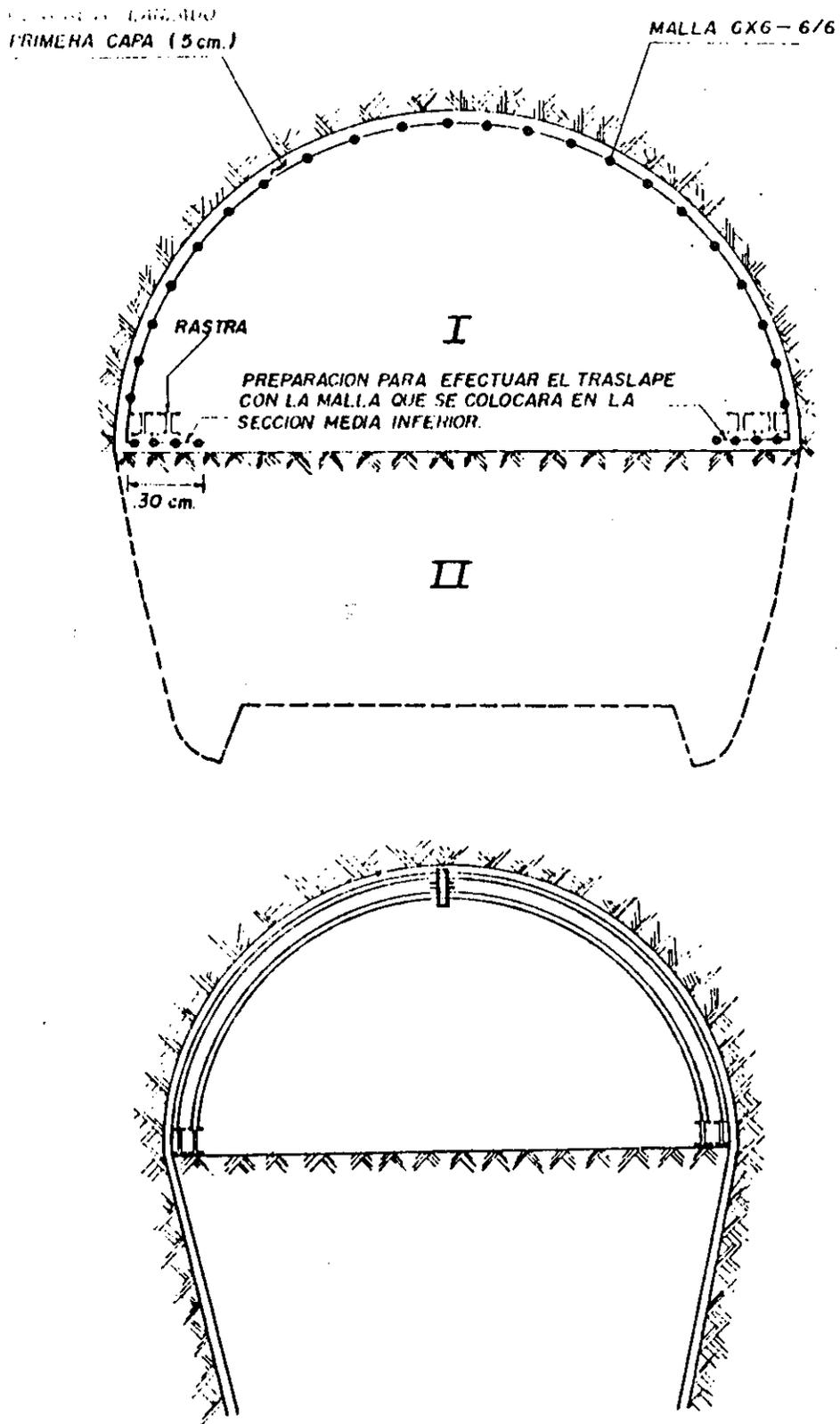


FIG. 25.- DETALLES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA  
 FIG. 26.- ESPUELA DE COMUNICACION.

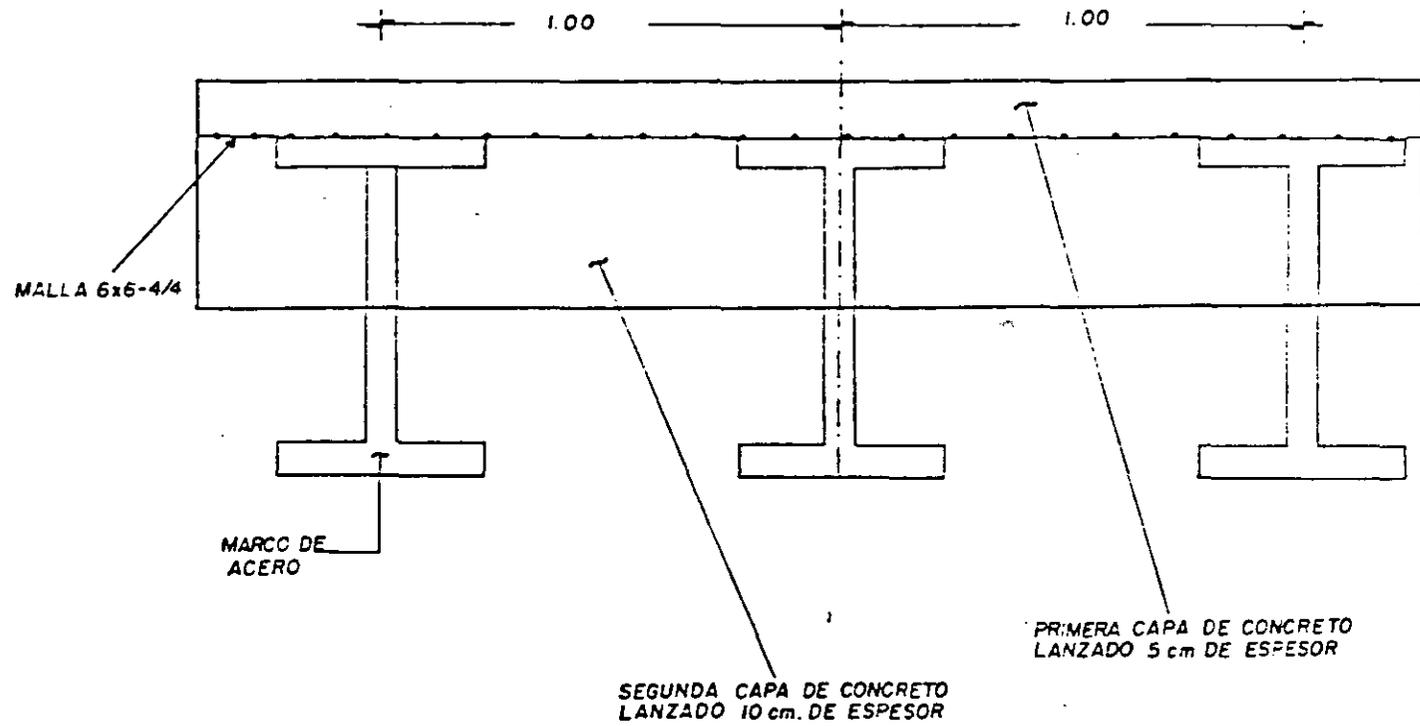


FIG. 27.- DETALLE DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO DE LA ESPUELA DE COMUNICACION

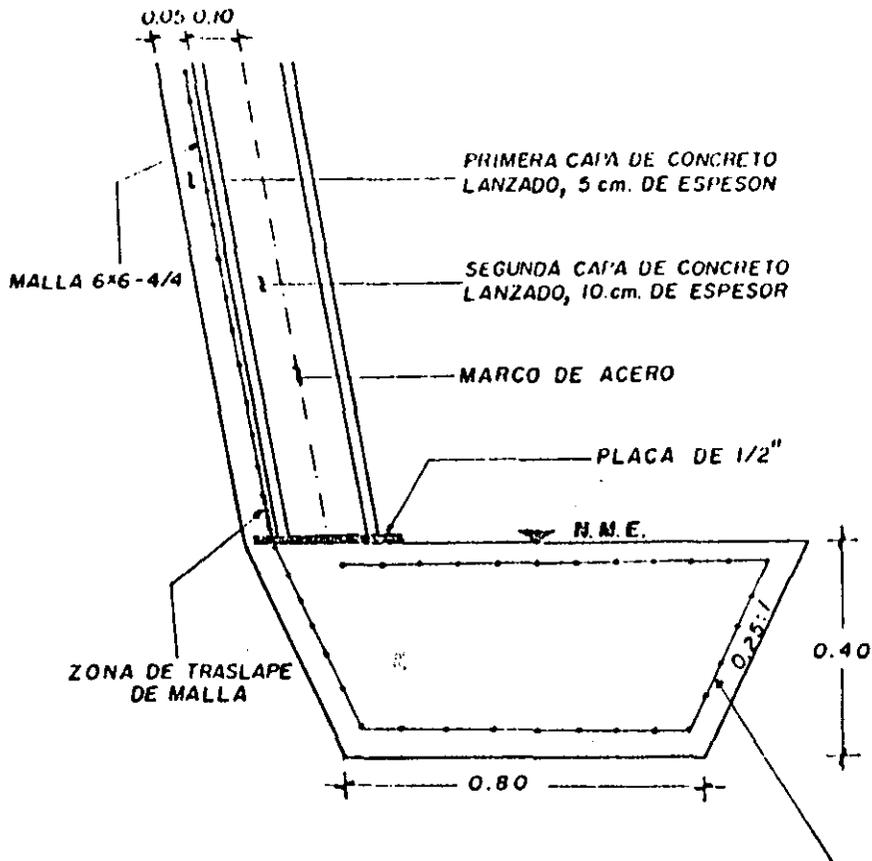


FIG. 28.- DETALLE DE ZAPATAS Y REVESTIMIENTO PRIMARIO DE LA ESPUELA DE COMUNICACION.

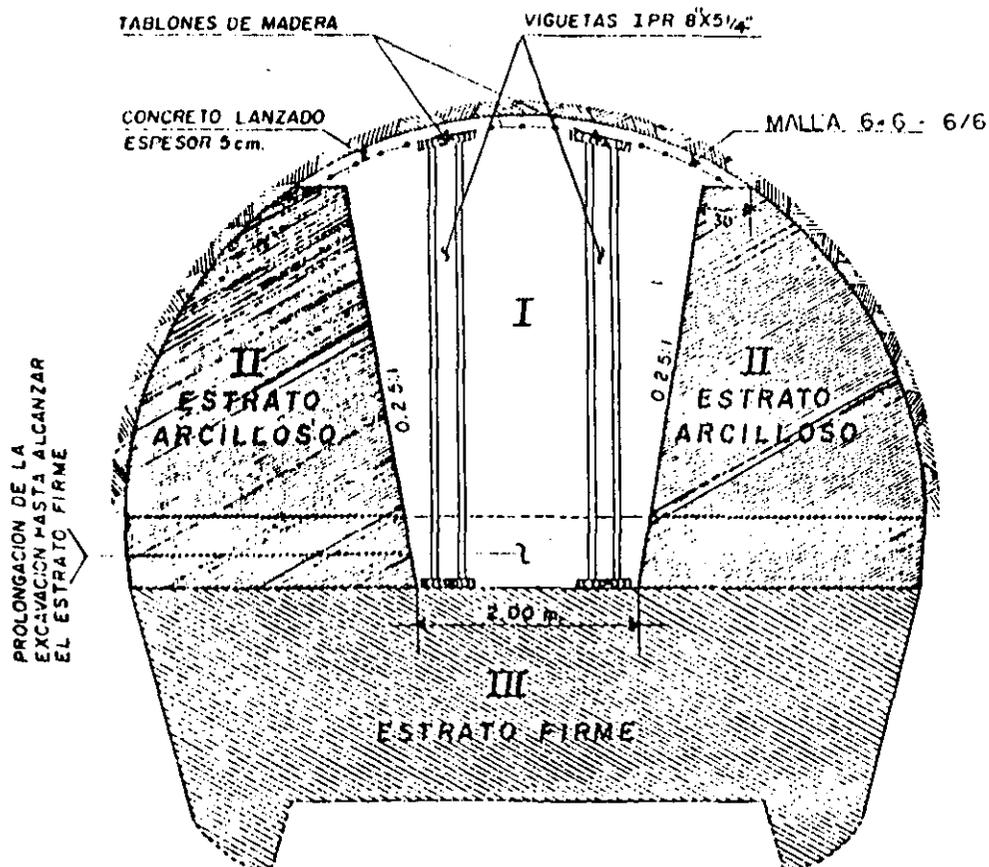


FIG. 29.- SECUENCIA EN TUNEL PILOTO DE LA ESPUELA DE COMUNICACION.

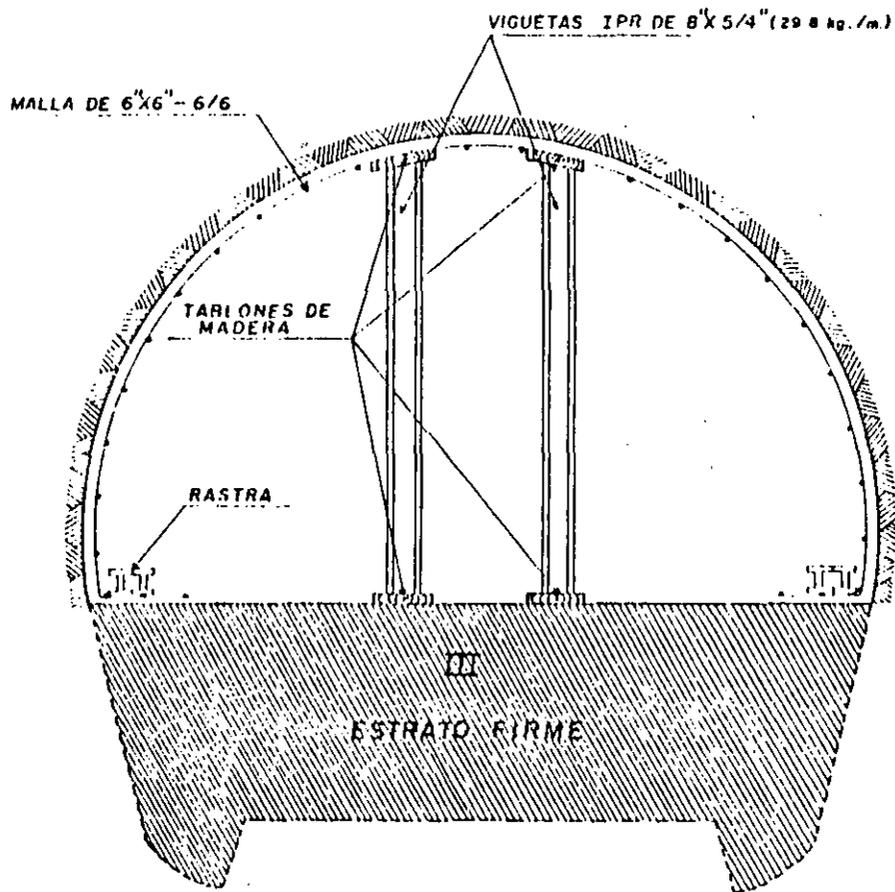
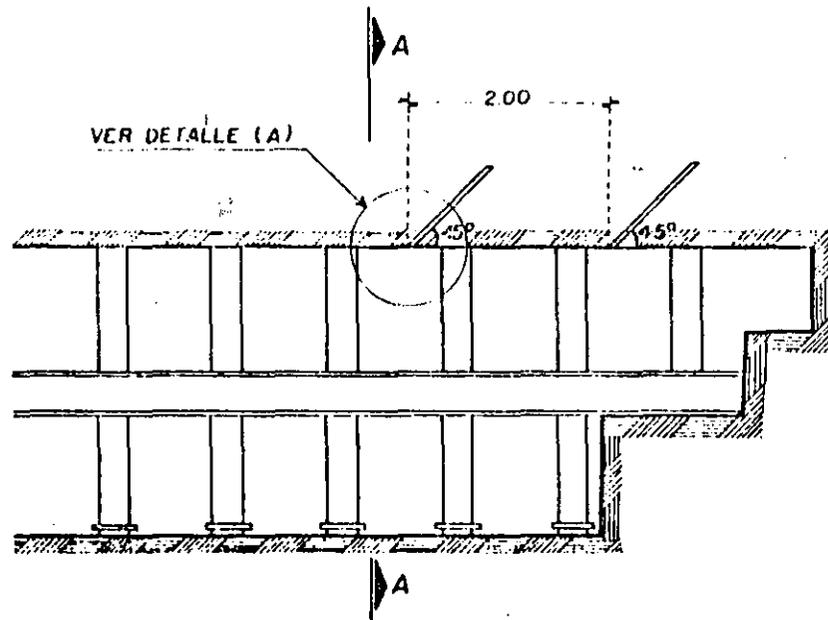
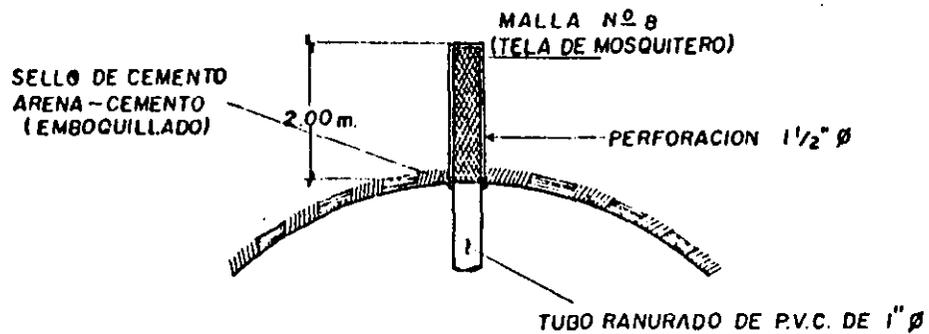


FIG. 30.- SECUENCIA EN TUNEL PILOTO DE LA ESPUELA DE COMUNICACION.



CORTE LONGITUDINAL



DETALLE (A)

FIG. 31.- ATAQUE CON TUNEL PILOTO EN LA ESPUELA DE COMUNICACION CON DETALLES DE DRENES.

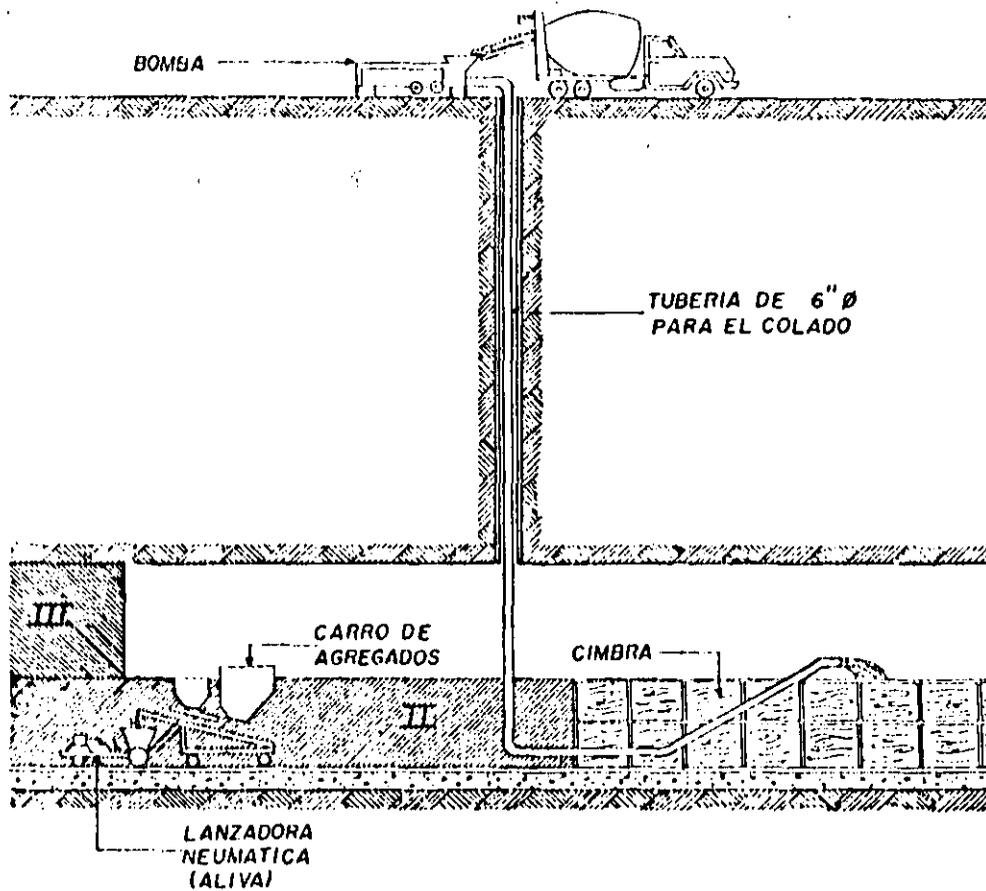


FIG. 32.- PROCEDIMIENTO DE COLOCACION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN LA ESPUELA DE COMUNICACION

II.- CONCRETO HIDRAULICO.

III.- CONCRETO LANZADO.

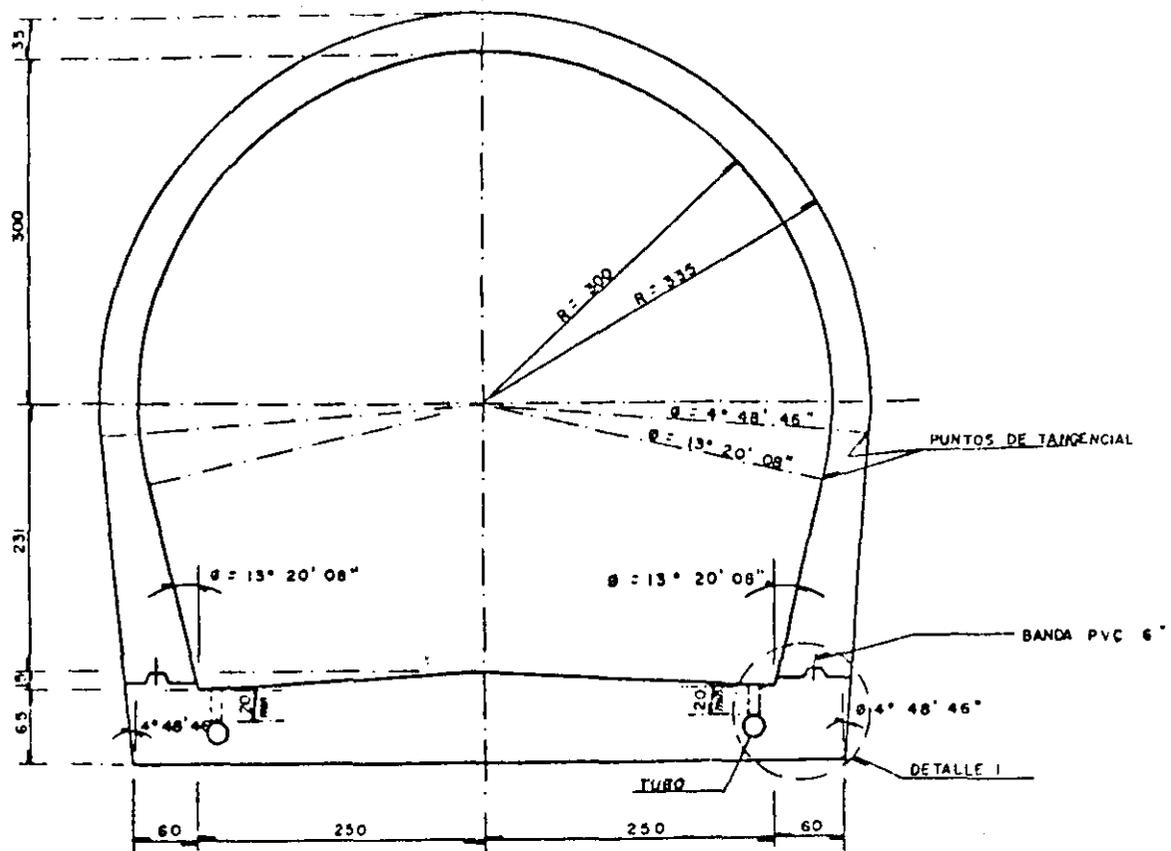


FIG. 33.- SECCION DEL TUNEL DE LA ESPUELA DE COMUNICACION CON EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

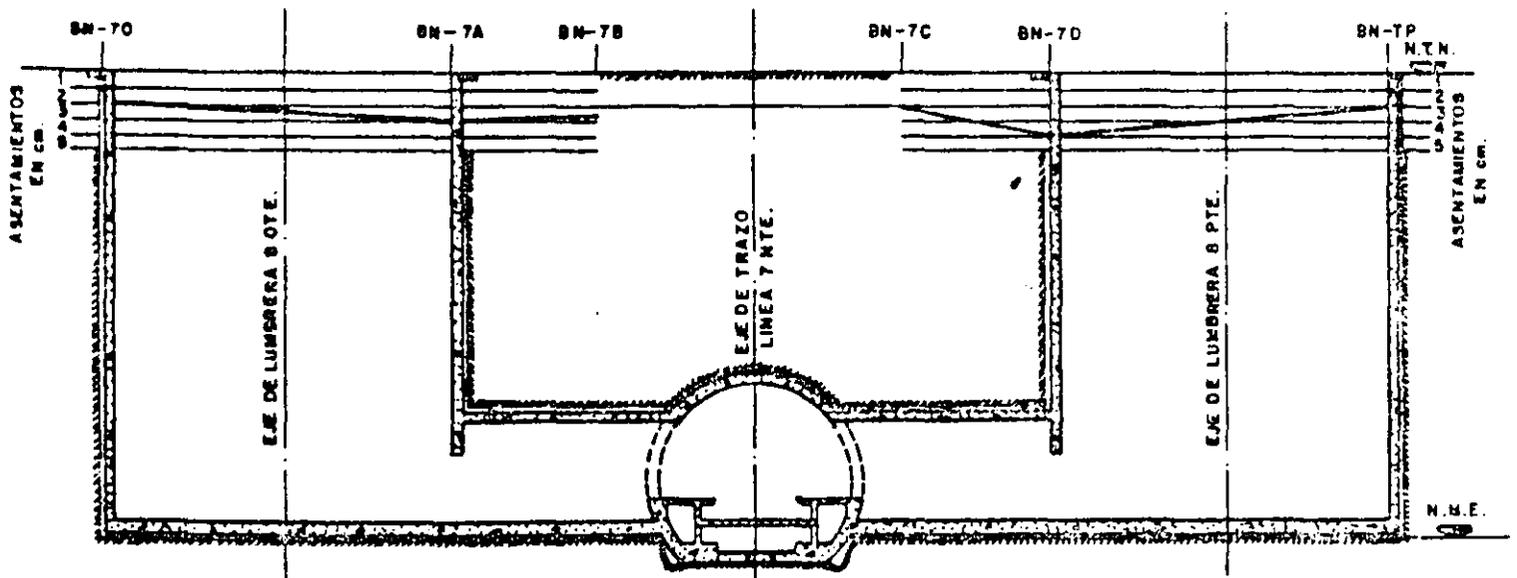


FIG. 34.- CORTE TRANSVERSAL ESTACION CAMARONES.

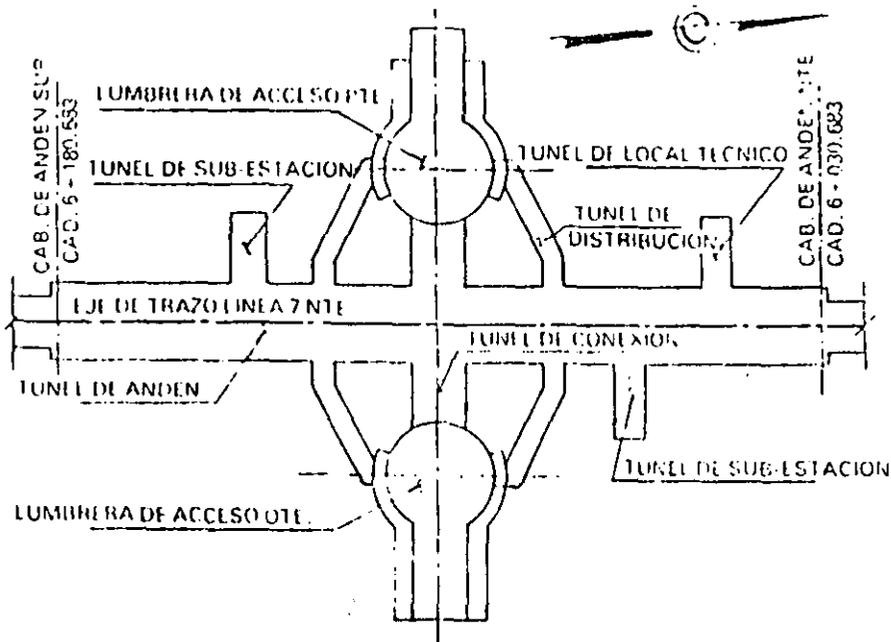


FIG. 1 DISTRIBUCION DE TUNELES DE LA ESTACION

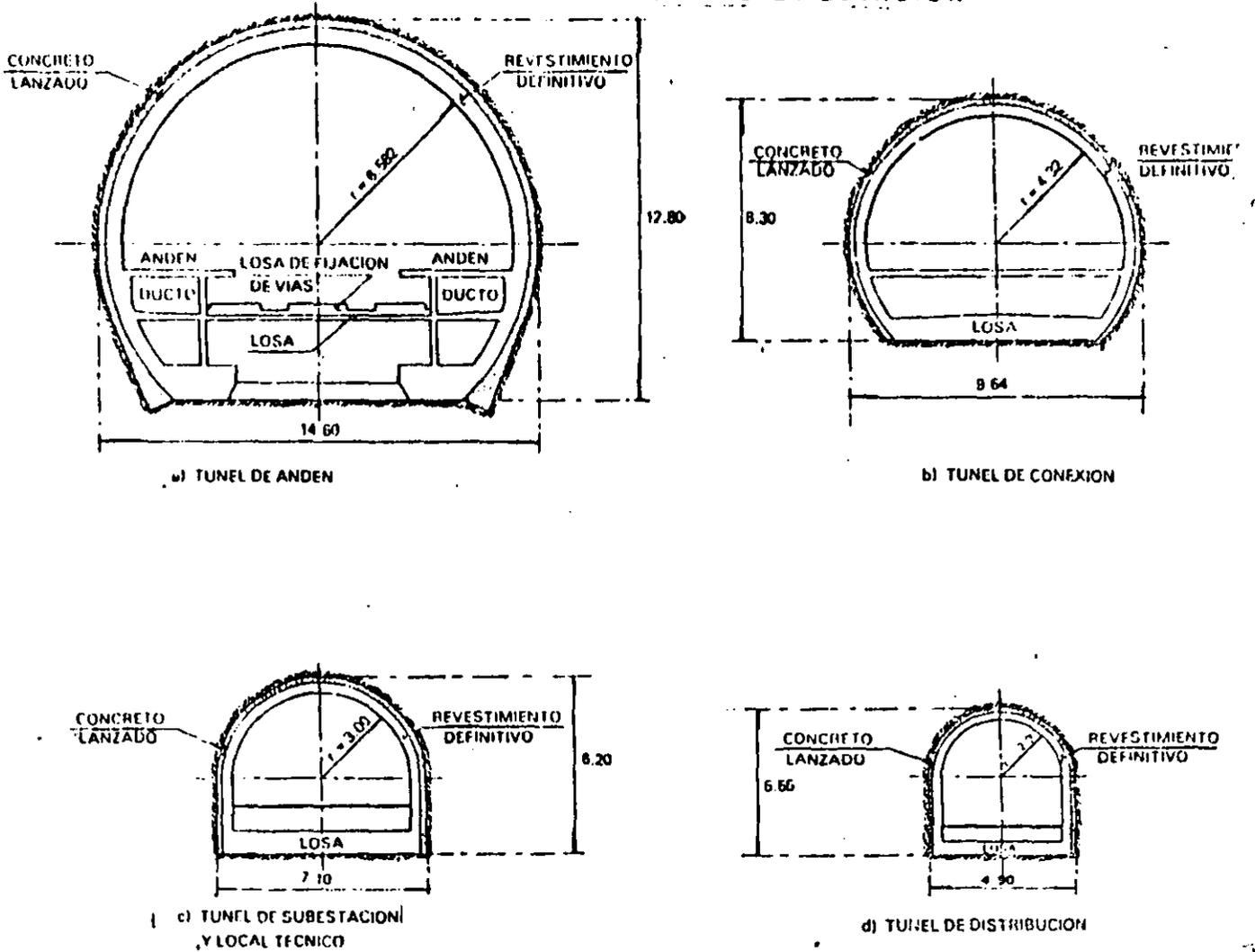


FIGURA 35.-

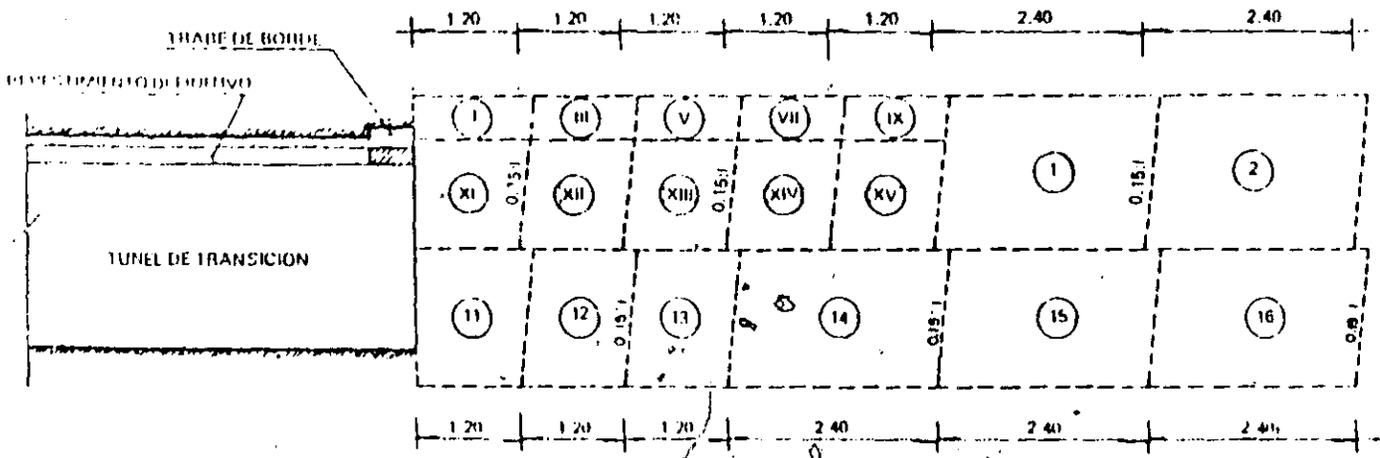


FIG. 37.- SECUENCIA DE ETAPAS DE EXCAVACION AL INICIO DEL TUNEL DE ANDEN.

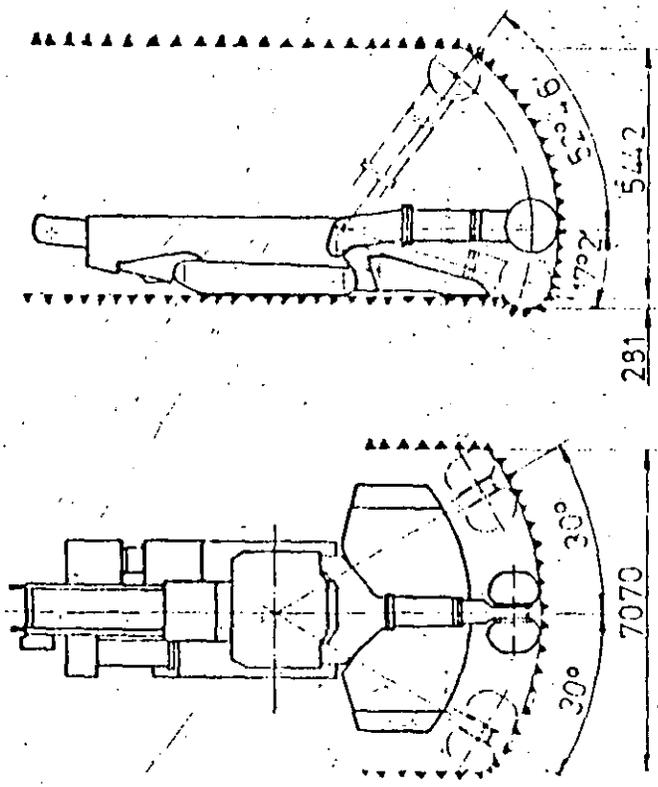
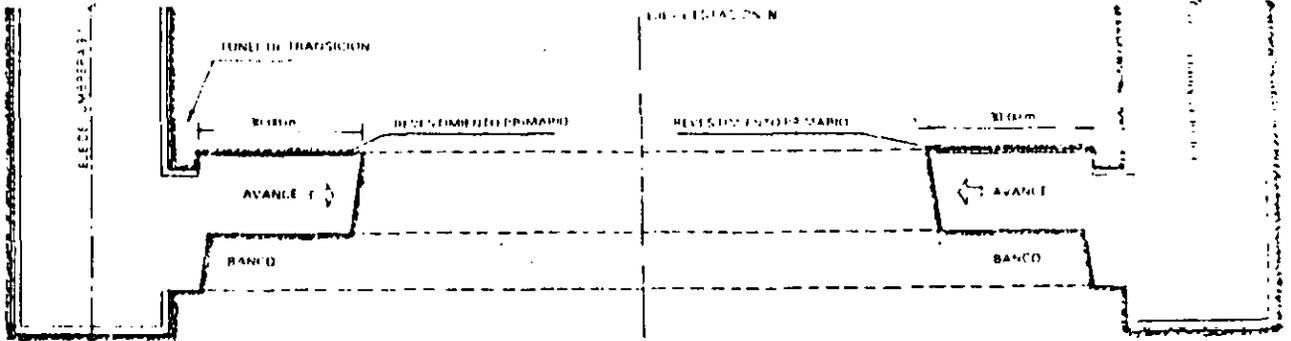
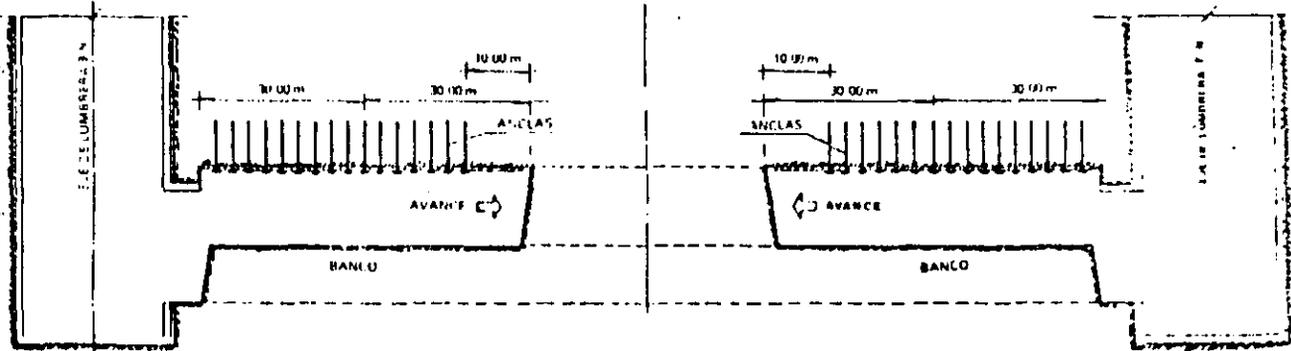


FIG. 38.- MAQUINA ROZADORA ALPINE MINER MODELO AM 100

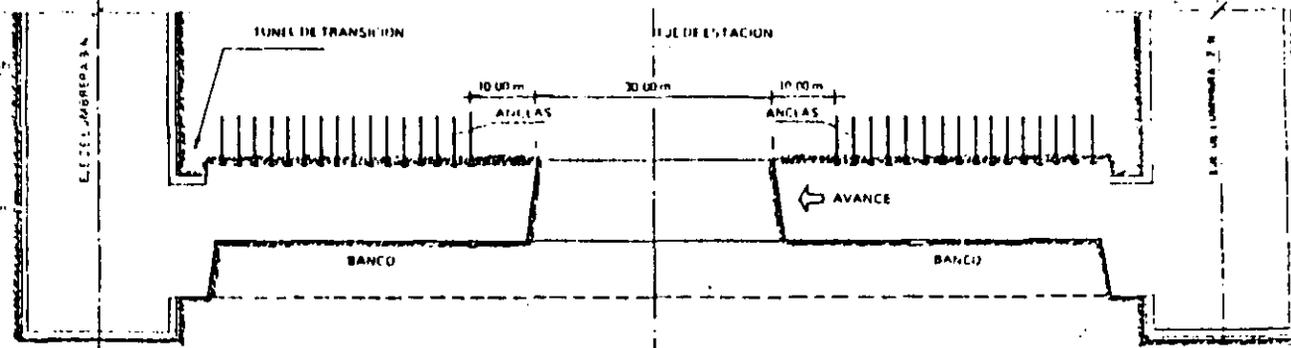
FIG. 36.-



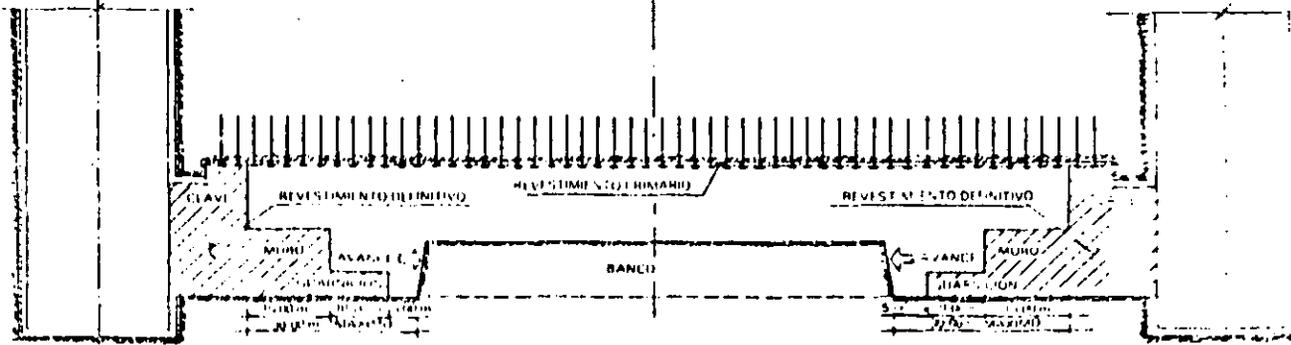
AL EXCAVACION DE LA SECCION MEDIA SUPERIOR POR AMBOS FRENTES EN LOS PRIMEROS 30.00 m



RECOLECCION DE ANCLAS EN LOS PRIMEROS 30.00 m, Y LA CONTINUACION DE LA EXCAVACION DE LA SECCION MEDIA SUPERIOR EN LOS SIGUIENTES 30.00 m



EXCAVACION DE LOS 30.00 m DE LA SECCION MEDIA SUPERIOR POR UN SOLO FRENTE



EXCAVACION DEL BANCO SIMULTANEAMENTE POR LOS DOS FRENTES, Y COLOCACION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

