

Máster Universitario en Túneles y Obras Subterráneas



ÁREA: B
MÓDULO: DISEÑO Y PROYECTO DE TÚNELES

ESTABILIDAD DEL FRENTE

Ponente: Eduardo Alonso Pérez de Ágreda
ICCP

Catedrático de 1a UPC

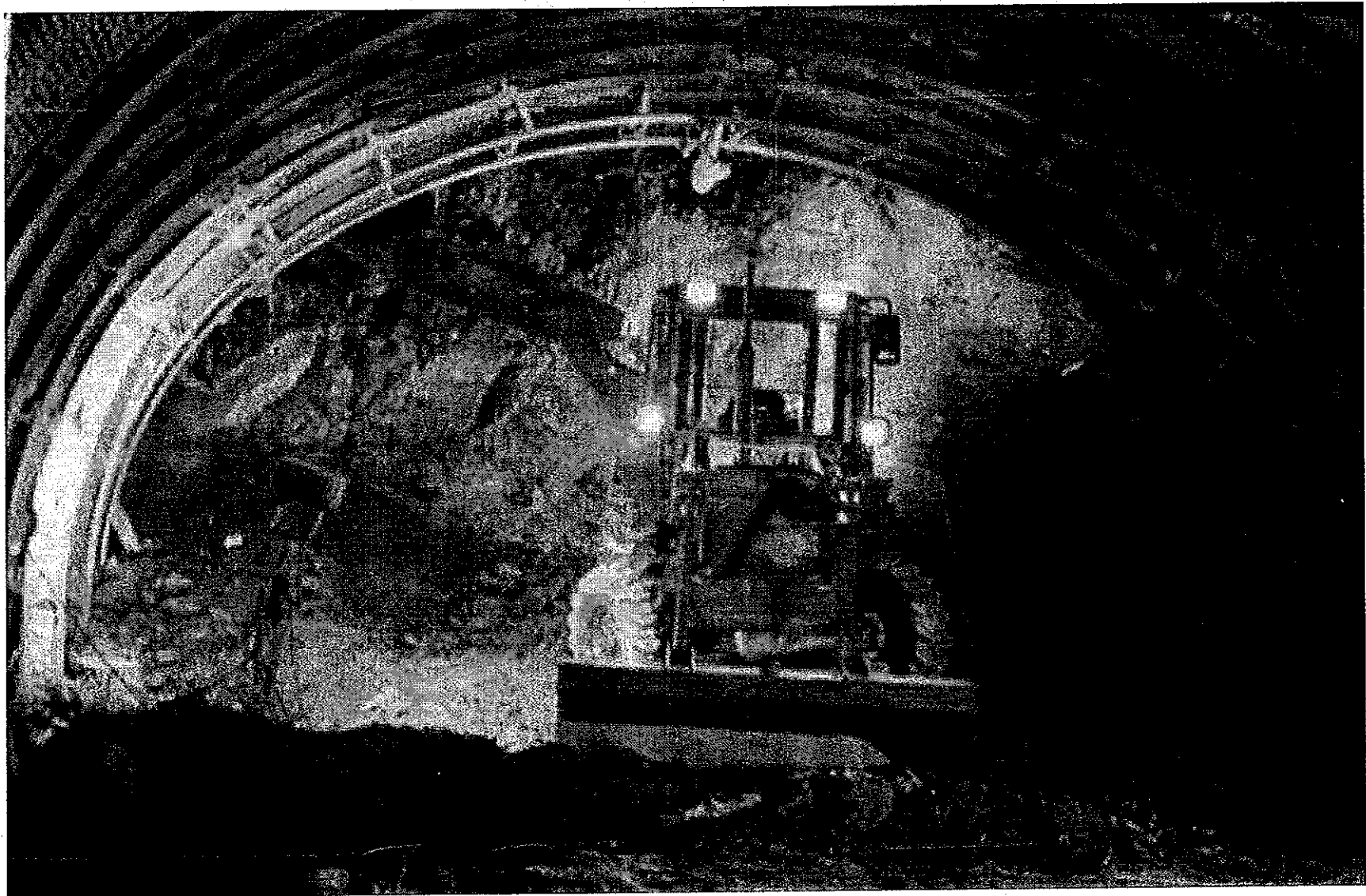
Día: 12/03/07

Hora: 18:15 a 19:15

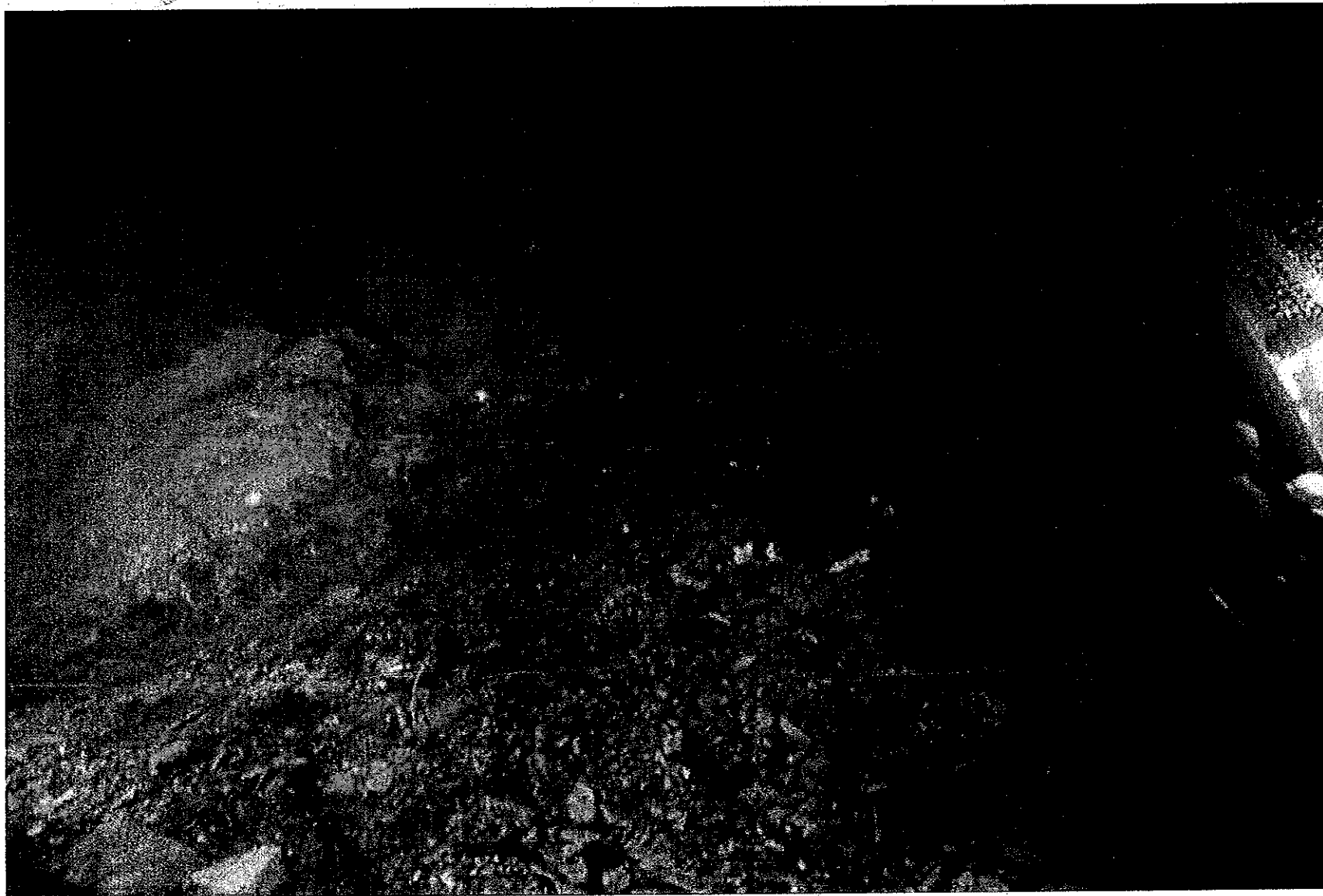
ESTABILIDAD DE FRENTES

E. Alonso

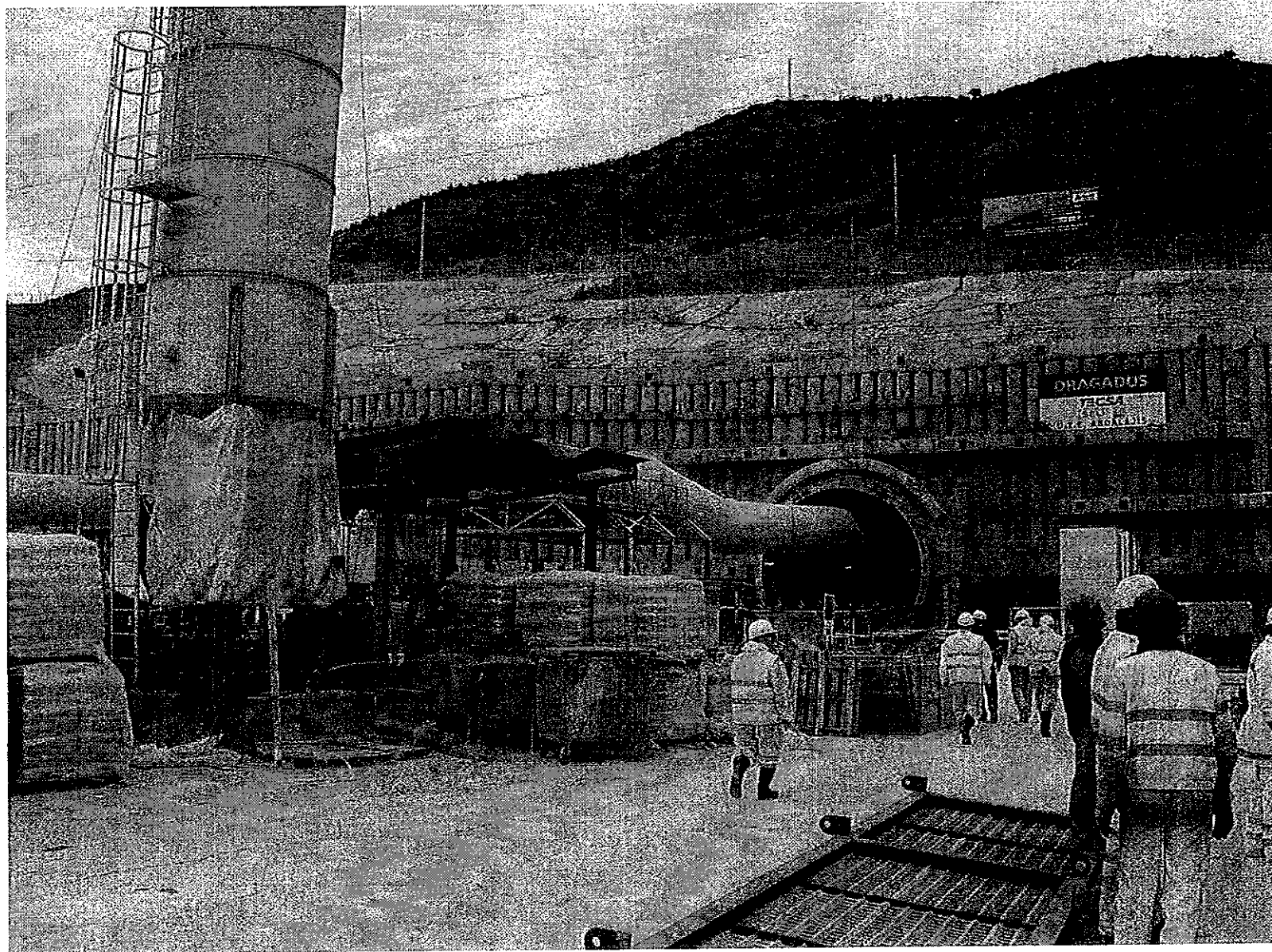
Frente del Túnel de la Floresta en pizarras paleozoicas. Construcción mediante NMA



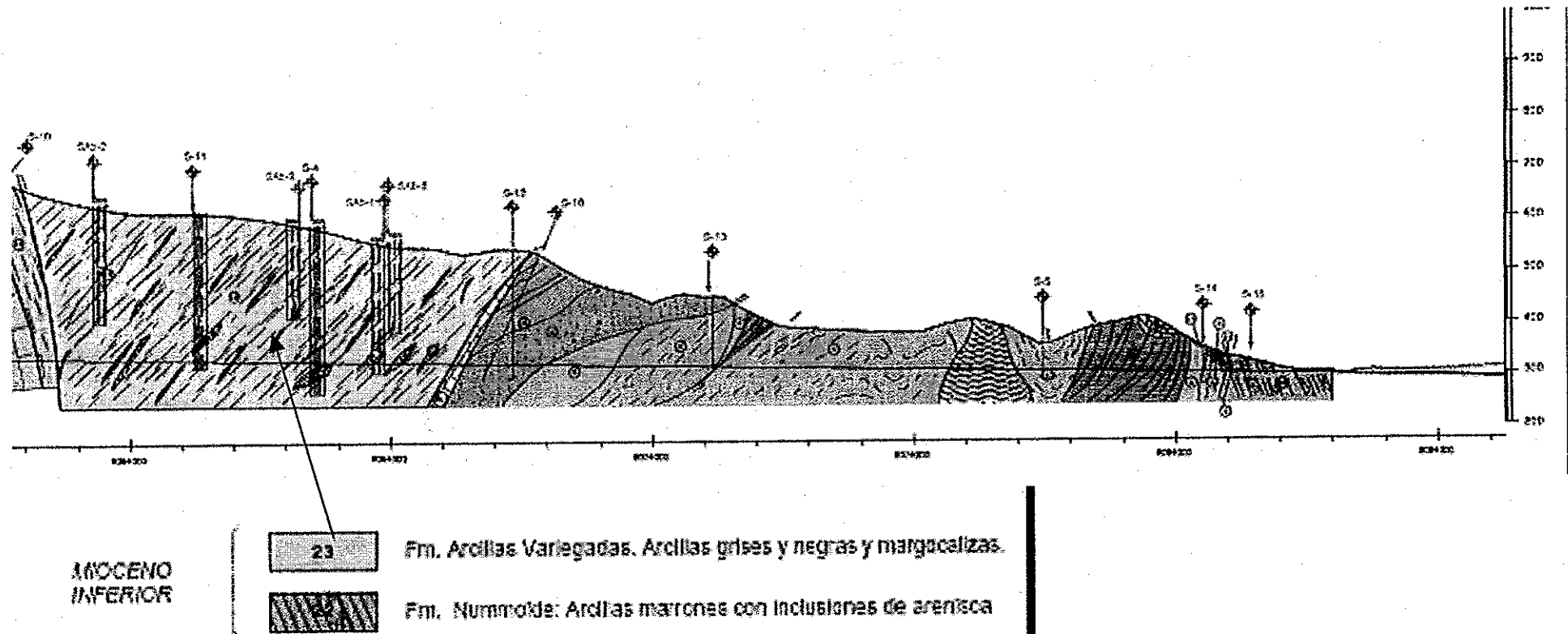
Frente del Túnel de la Floresta en pizarras paleozoicas. Construcción mediante NMA. Rotura del frente con coberturas de 20-25 m



Túneles de Abdalajís. AVE Córdoba - Málaga



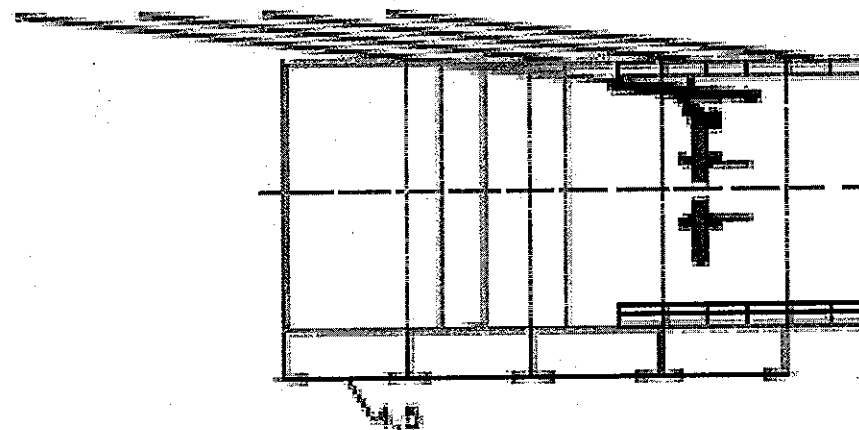
Geología. Túnel Este



Características del TBM, Doble Escudo utilizado:

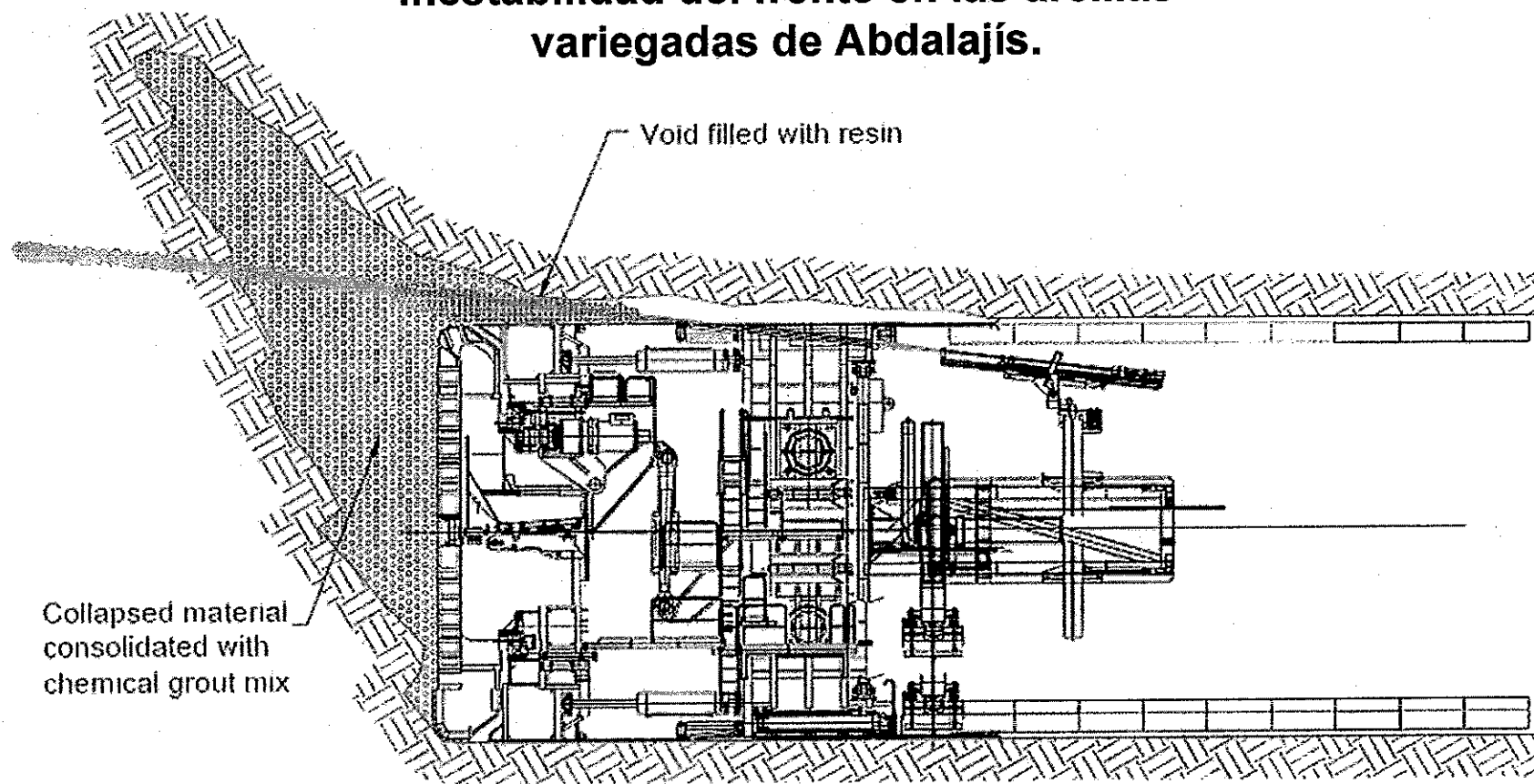
Diseño:

- Longitud total : 11 m (parecido a un escudo simple)
- Diámetro de la cola considerablemente inferior al frente para permitir el avance en terreno plastificado
- Posibilidad de sobreexcavación para incrementar el hueco entre roca y dovelas (terreno plastificado)
- Capacidad para avanzar en modo doble escudo en terreno inestable
- **Capacidad para tratar el terreno por delante de la cabeza mediante taladros (micropilotes, inyección) en todo el perímetro**



Exc. Length = 4,5m
Micropile = 21m

Inestabilidad del frente en las arcillas variegadas de Abdalajís.

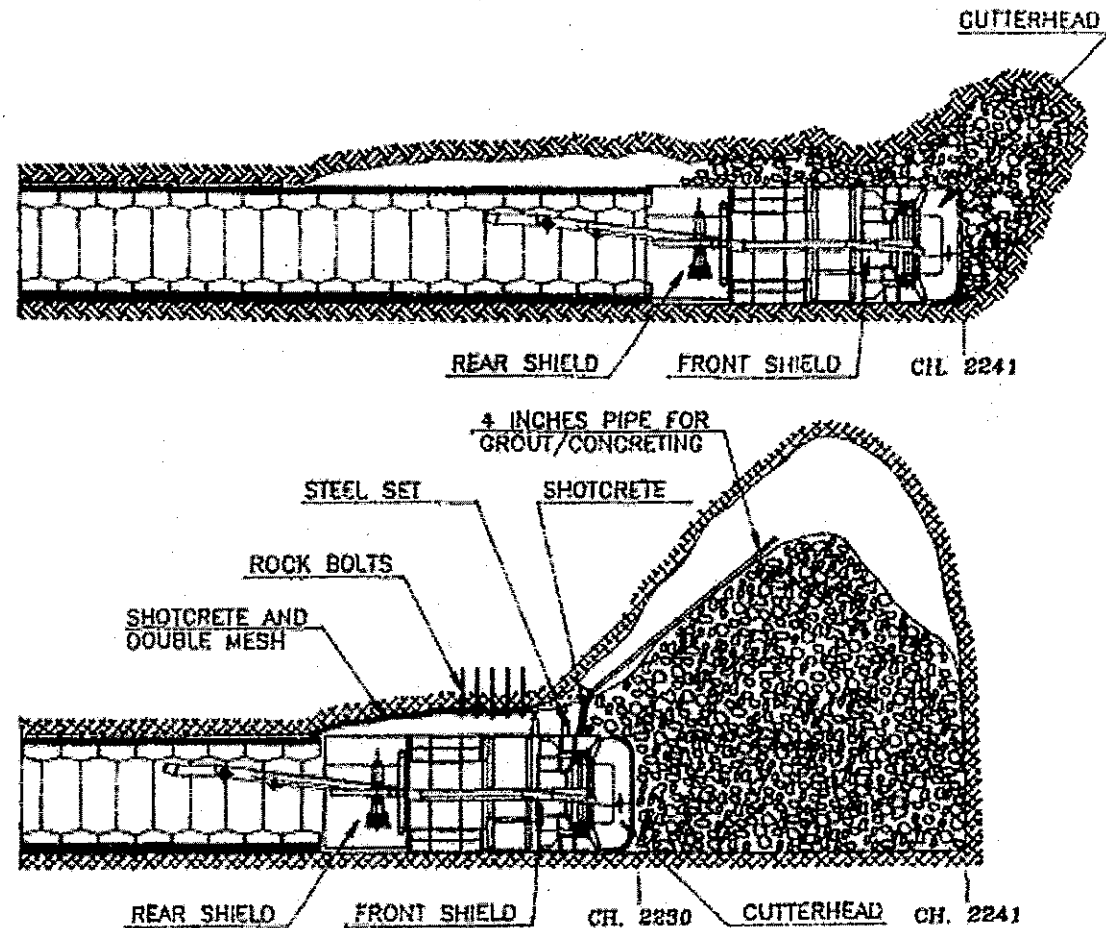


(Grandori y Romualdi, 2004)

Procedimiento: Detener el TBM. Rellenar huecos con espuma e inyectar con resinas el terreno colapsado por delante de la cabeza. Avanzar el TBM y repetir el tratamiento.

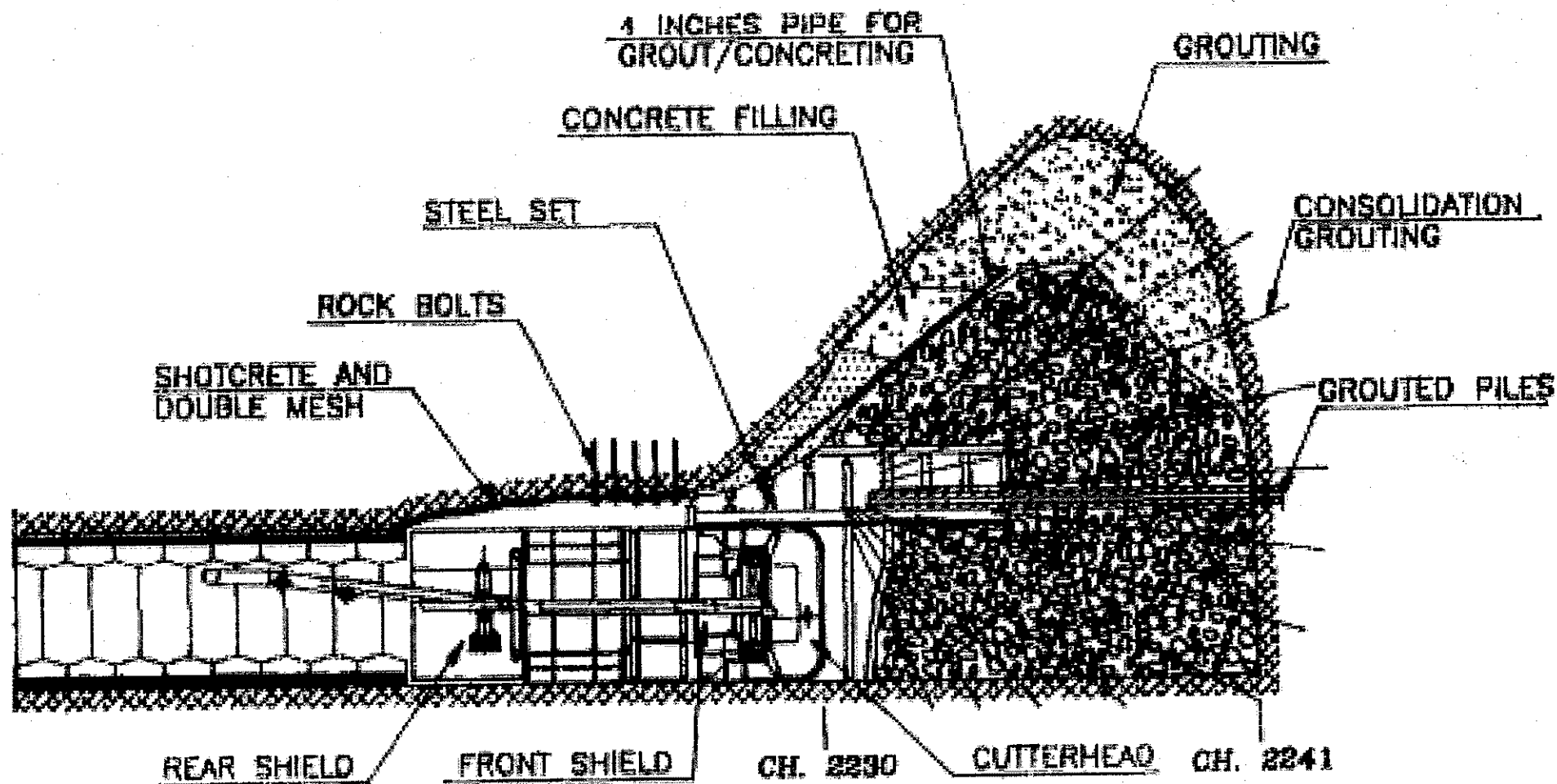
En casos pésimos: Reforzar con bulones de fibra de vidrio, inyectados con resina, la corona del túnel, por delante de la TBM. La inyección de resina estabiliza las arcillas fracturadas. Repetir el tratamiento cada 3-5 metros

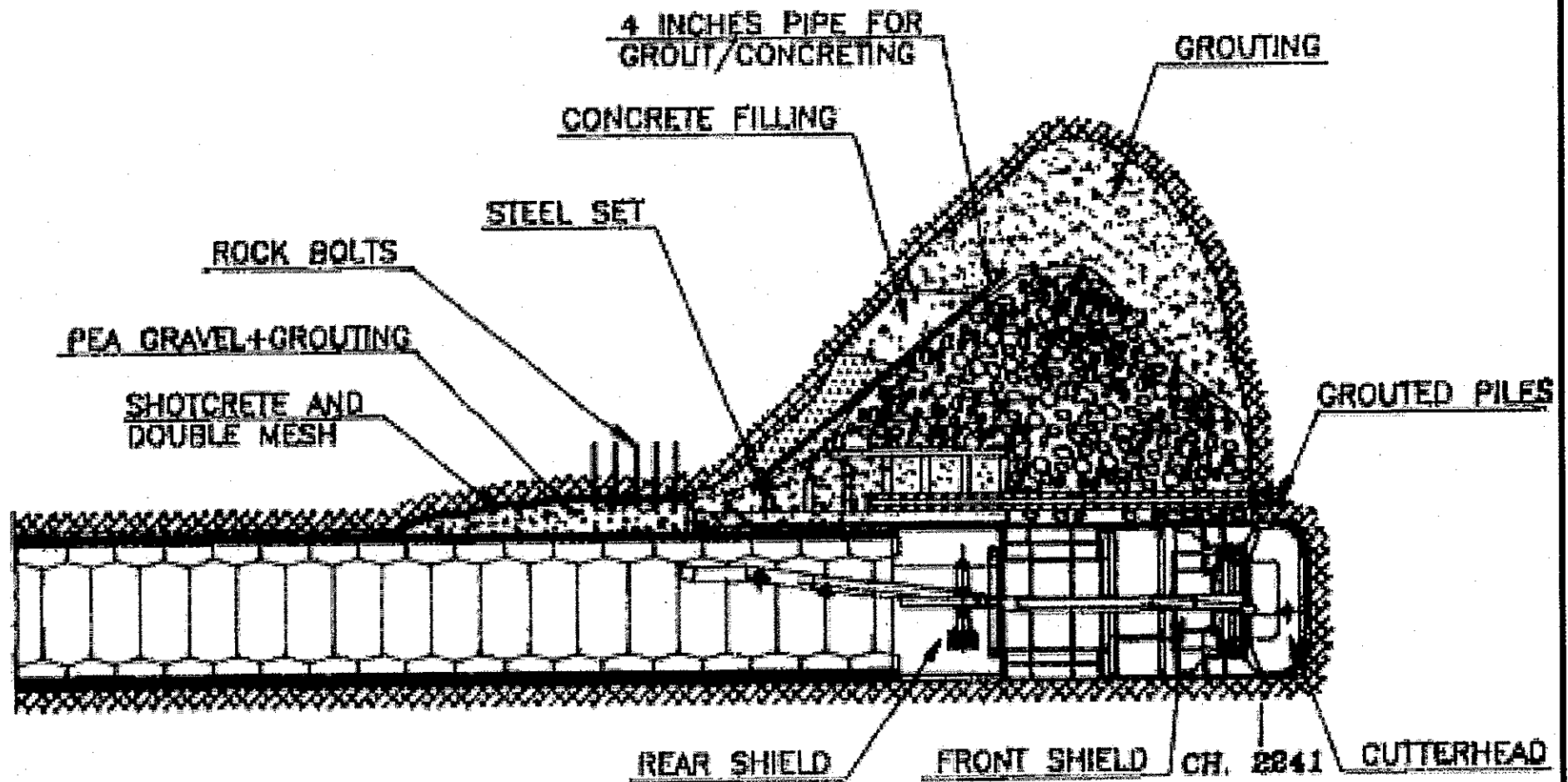
Túnel hidráulico de
Evinos. Grecia.
(Diámetro: 3.5m.
Perforado con 4 TBM de
frente abierto)



“After the first 2000 mts excavated at very fast rate the Ginevra Double Shield TBM entered in a very disturbed flisch zone where the structure of the rock formations was completely destroyed into a kind of non cemented mass formed by big sandstone blocks swimming in non cohesive clay materials. In the same time high concentration of gas were measured.

At chainage 2240 a big collapse of material in front of the cutterhead stop the cutterhead rotation and create a cavern of more than 10 mts high over the TBM”.





(Grandori et al, 1995)

Estabilidad de frentes

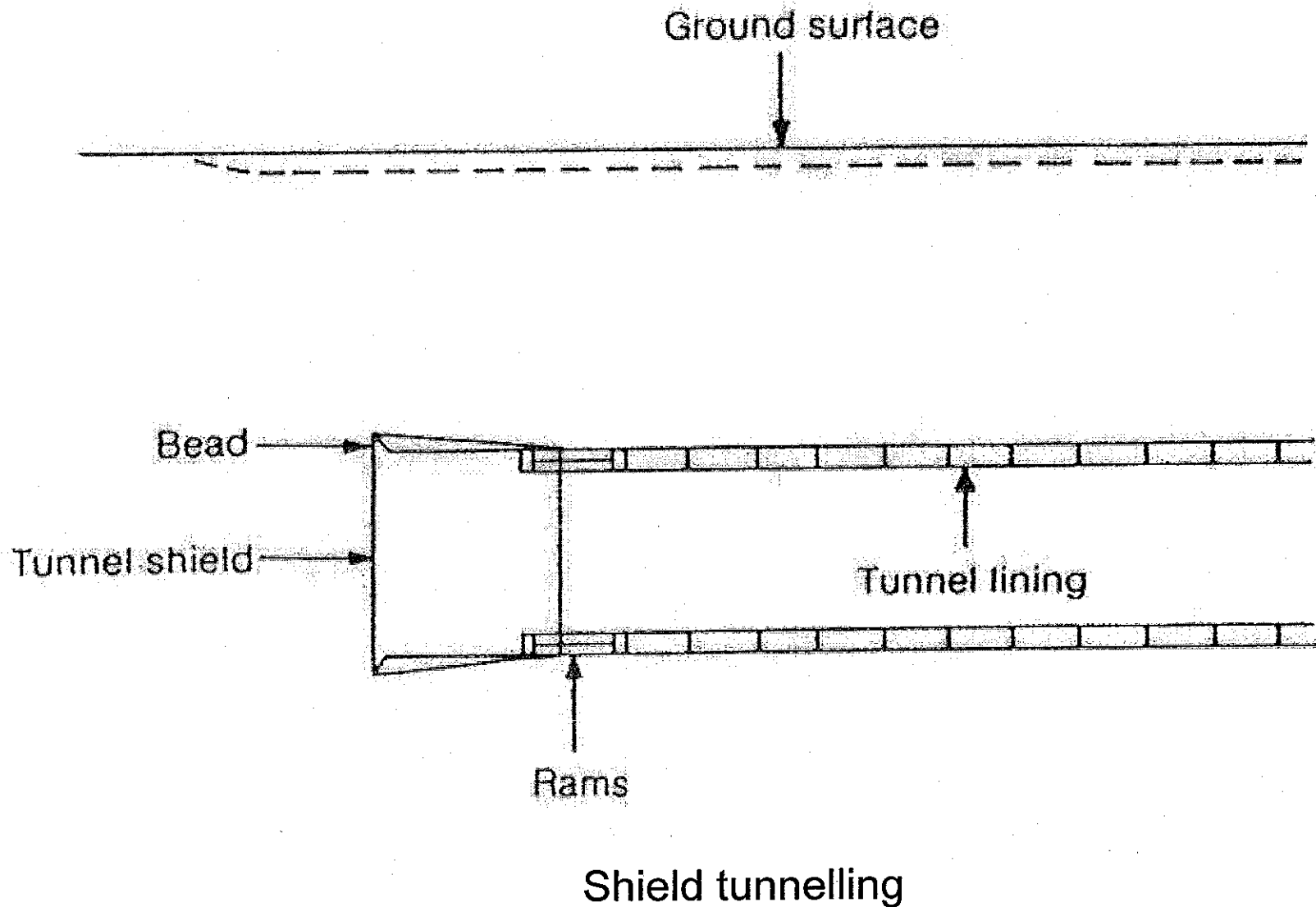
- Algunos trabajos sobresalientes:

- B.B. Broms & H. Bennermark (1967) "Stability of clay in vertical openings". J. Soil Mech. Found. D., 193(SM1): 71-94.
- E.H. Davis, M.J. Gunn, R.J. Mair & H.N. Seneviratne (1980) "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material". Géotechnique, 30(4): 397-416.
- H.B. Mülhaus (1985) "Lower bound solutions for circular tunnels in two or three dimensions". Rock Mech & Rock Engng., 18:37-52.
- E. Leca & M. Panet (1988) "Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel". Revue Fran. Geotech., 43: 5-19.
- E. Leca & L. Dormieux (1990) "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material". Géotechnique, 40(4): 581-606.
- P. A. Vermeer, N. Ruse and T. Marcher (2002). Tunnel Heading Stability in Drained Ground. Felsbau, No. 6, 1-17
- C.E. Augarde, A. V. Lyamin and S.W. Sloan (2003) Stability of an undrained plane strain heading revisited. Computers and Geotechnics 30 (2003) 419-430

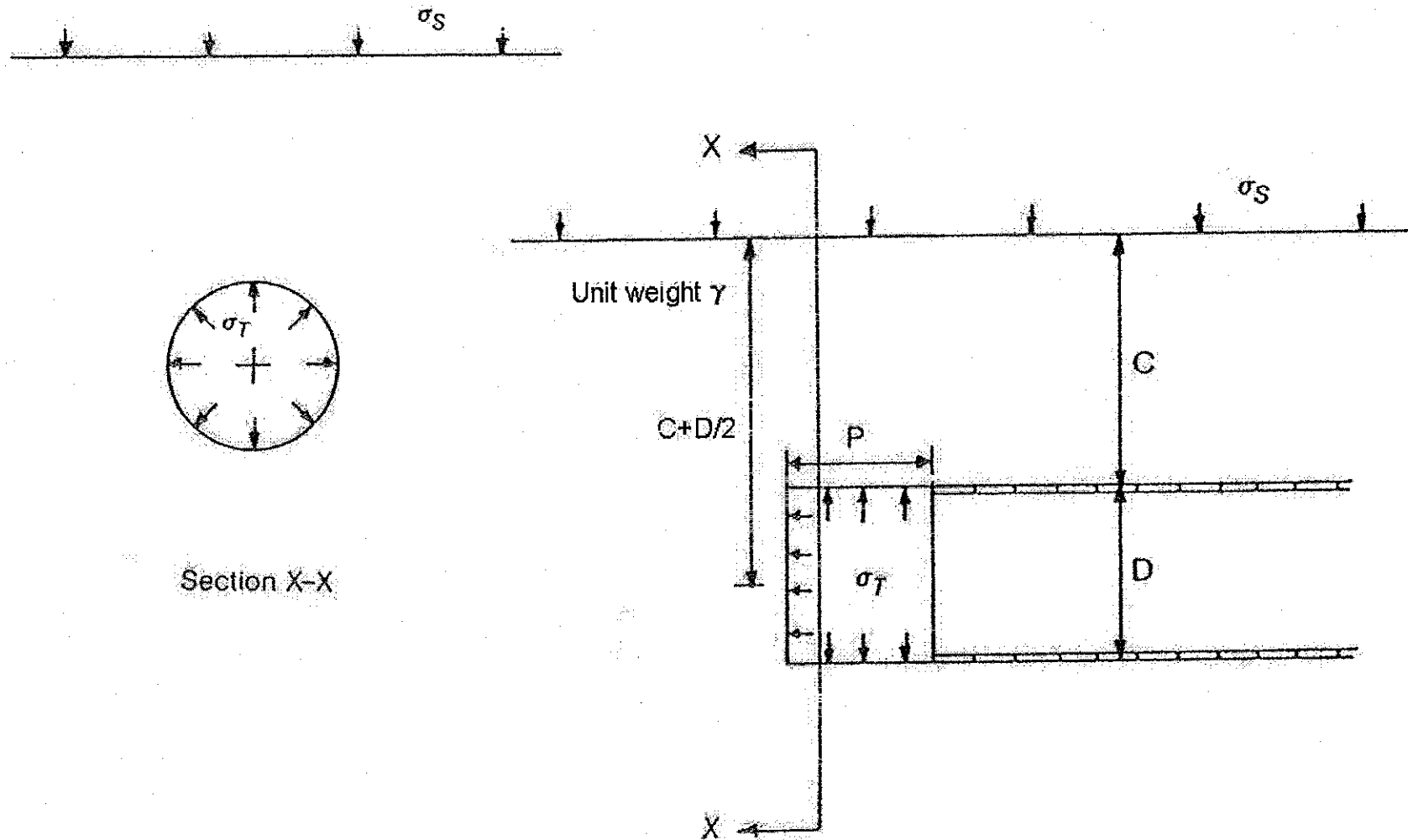
Estabilidad de frentes. Teoremas del colapso plástico

- Casos considerados:
 - Colapso general (deformación plana, túnel circular)
 - “Blow out” (deformación plana, túnel circular)
 - Colapso local
- Métodos de análisis:
 - Teoremas del colapso plástico
- Cota superior:
 - A partir de mecanismo de rotura cinemáticamente admisible
- Cota inferior:
 - A partir de campo de tensiones en equilibrio, que no sobrepasen rotura

Estabilidad de frentes. Terreno cohesivo (NO DRENADO) Geometría



Estabilidad de frentes. Terreno cohesivo



Geometría idealizada de túnel construido con escudo

- Si inestabilidad por colapso:

- Cota superior: Proporciona un σ_T menor que la carga real (inseguro)
- Cota inferior: Proporciona un σ_T mayor que la carga real (seguro)

Parámetros adimensionales

Tensiones: σ_S σ_T

Geometría: D , C , (P)

Terreno: c_u , γ



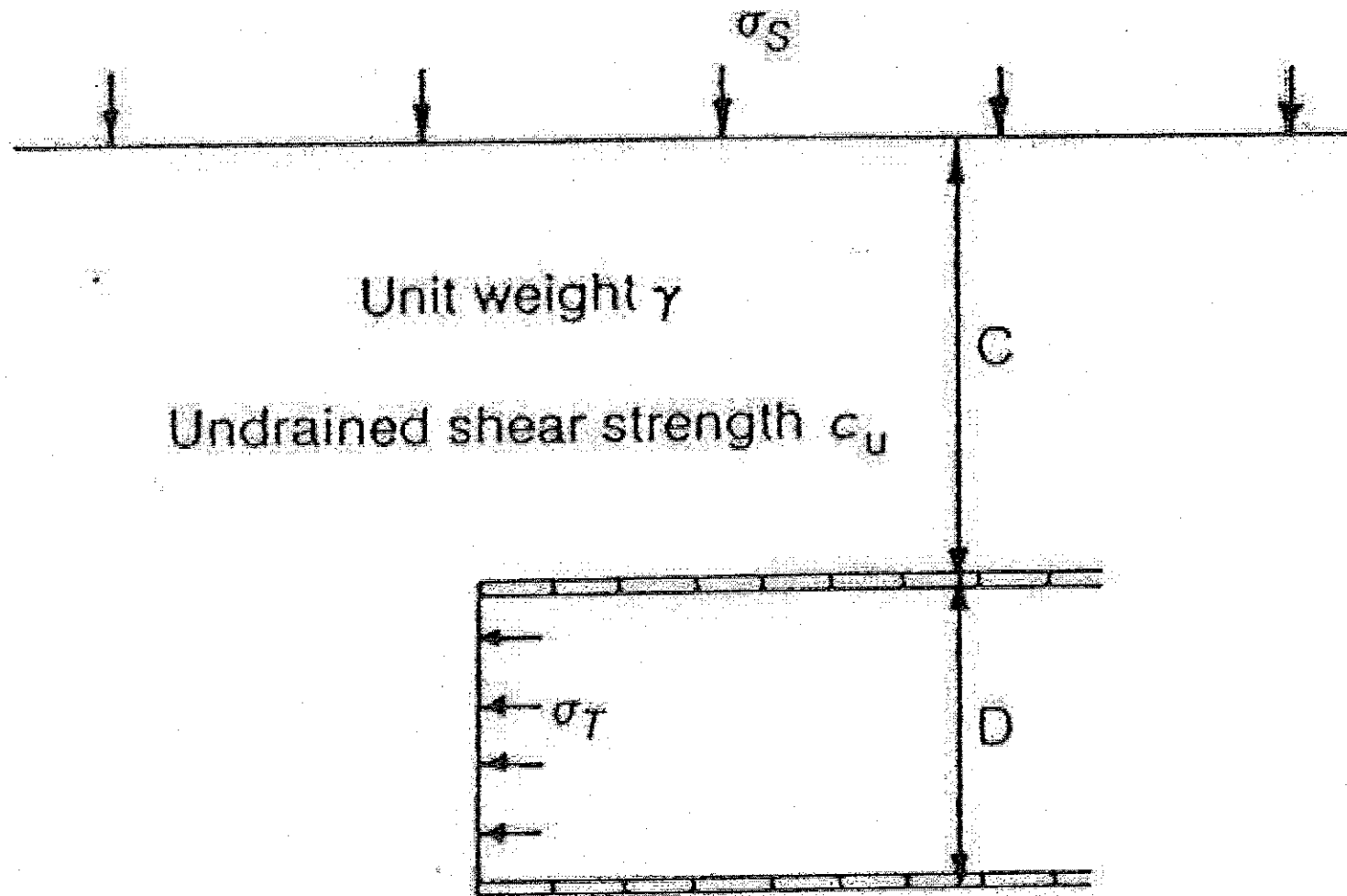
$$\frac{C}{D}, \left(\frac{P}{D} \right), \frac{\sigma_S}{c_u}, \frac{\sigma_T}{c_u}, \frac{\gamma D}{c_u}$$

NÚMERO DE ESTABILIDAD

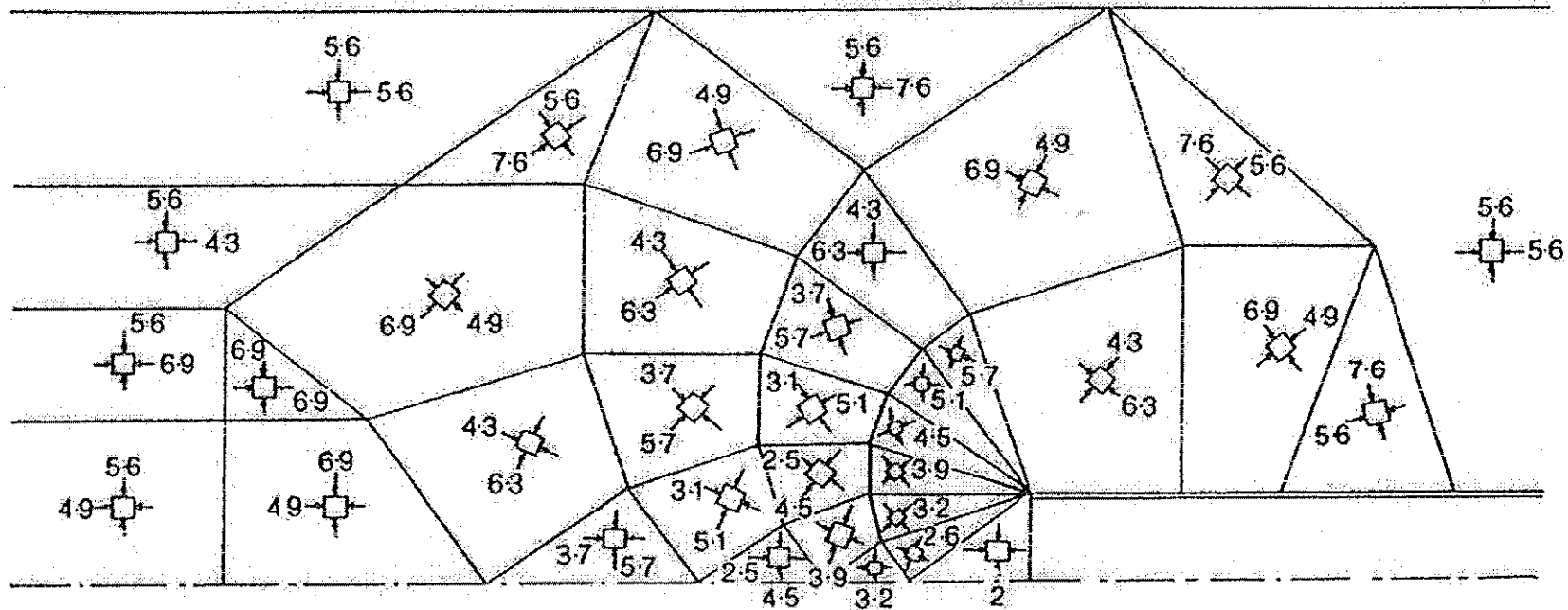
$$N = \frac{\sigma_S - \sigma_T + \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right)}{c_u}$$

(Broms + Bennermark, 1967)

Frente en deformación plana



Cota inferior



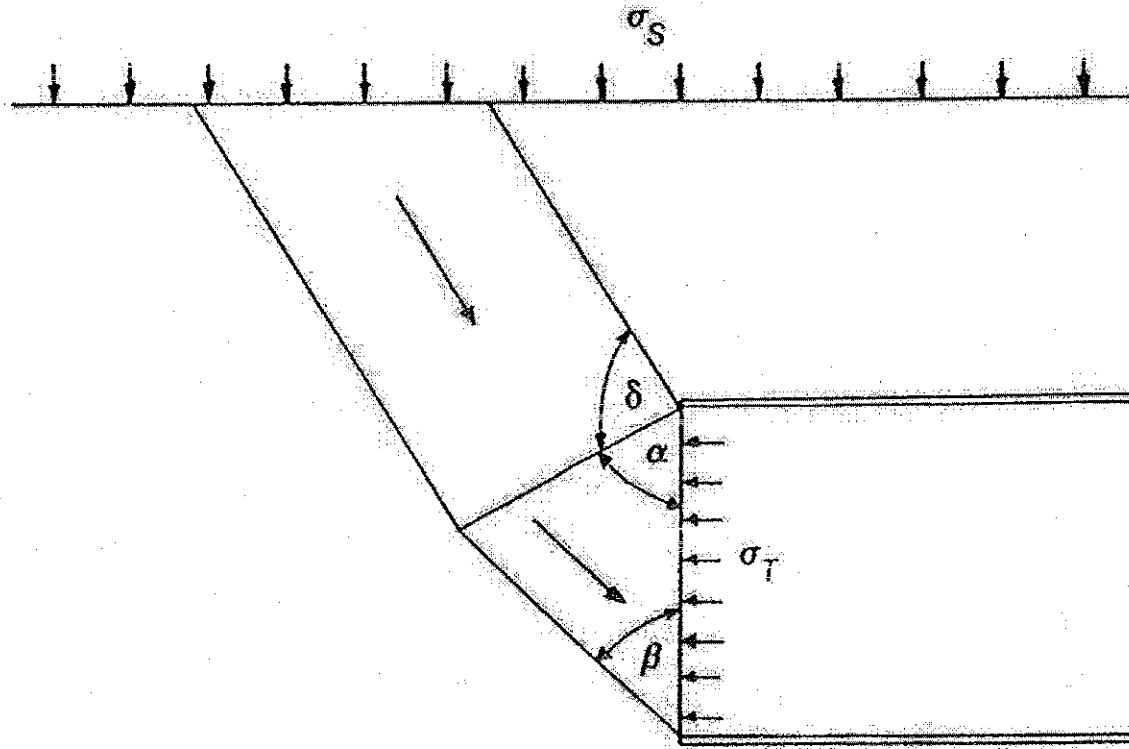
NOTA: Las tensiones expresadas se normalizan mediante c_u
 Los componentes tensionales no representadas son tensiones principales menores

REVESTIMIENTO LISO

$$N = 2 + 2 \ln \left(\frac{C}{D} + 1 \right)$$

Si rugoso $\rightarrow \sigma_{\text{colapso}}$ se incrementa en 0-20%

Cota superior. Deformación plana (A partir del mecanismo indicado)



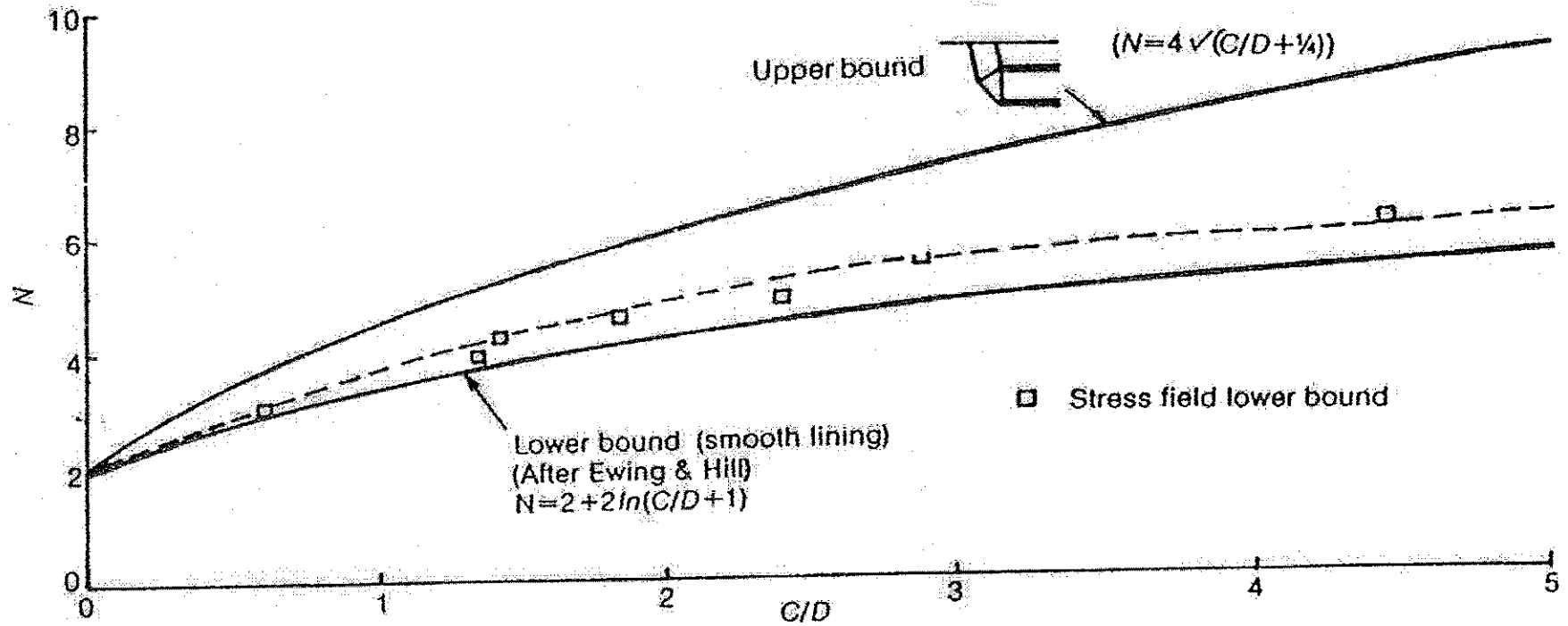
$$N = 4 \sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}}$$

$$\tan \alpha = \tan \beta = 2 \sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}}$$

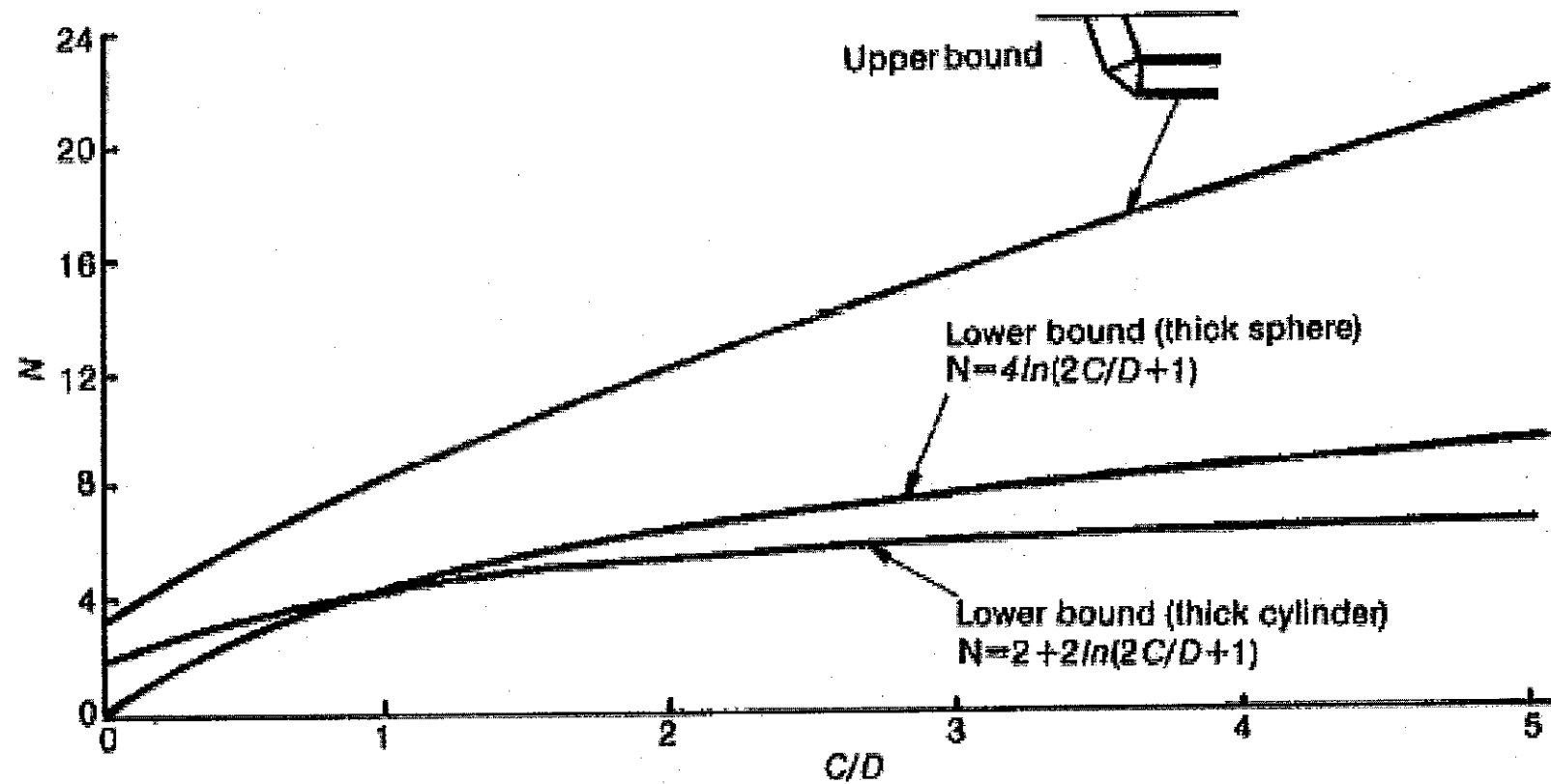
Mecanismo pésimo:

$$\delta = \frac{\pi}{2}$$

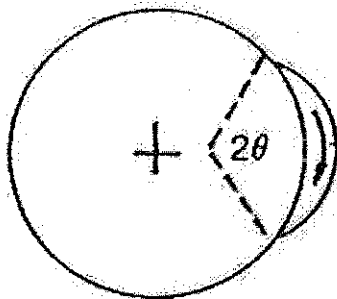
Deformación plana. Número de estabilidad



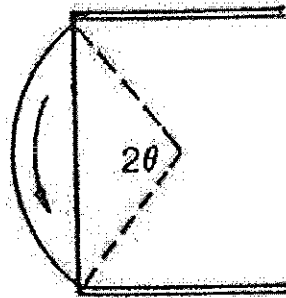
Cotas inferior y superior: Túnel circular



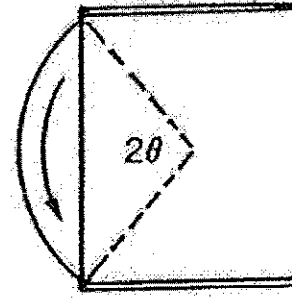
Colapso local:



(a) Plane strain circular tunnel



(b) Plane strain tunnel heading



(c) 3D circular tunnel heading

Mecanismos de la cota superior ante colapso local

	$\gamma D/c_u$		
COTA SUPERIOR	8.71	8.28	10.96
COTA INFERIOR	< 4 (2-4 en función de C/D)	3.63 (si $\sigma_T = \gamma (C + 0.355D)$)	5.63

“Blow out”:

Frente en deformación plana / Frente circular

Cota superior e inferior → mismas soluciones con:

$$\frac{\sigma_S - \sigma_T + \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right)}{c_u} = -N$$

ESTABILIDAD DEL FRENTE, CASO NO DRENADO,
DEFORMACIÓN PLANA, 23 AÑOS DESPUÉS.

A partir de los teoremas del colapso plástico (Sloan
et al)

Solución a Augerle.

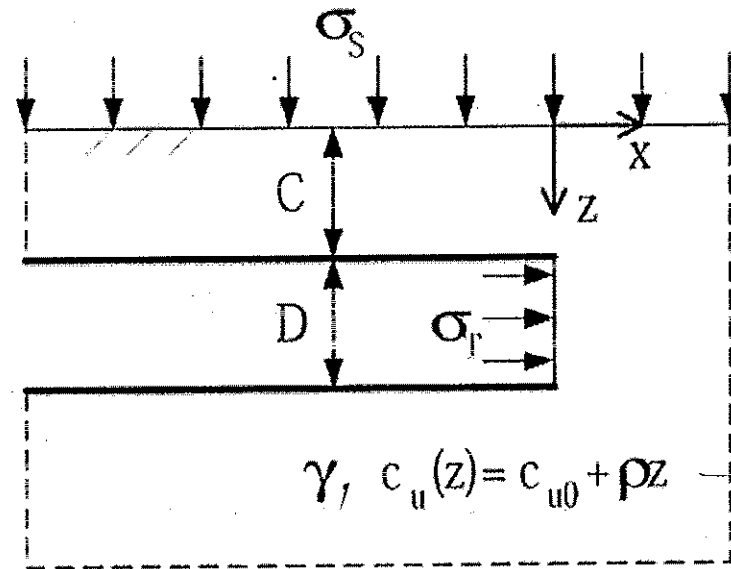


Fig. 1. Layout of plane strain heading problem.

Handwritten note: $\rightarrow$ Variation of c_u with z is profiled.

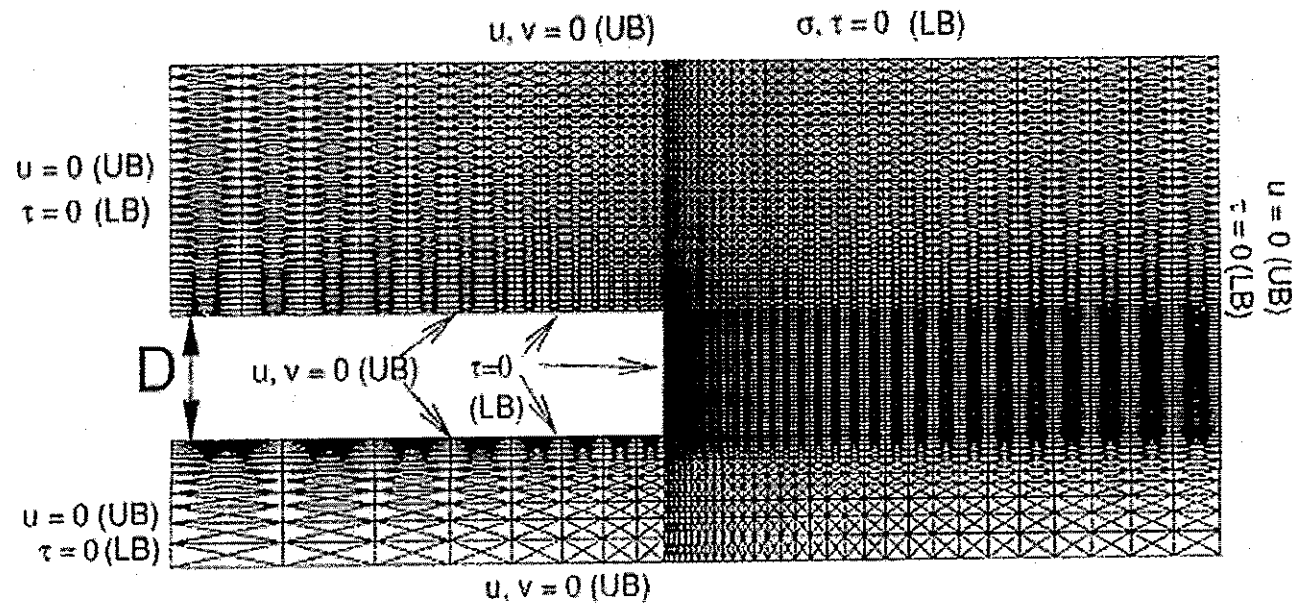


Fig. 7. Typical finite element mesh for $C/D = 2$.

Variación de la resistencia no drenada de arcillas con la profundidad

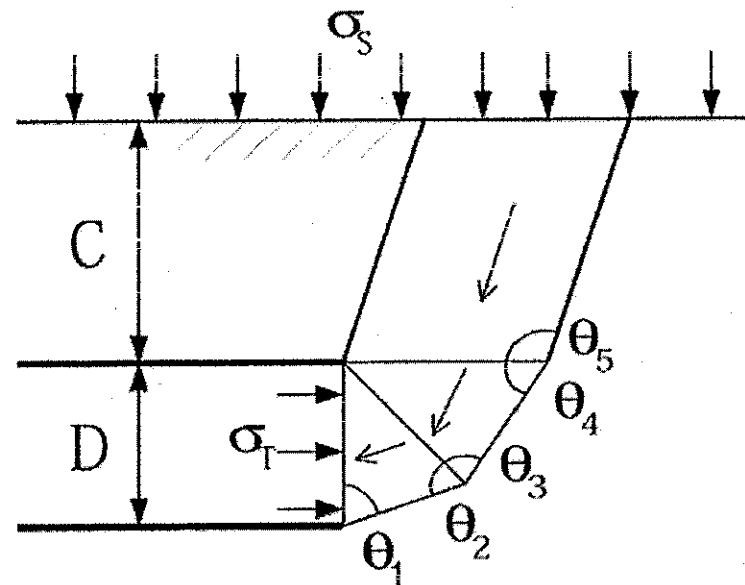
$$c_u(z) = c_{u0} + \rho z$$

Para z logico en las
superficies profundas

NC: $\frac{c_u(z)}{\sigma'_v(z)} = 0.11 + 0.0037 I_p$ (Skempton, 1957)

SC: $\frac{(c_u(z)/\sigma'_v(z))_{OC}}{(c_u(z)/\sigma'_v(z))_{NC}} = (OCR)^{0.8}$ (Ladd et al, 1977)

Solución analítica para un mecanismo de tres bloques. Cota superior



$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_{u0}} \bigg|_{\frac{\partial V}{\partial c_{u0}}=0} =$$

$$\frac{2C}{D} \left[\frac{\sin\theta_2 \sin\theta_4}{\sin\theta_1 \sin\theta_3 \sin\theta_5 \cos(\theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5)} \right]$$

$$+ \cot\theta_1 + 2\cot\theta_2 + 2\cot\theta_3 + 2\cot\theta_4 + \cot\theta_5$$

$$+ \frac{\cos(\theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4)}{\sin\theta_5 \cos(\theta_1 + \theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5)} - \frac{\gamma D}{c_{u0}} \left[\frac{C}{D} + \frac{1}{2} \right]$$

(Terreno
homogéneo)

SOLUCIONES:

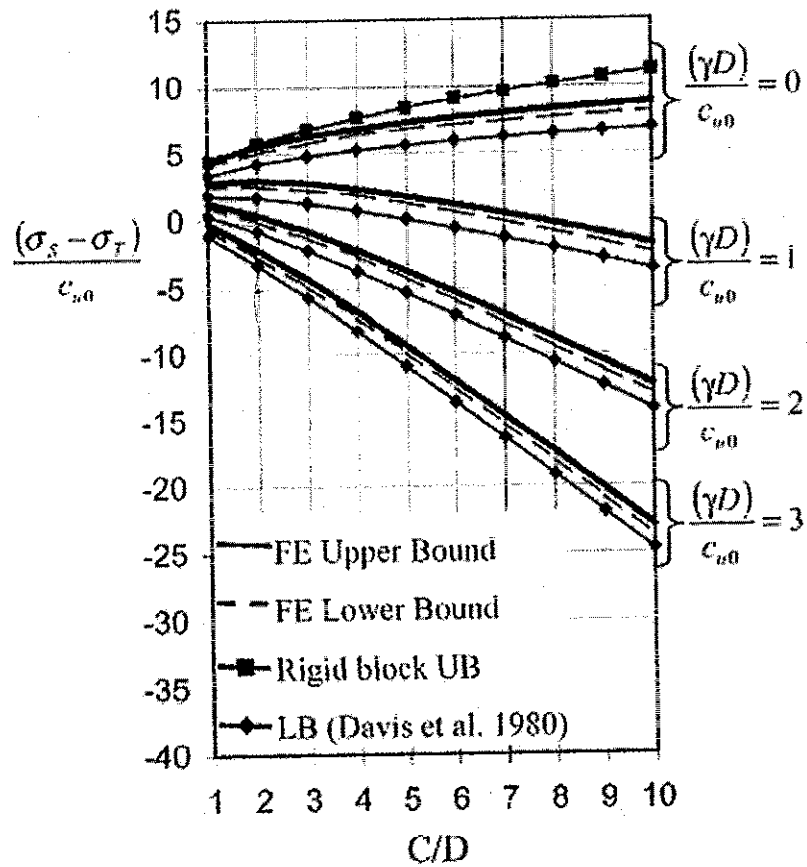


Fig. 2. Bounds on load parameter for $(\rho D)/c_{u0} = 0$.

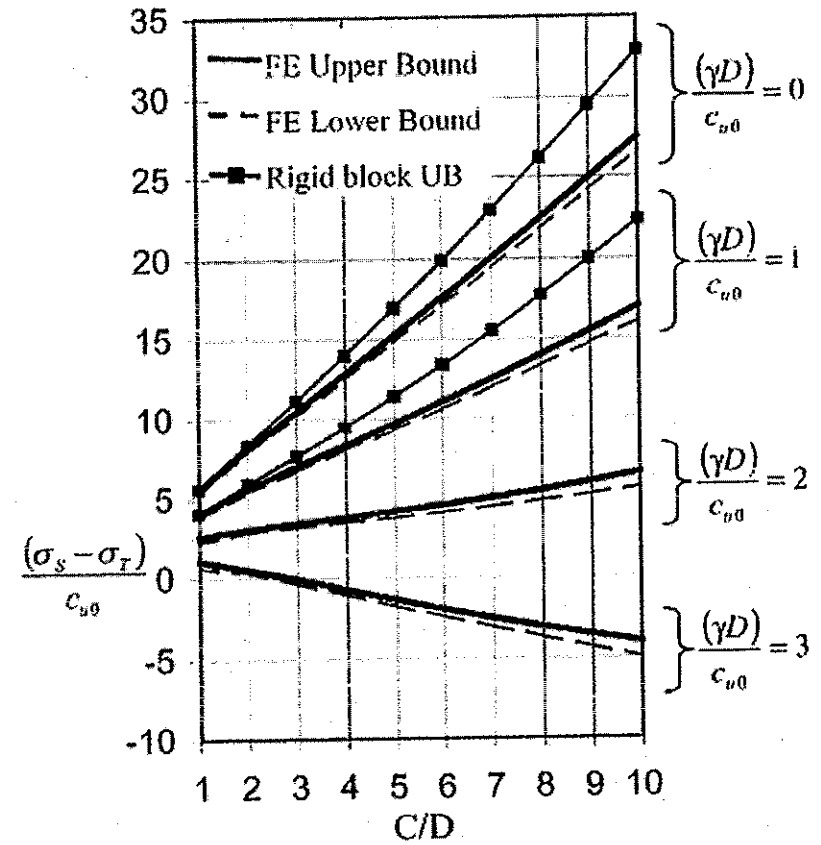


Fig. 3. Bounds on load parameter for $(\rho D)/c_{u0} = 0.25$.

SOLUCIONES:

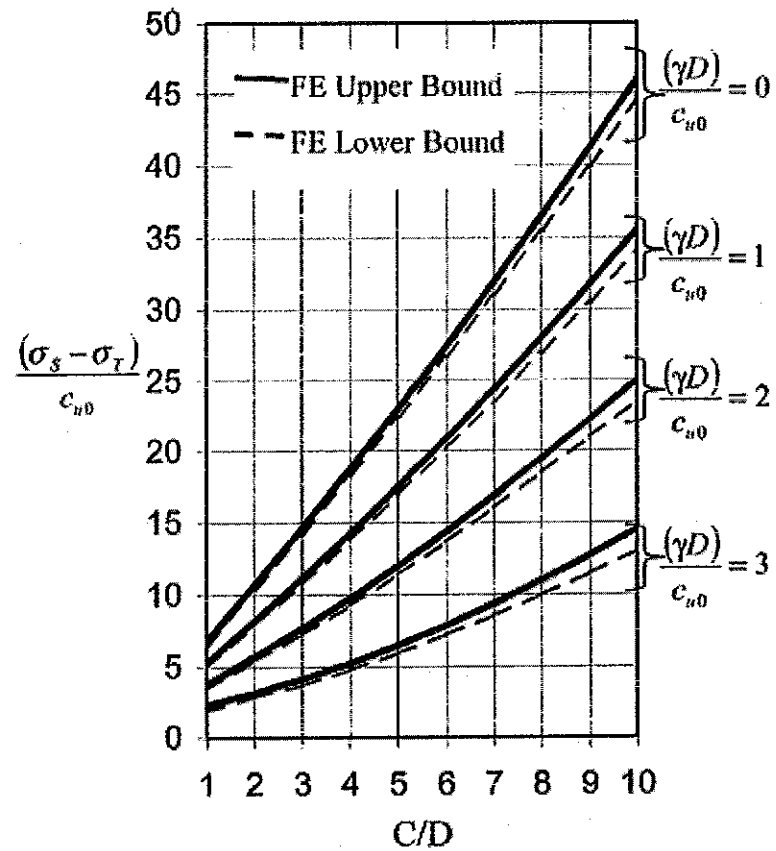


Fig. 4. Bounds on load parameter for $(\rho D)/c_{u0} = 0.5$.

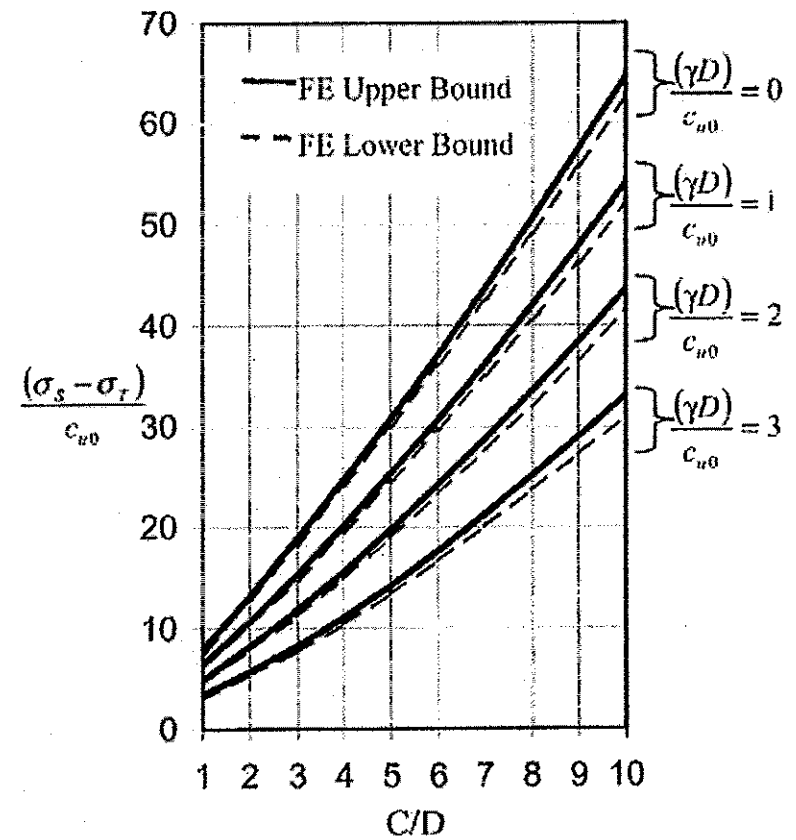


Fig. 5. Bounds on load parameter for $(\rho D)/c_{u0} = 0.75$.

SOLUCIONES:

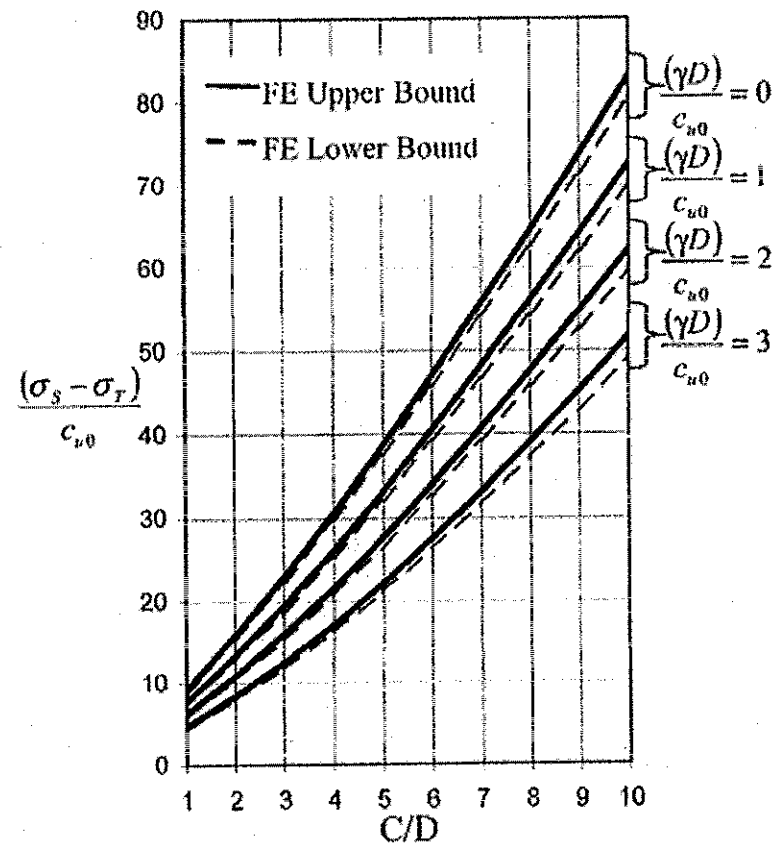


Fig. 6. Bounds on load parameter for $(\rho D)/c_{u0} = 1.0$.

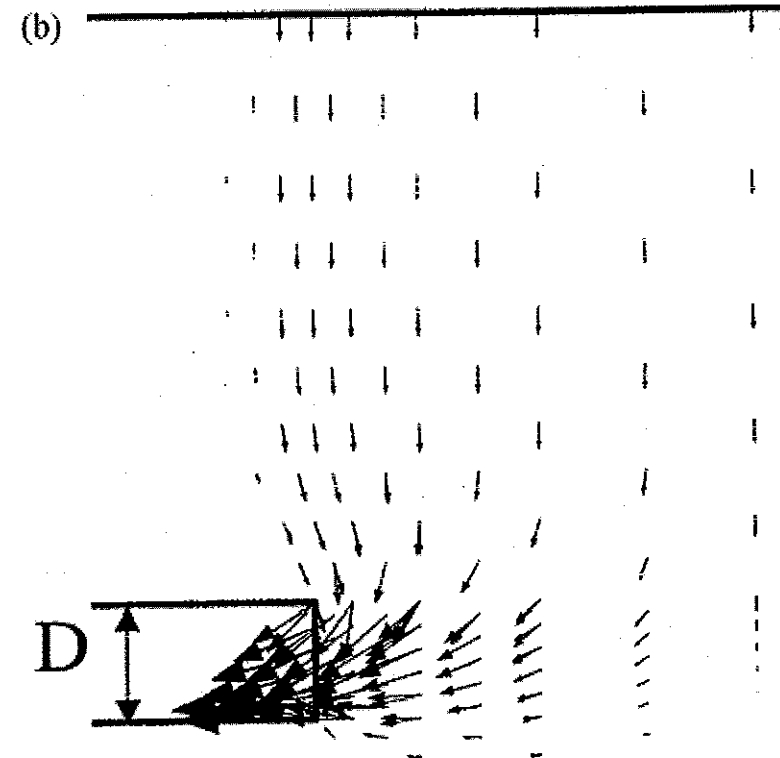


Fig. 12. Velocity vectors for finite element upper bound analyses $C/D = 5$, $\rho D/c_{u0} = 0$: (a) $\gamma D/c_{u0} = 0$, (b) $\gamma D/c_{u0} = 3$.

ANÁLISIS EN CONDICIONES DRENADAS

**(Simulando, mediante MEF 3D la rotura
del frente en un terreno elastoplástico
Mohr-Coulomb)**

ESTABILIDAD EN SUELOS c', ϕ' . MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

(Vermeer et al, 2002)

Las condiciones drenadas son de aplicación cuando la permeabilidad del suelo es mayor que 10^{-7} a 10^{-6} m/s y la velocidad de avance es de 0.1 a 1m/h o menos. (2.4 a 24 m/día) (Anagnostou y Kovari, 1996)

En general la carga que evita el hundimiento de frente de un túnel se puede escribir como

$$p_f = -c'N_c + qN_q + \gamma DN_\gamma$$

p_f pres. en el frente

q : Sobrecarga en superficie

c' : Cohesión efectiva

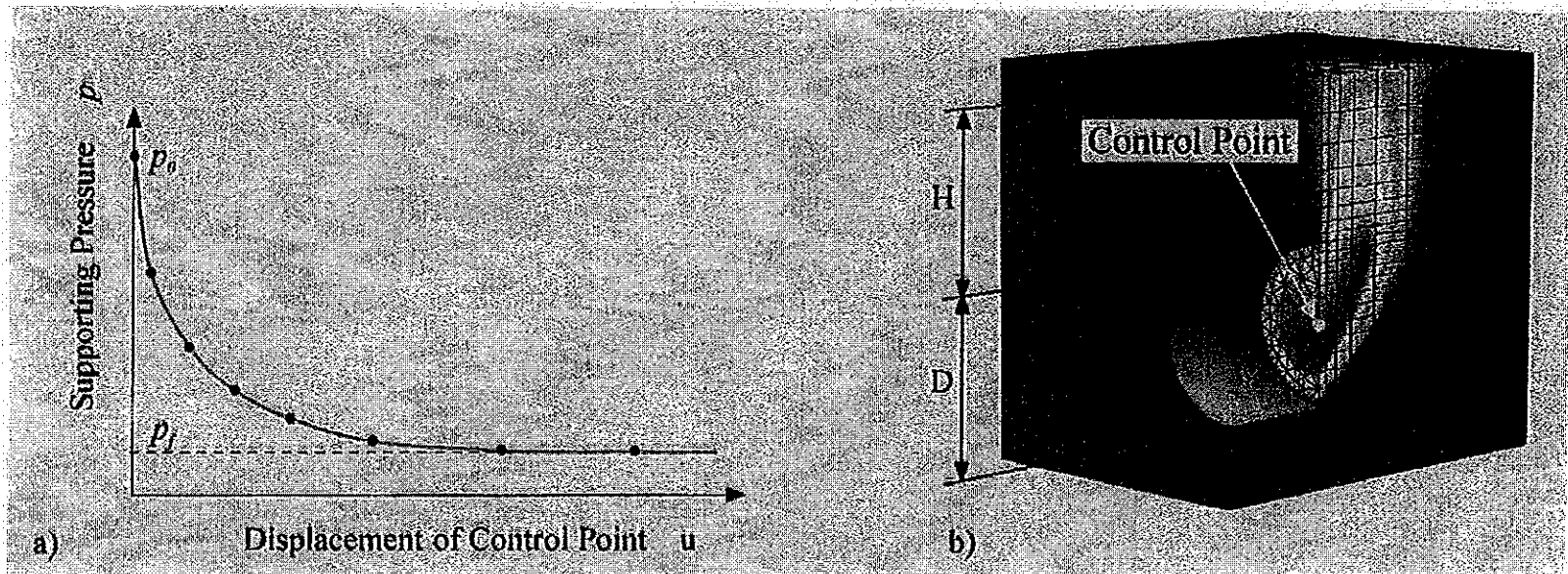
N : Números de estabilidad (dependen de ϕ')(*)

D : Diámetro del túnel

Los números de estabilidad N son independientes de la profundidad del túnel al menos para ángulos de fricción mayores de 20° . La forma del túnel no es particularmente importante (a partir de análisis por elementos finitos). Por tanto el término de q se puede despreciar.

(*): también de la longitud no soportada inmediata al frente

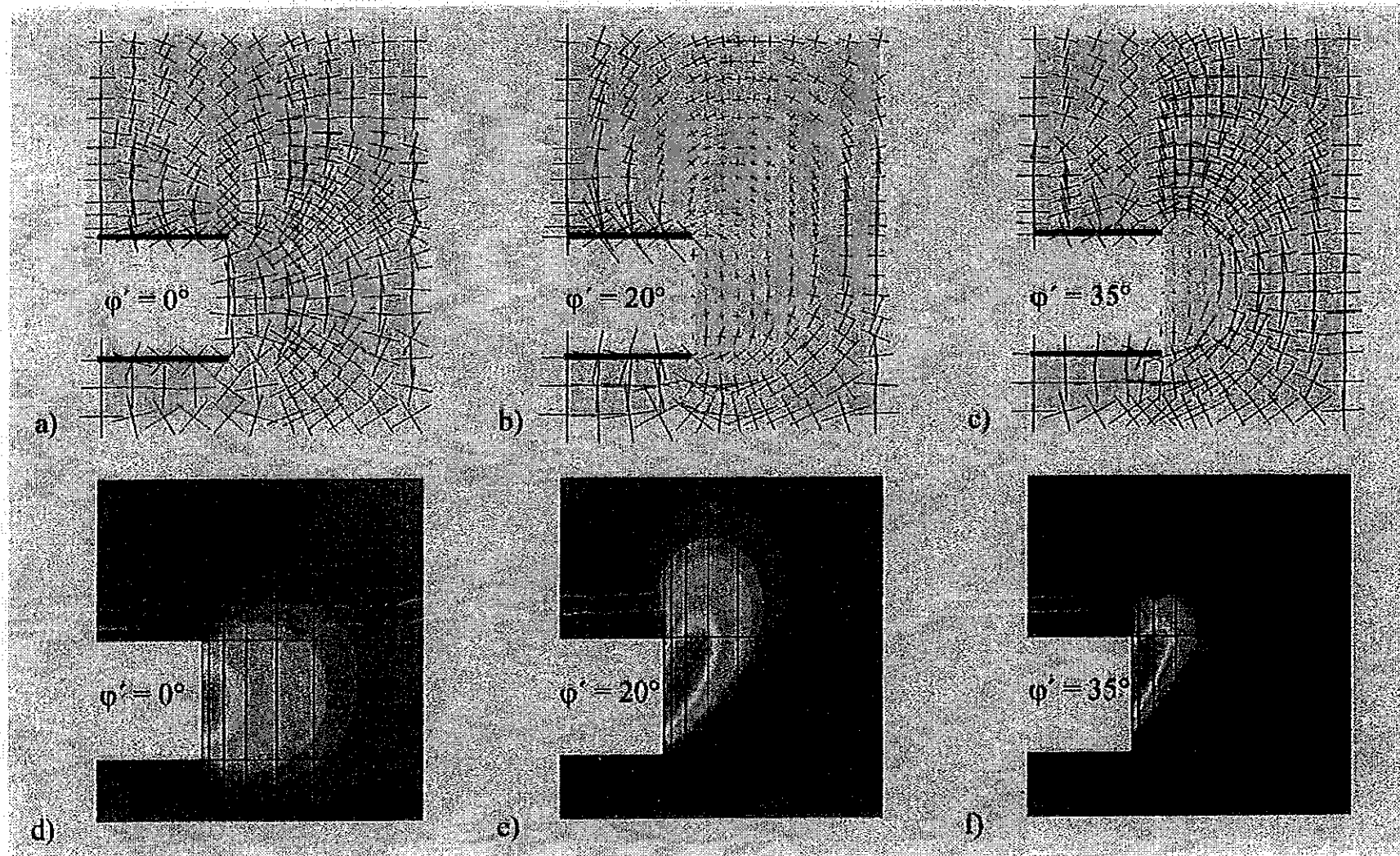
Mediante análisis de E.F. en 3 dimensiones se puede obtener una “curva característica” del frente haciendo disminuir progresivamente la carga sobre el frente y calculando el desplazamiento de uno (mejor varios) puntos representativos del futuro mecanismo de rotura.



Se puede hacer con leyes elastoplásticas Mohr-Coulomb: c' , ϕ' y ψ'

El valor asintótico de la presión de sostenimiento para grandes desplazamientos es la carga límite de rotura del frente. La forma de la curva depende del ángulo de dilatancia pero no el valor de p_f . Tampoco influye sobre p_f el valor de K_0 (tensiones iniciales)

Ejemplos de fenómenos arco calculados en el frente de un túnel
para diferentes ángulos de fricción:



(Túnel circular, revestimiento hasta el frente, $H/D = 5$)

Terreno puramente friccional

Se comprueba que si el ángulo de fricción es mayor de 20° , la estabilidad es completamente independiente del recubrimiento y por tanto:

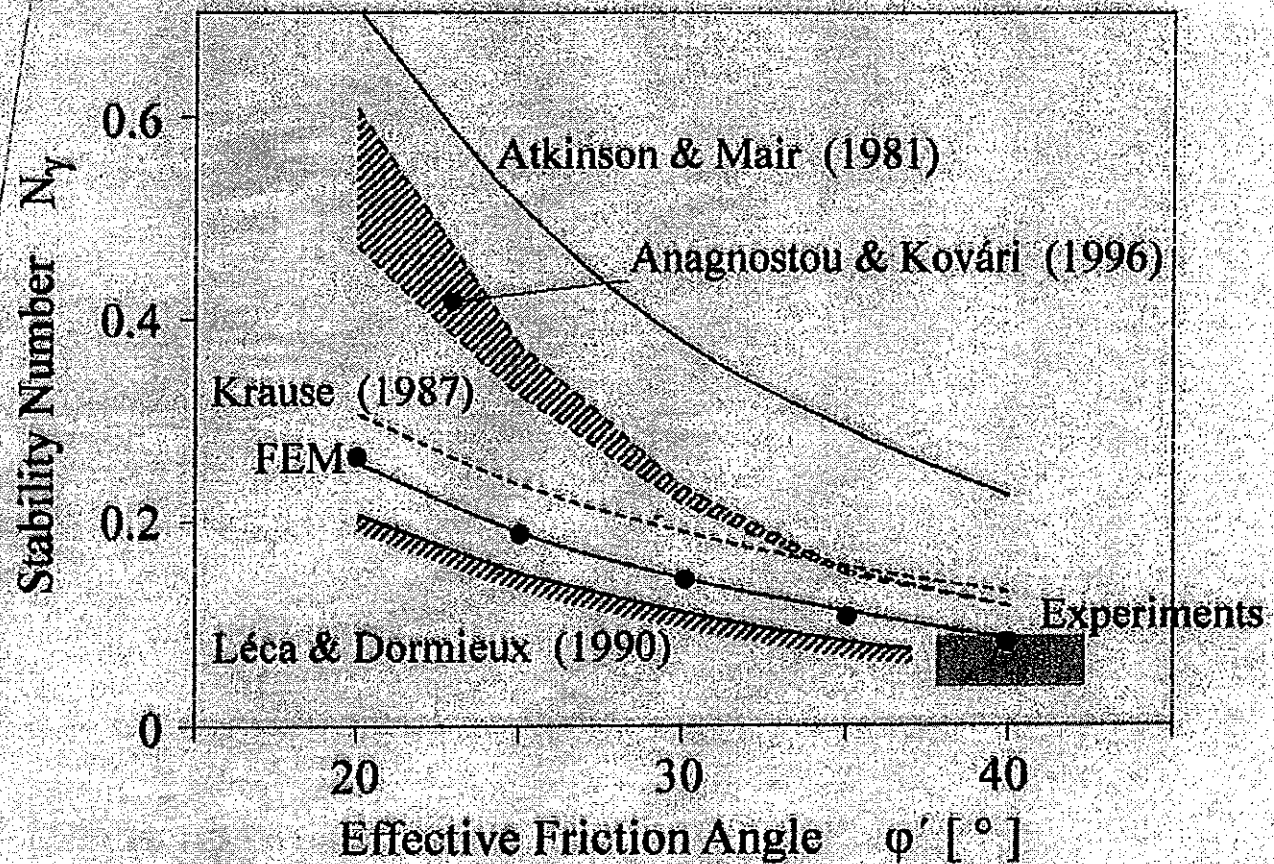
$$p_f = \gamma D N_\gamma$$

A partir de análisis por EF se obtuvo:

$$N_\gamma = \frac{1}{9 \tan \phi'} - 0.05$$

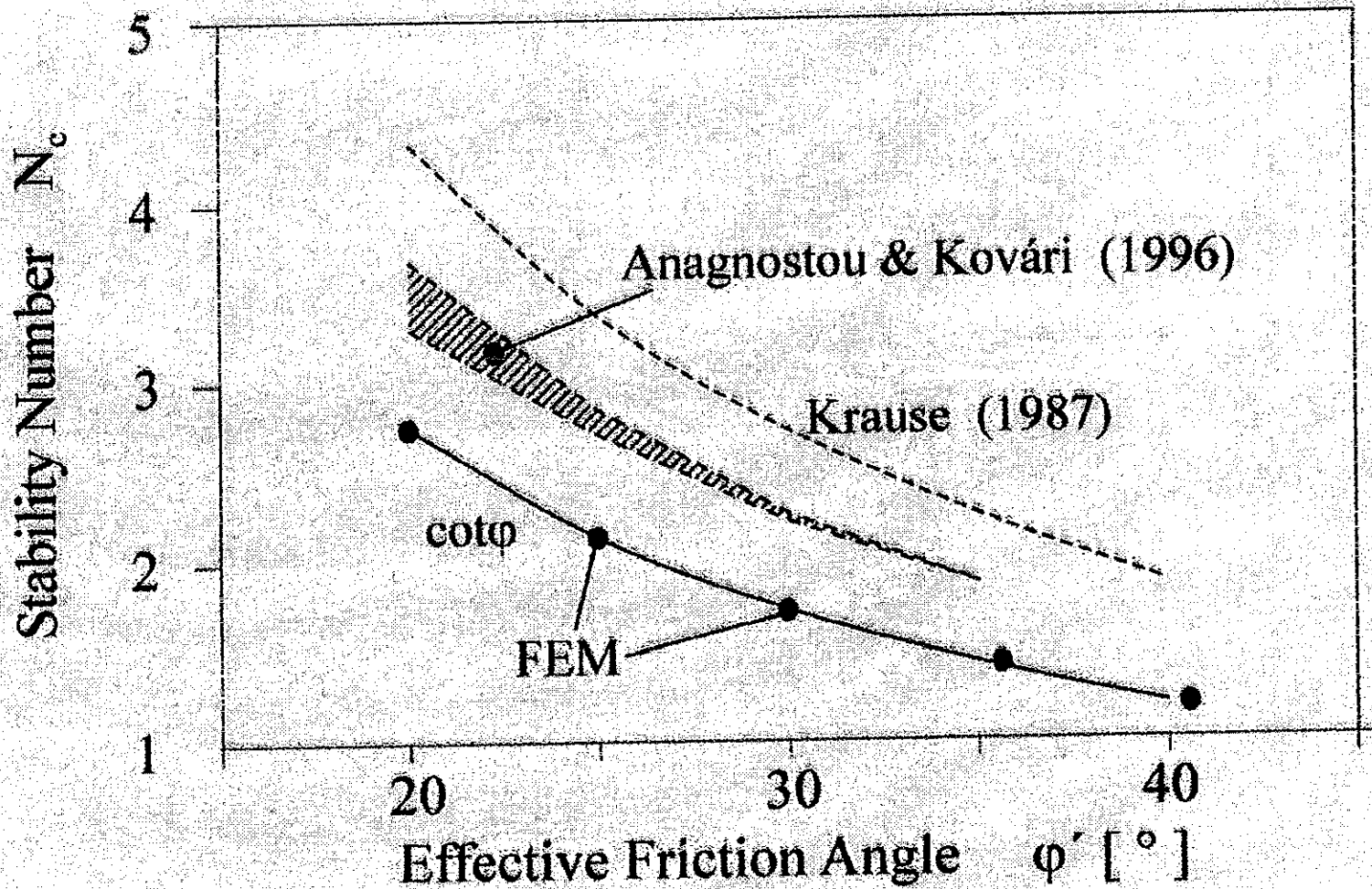
$$\phi' > 20^\circ$$

$$\text{y } H/D > 1$$



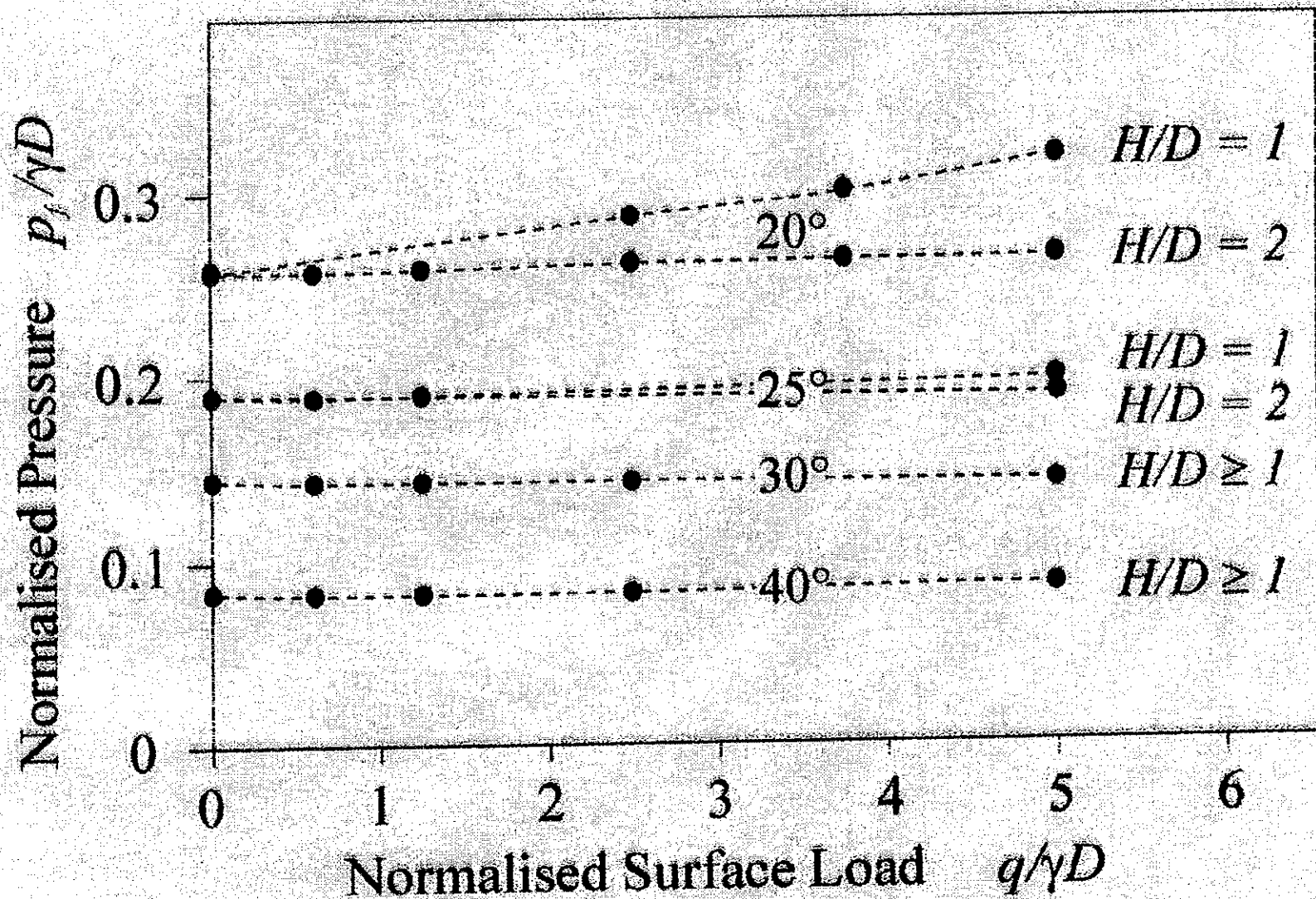
Número de estabilidad N_c

$$N_c = \cot \varphi'$$



La ecuación anterior para N_c supone que no existe influencia de las cargas en superficie

Eso es cierto si $\phi' > 25^\circ$

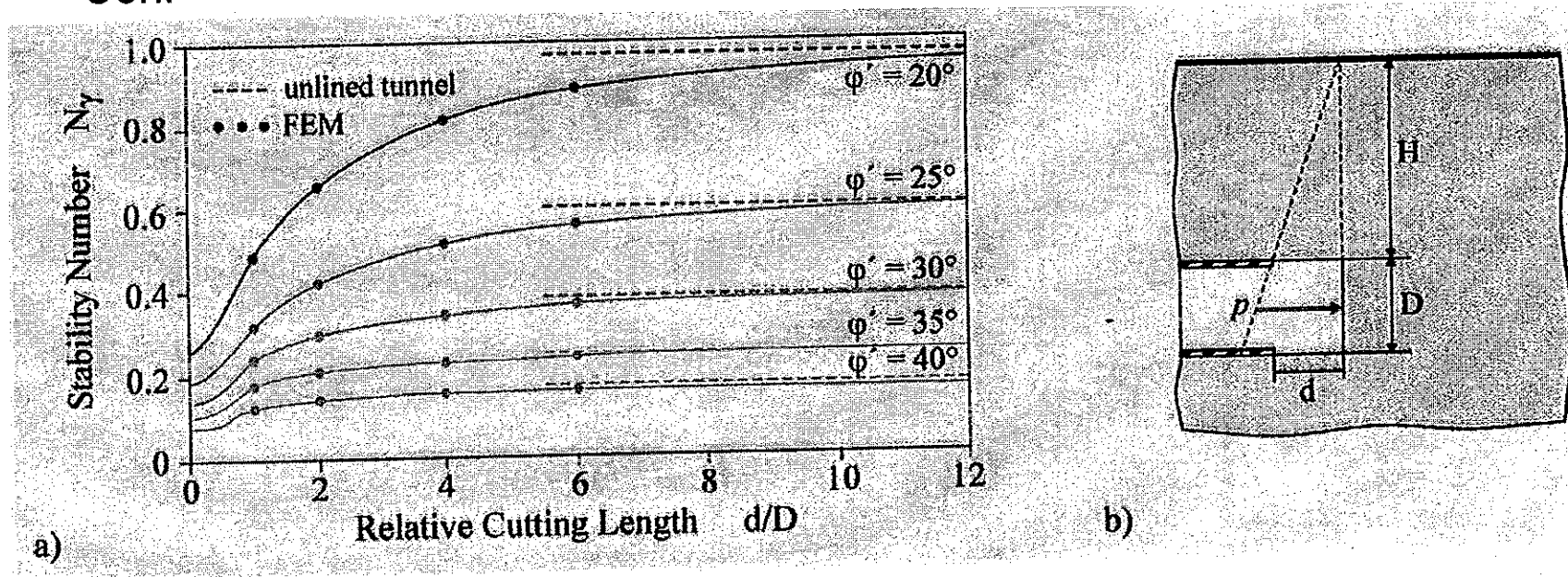


Influencia de la ausencia de sostenimiento en las proximidades del frente

A partir de análisis repetidos de elementos finitos se obtuvo que:

$$p_f = \gamma D N_\gamma$$

Con:

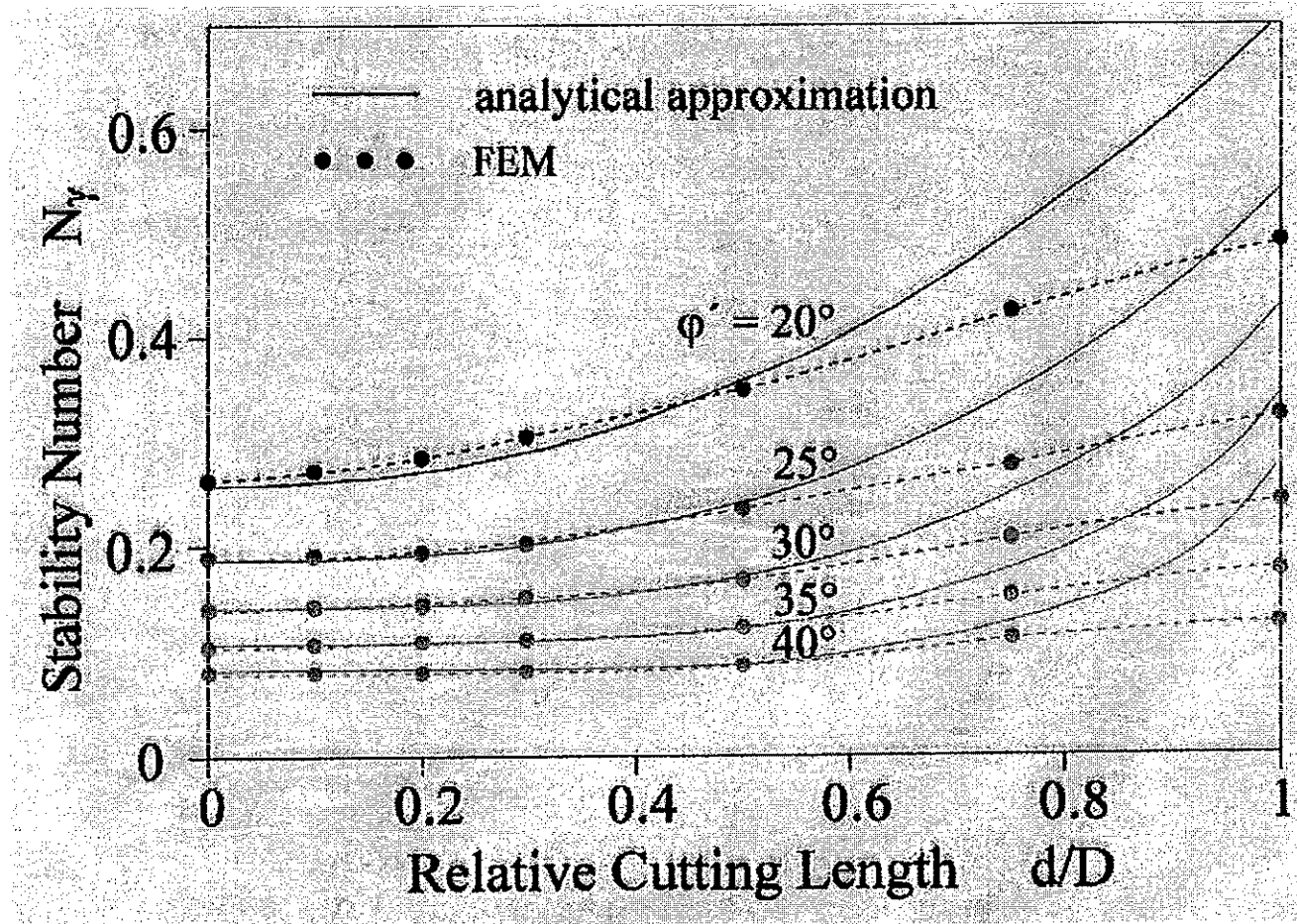


Para valores grandes de "d" (túnel sin revestir):

$$N_\gamma = 0.6 \cot^2 2\phi' + 0.18$$

$$(d = \infty)$$

Con más detalle, para valores bajos de “ d ”:



Influencia relativamente pequeña de d para estos casos drenados. Sin embargo, la influencia de d es grande si el caso es no drenado

Que puede aproximarse con:

$$N_\gamma = \frac{2 + 3 \left(\frac{d}{D} \right)^{6 \tan \phi'}}{18 \tan \phi'} - 0.05$$

Válido si: $\phi' > 20^\circ$
 $d < 0.5D$

Estabilidad de túneles sin sostenimiento del frente (NATM,...) en terreno (c', ϕ') y con aplicación del soporte a una distancia d del frente

Reuniendo resultados anteriores:

$$p_f = \gamma D \left(\frac{2 + 3 \left(\frac{d}{D} \right)^{6 \tan \phi'}}{18 \tan \phi'} - 0.05 \right) - \frac{c'}{\tan \phi'}$$

$\phi' > 20^\circ$
 $d < 0.5D$

Lo que permite obtener el diámetro estable de frente:

$$D \leq \frac{\frac{18c'}{\gamma}}{2 + 3 \left(\frac{d}{D} \right)^{6 \tan \phi'} - 0.9 \tan \phi'}$$

Y prescindiendo de la influencia de d (que es pequeña):

$$D \leq \frac{9c'}{\gamma} \frac{1}{1 - 0.45 \tan \phi'}$$



Aspectos generales

- Dos túneles paralelos de autopista (Sierras Norte de BCN)
- Recubrimientos medios: 25 m
- Recubrimientos máximos: 35-40 m
- Roturas del frente: a los 60 m y a los 100 m de las bocas

L = 250 m

Terreno

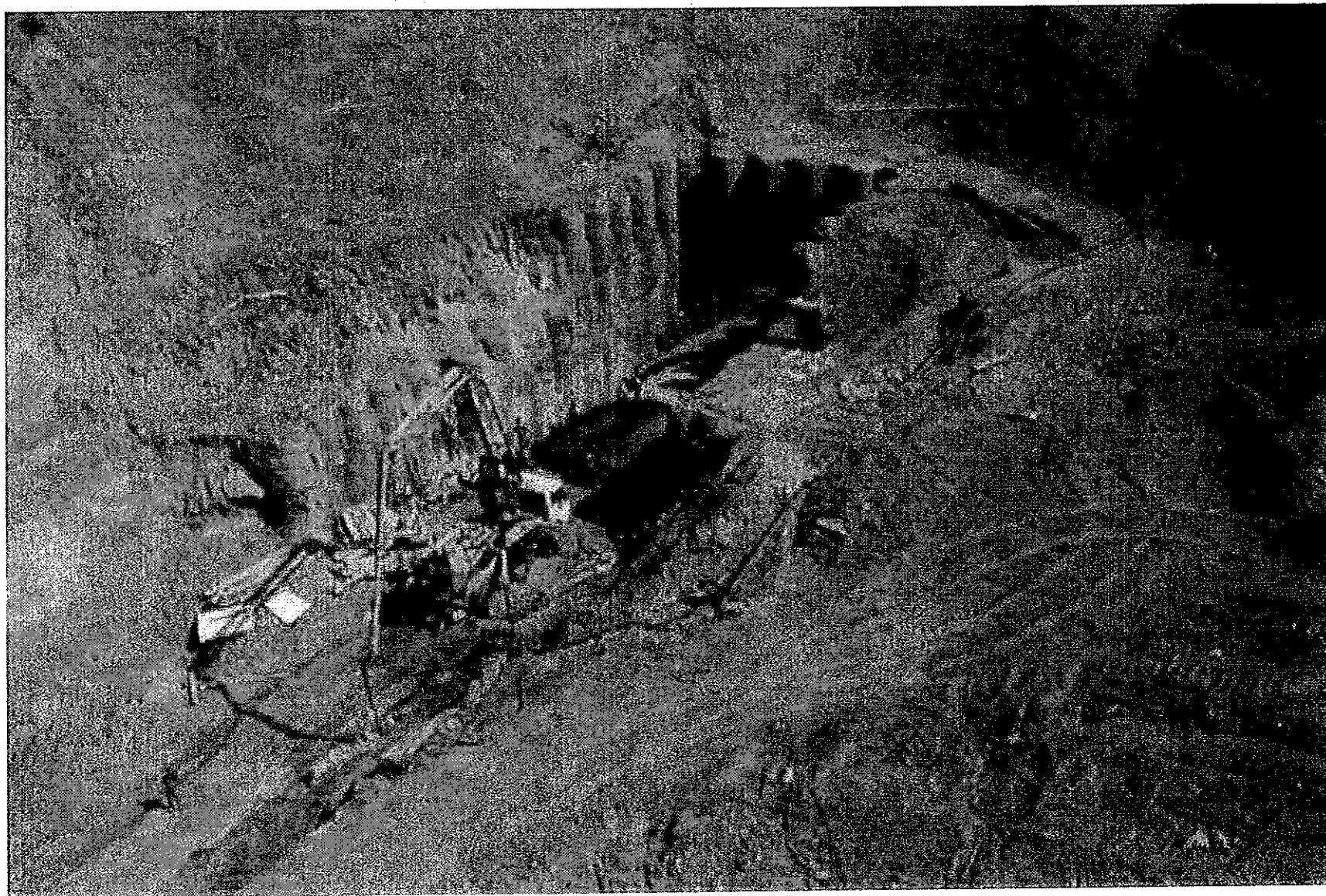
- Proyecto:

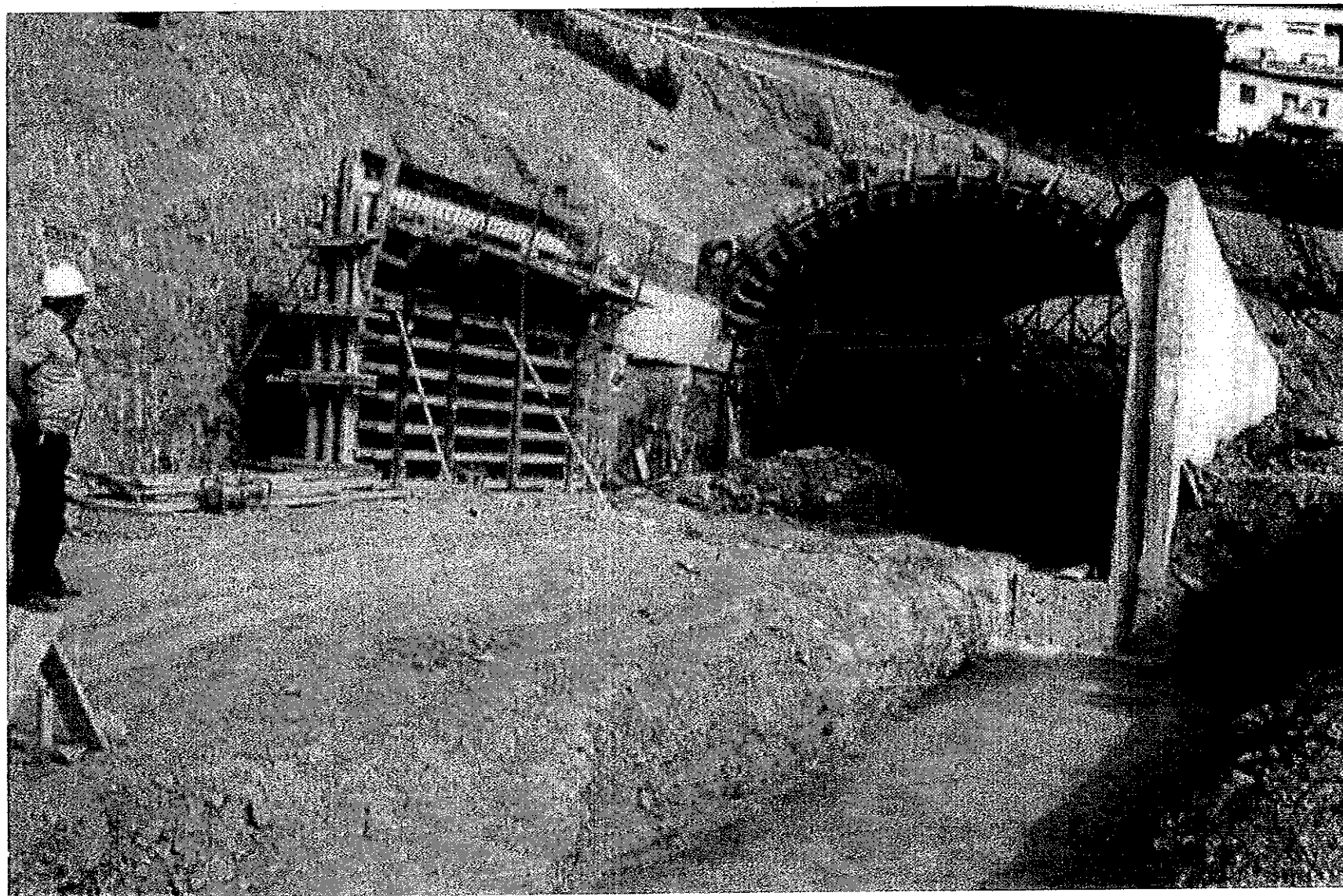
	RMR	Túnel	
		Este	Oeste
Pizarras con algunas intercalaciones de cuarcita	30-40	60%	53%
Cuarcita con intercalaciones de pizarra	50-60	28%	17%
Zonas de falla	15-20	12%	30%

- Discontinuidades: 3 familias, esquistosidad, fallas, otras facturas

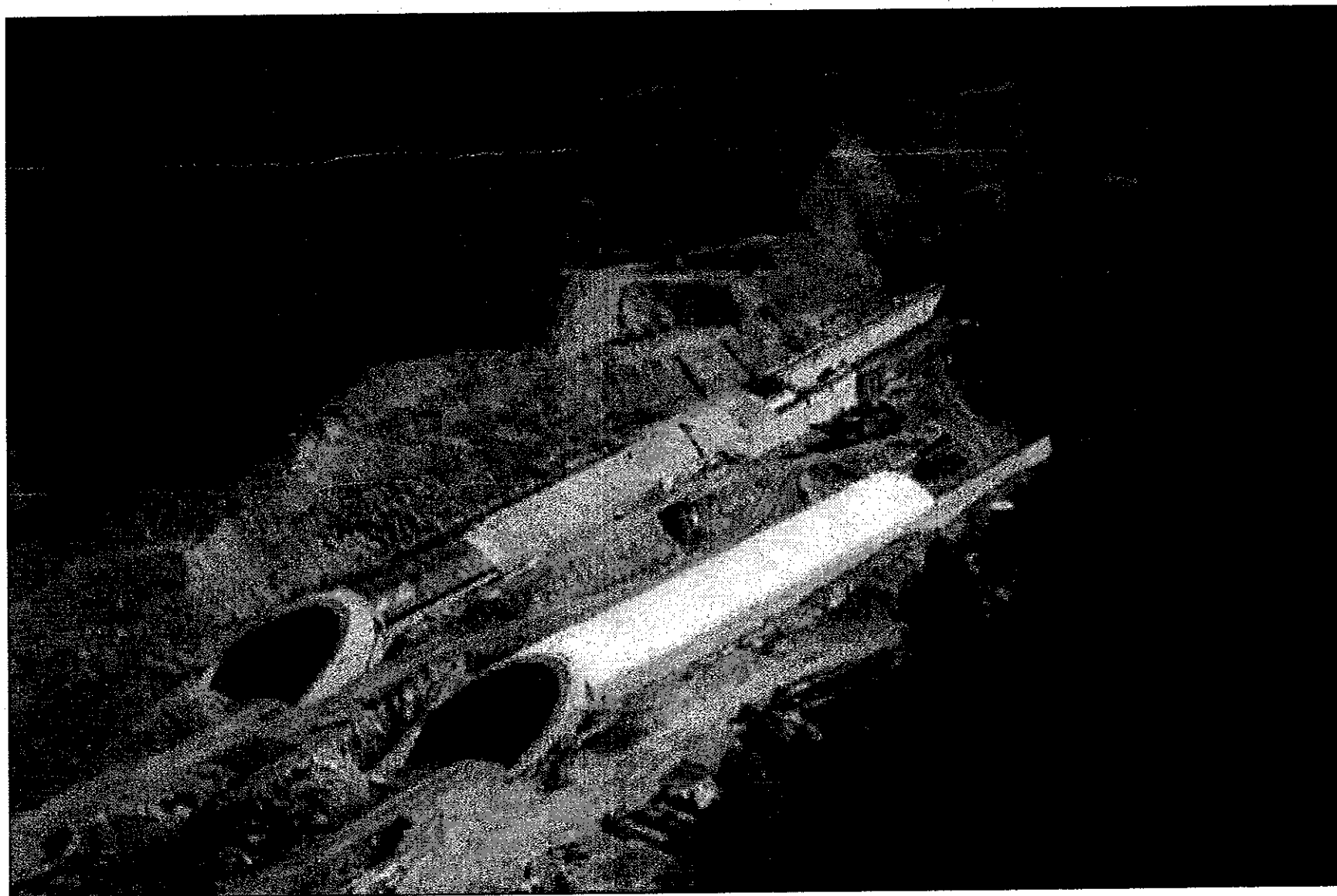


Fracturación
muy alta

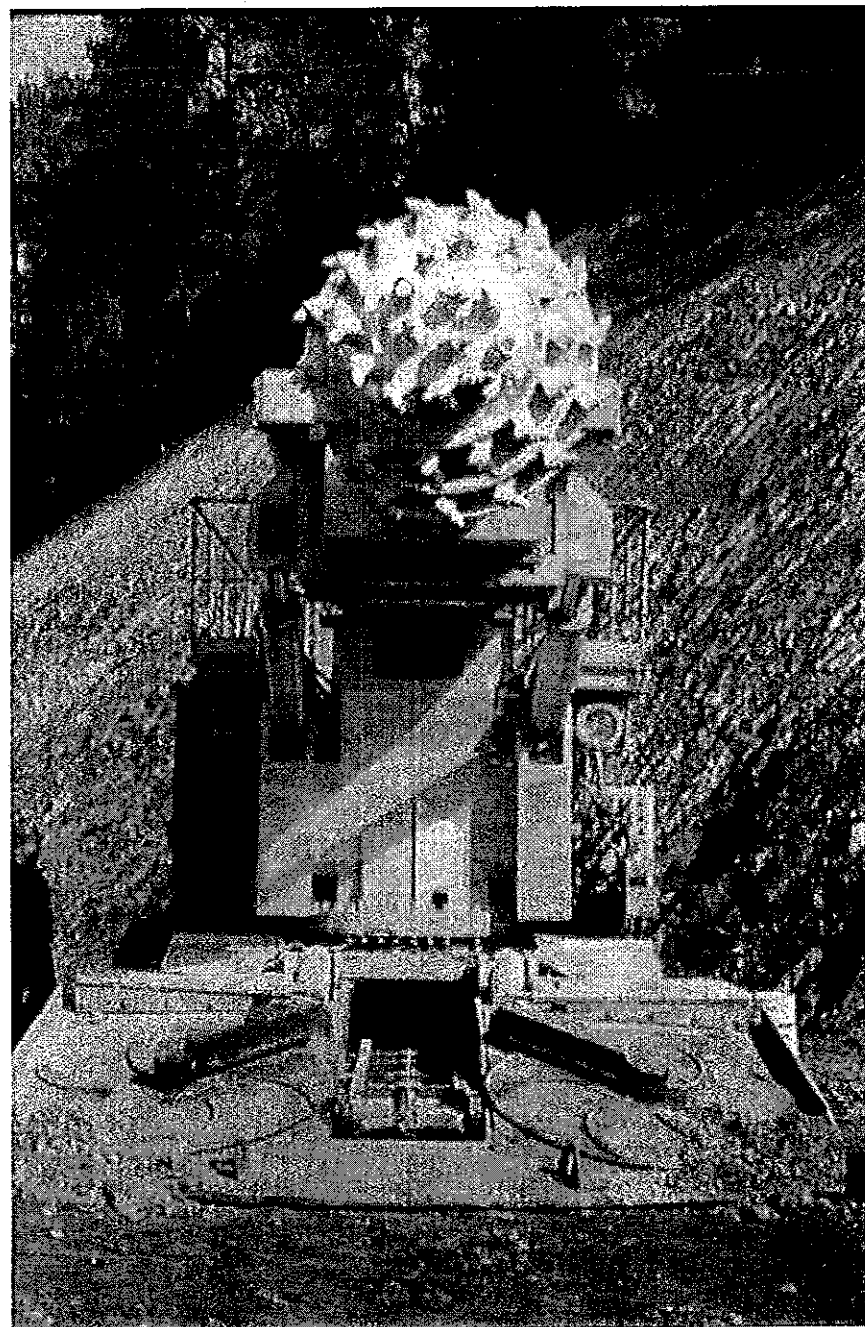












Tras las roturas (nuevo informe)

- En 30 m próximos al frente:
 - $RMR_{\max} = 7-33$
 - $RMR_{\min} \cong 0$

Observaciones en el túnel

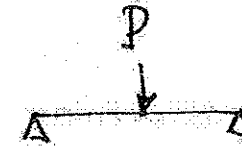
- Pizarras DISGREGABLES con las manos
- Milonitos de falla: SUELOS de baja plasticidad







Ensayos



- Flexotracción sobre pizarra:

Caso	Probeta			Prot (kg)	$\sigma_{\text{tracción}}$ (kg/cm ²)
	L (cm)	b (cm)	c (cm)		
1	5.6	2.6	0.55	7	74.7
2	5.6	2.6	0.65	8	61.2
3	5.6	2.6	0.87	12.8	39

- Durabilidad (SDT):
98.25 %
97.93 %
96.56 %



Alta a muy alta

- Plasticidad: No plástica
 q_u (en bloque de BUENA CALIDAD)

$q_u = 30 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 5500 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$
¡BAJO!

- Corte en plataforma de inclinación

$\varphi' = 20^\circ, 25^\circ, 22^\circ (\sigma_n \cong 0)$

Análisis retrospectivo de rotura emboquille (Túnel Este)

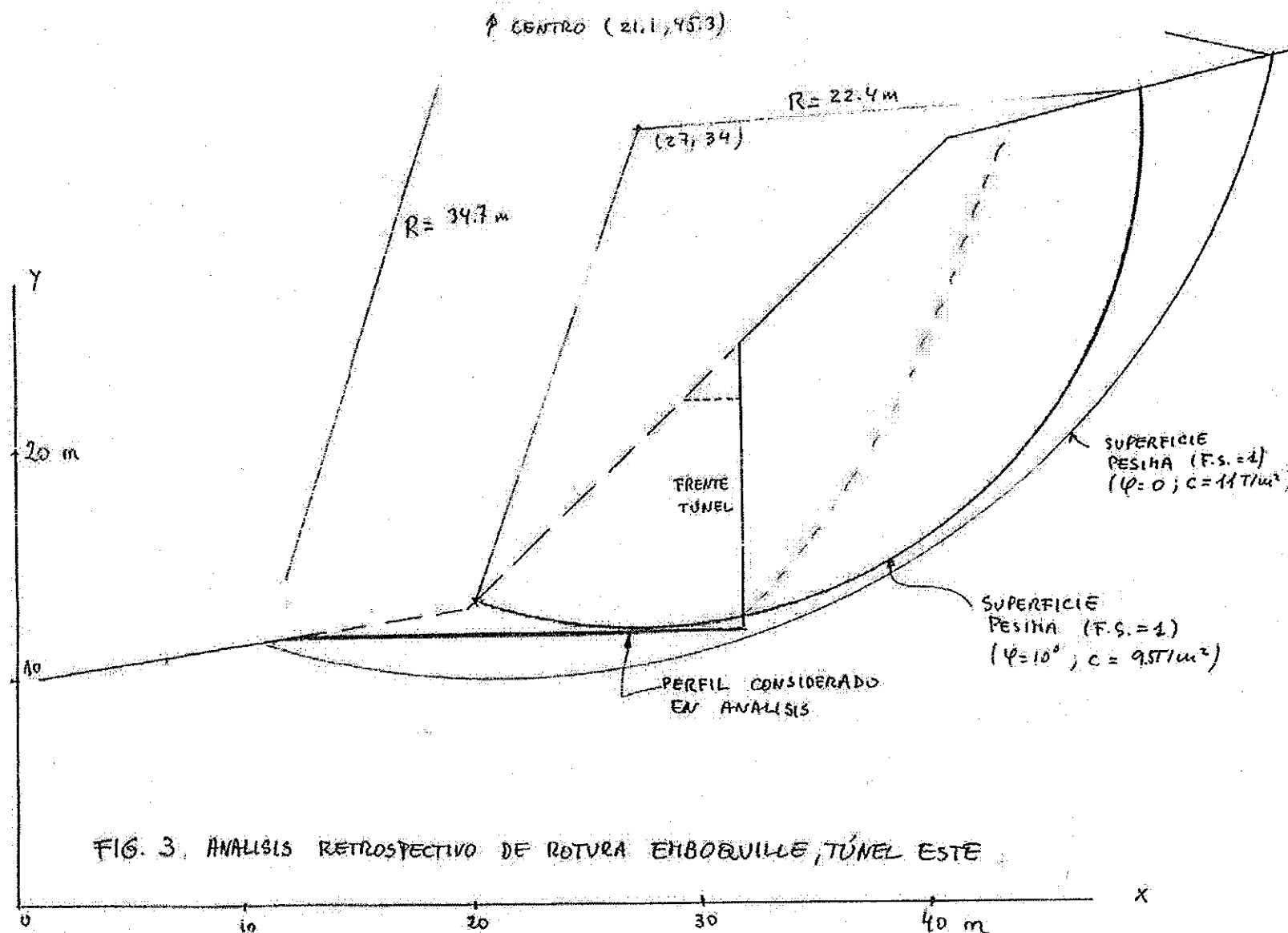
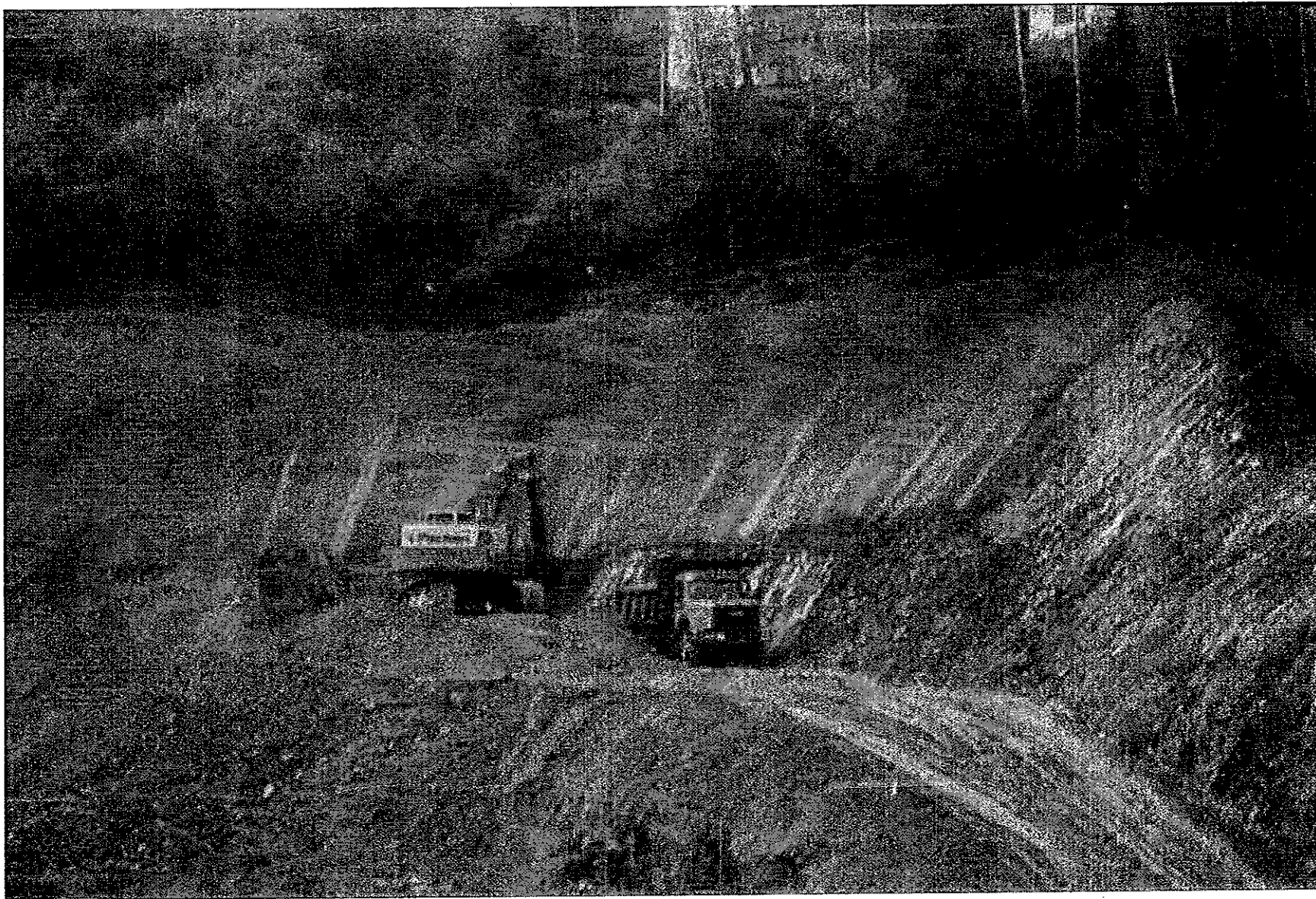
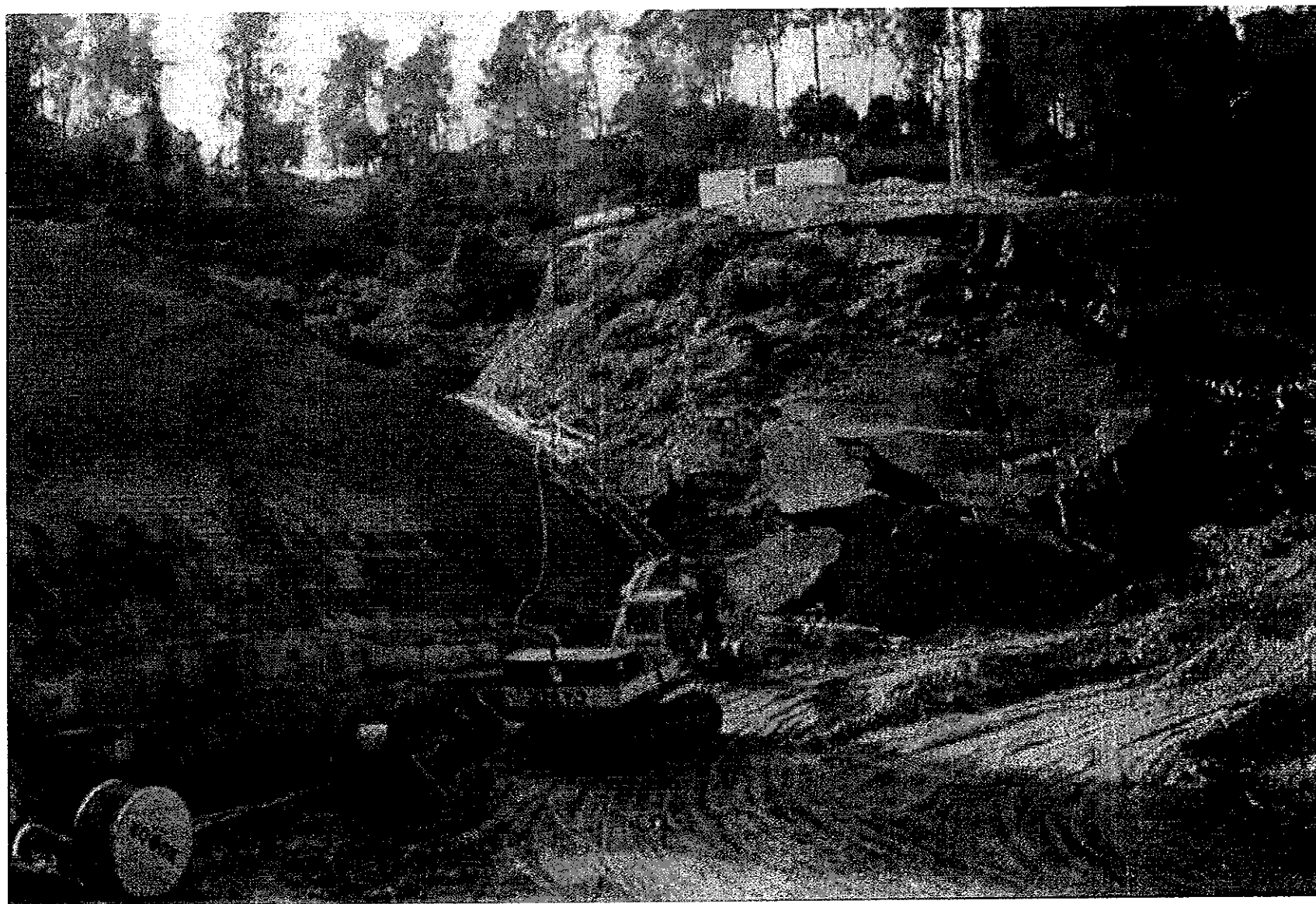


FIG. 3. ANALISIS RETROSPECTIVO DE ROTURA EMBOQUILLE, TÚNEL ESTE





Análisis retrospectivo de rotura de emboquille

Parámetros resistentes		Factor de seguridad F
ϕ (°)	C (T/m ²)	
0	10	0.903
0	12	1.083
0	14	1.264

La rotura ($F = 1$) corresponde a la combinación $\phi = 0$; $c' = 11$ T/m²

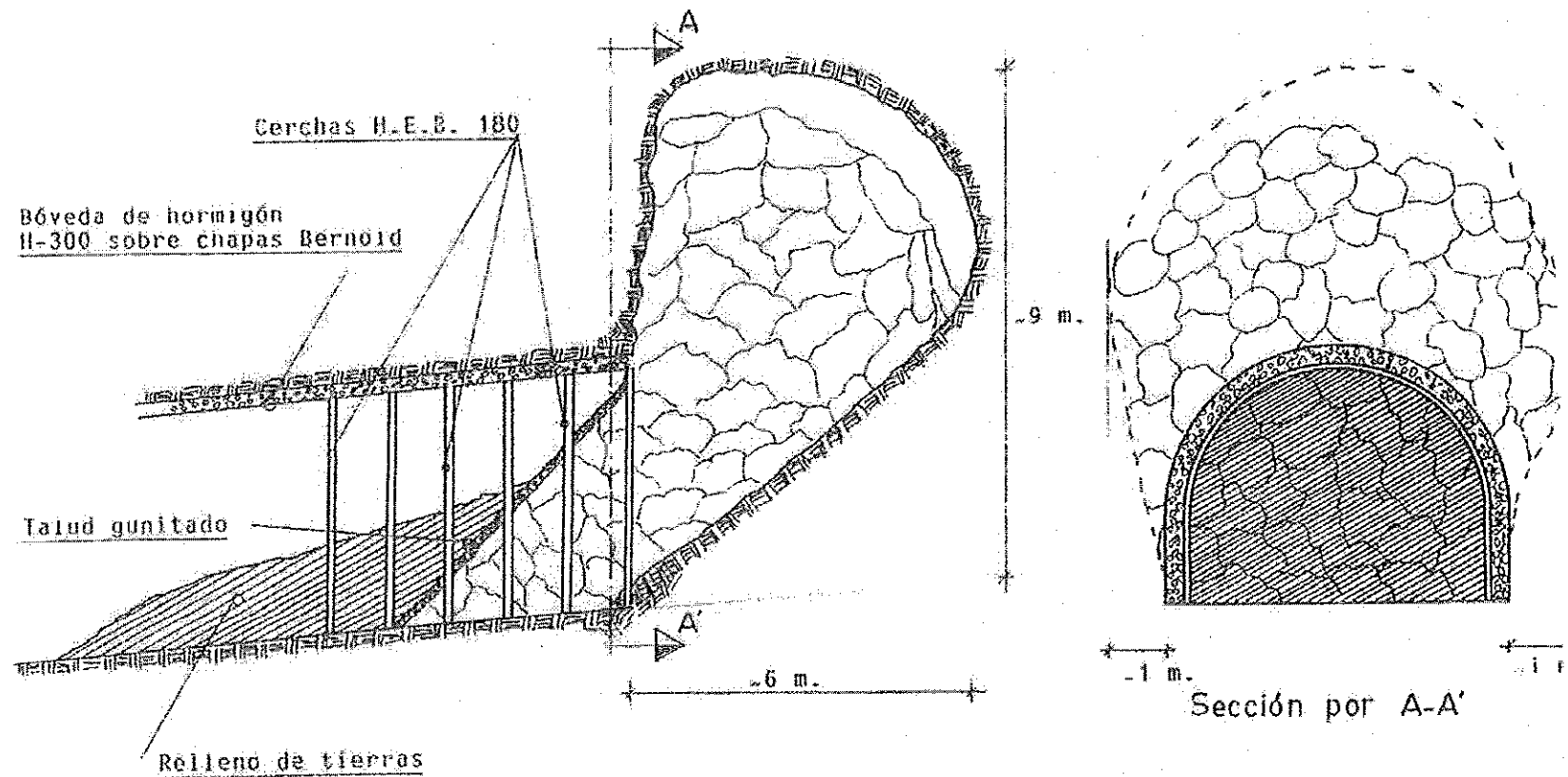
Si se supone un ángulo de fricción de 10°, se obtiene:

Parámetros resistentes		Factor de seguridad F
ϕ (°)	C (T/m ²)	
10	8	0.898
10	9	0.986
10	10	1.074

La rotura en este caso se explica con $\phi = 10^\circ$; $c' = 9.5$ T/m²

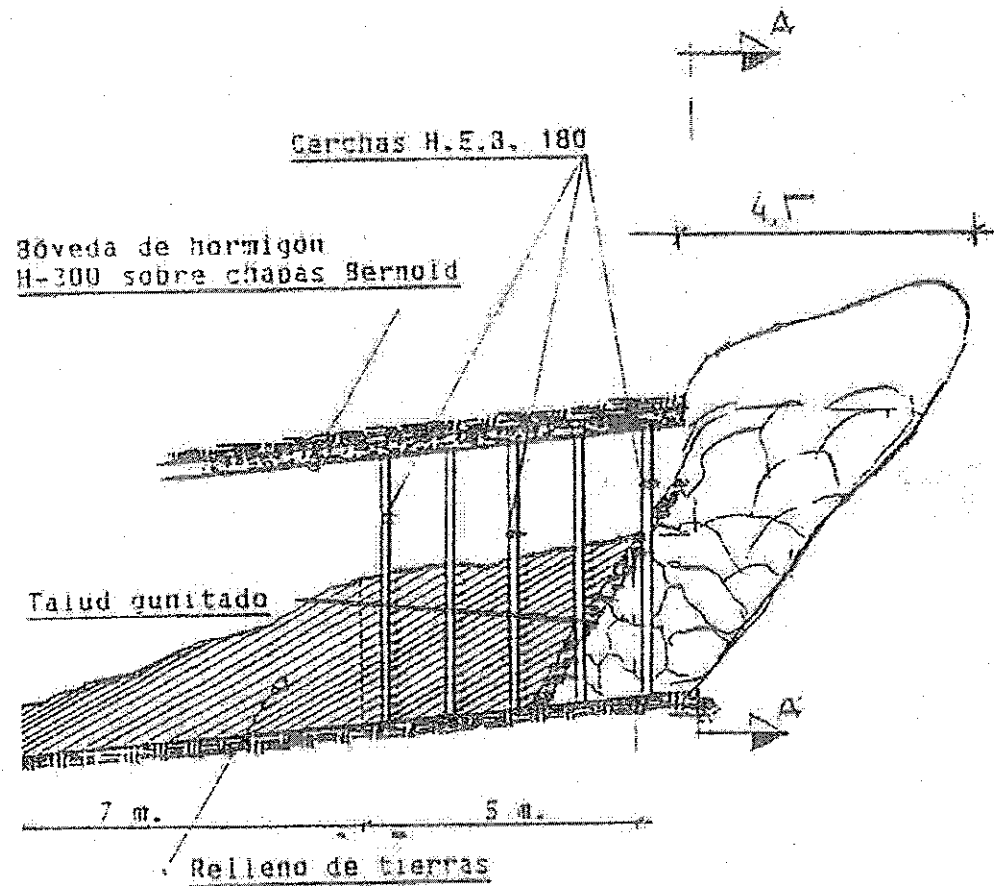
Croquis desprendimiento Boca Norte Túnel Oeste (PK 8 + 011)

O2 C = 25.5 m
(recubrimiento)

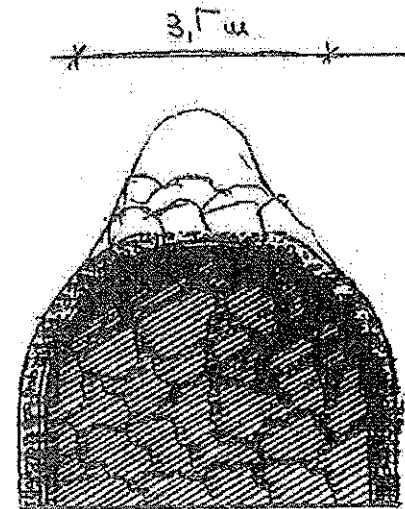


Croquis desprendimiento Boca Norte Túnel Este (PK 7 + 996.8)

E C = 22 m
(recubrimiento)



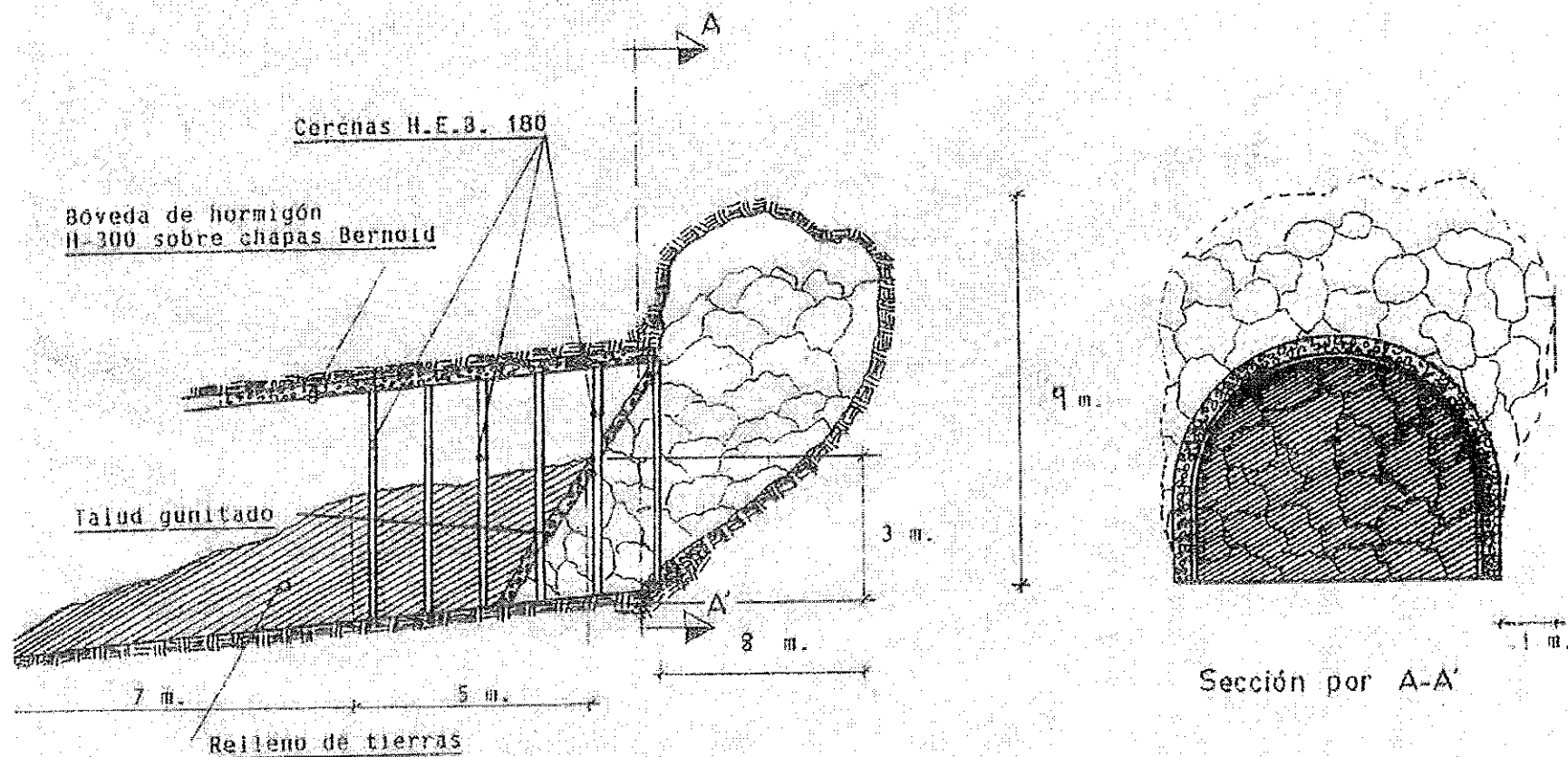
4.5 m



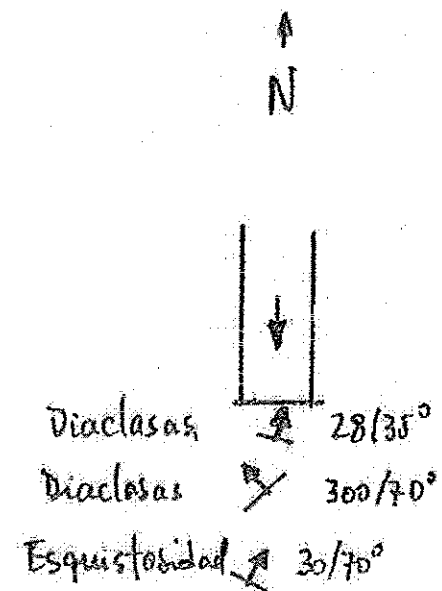
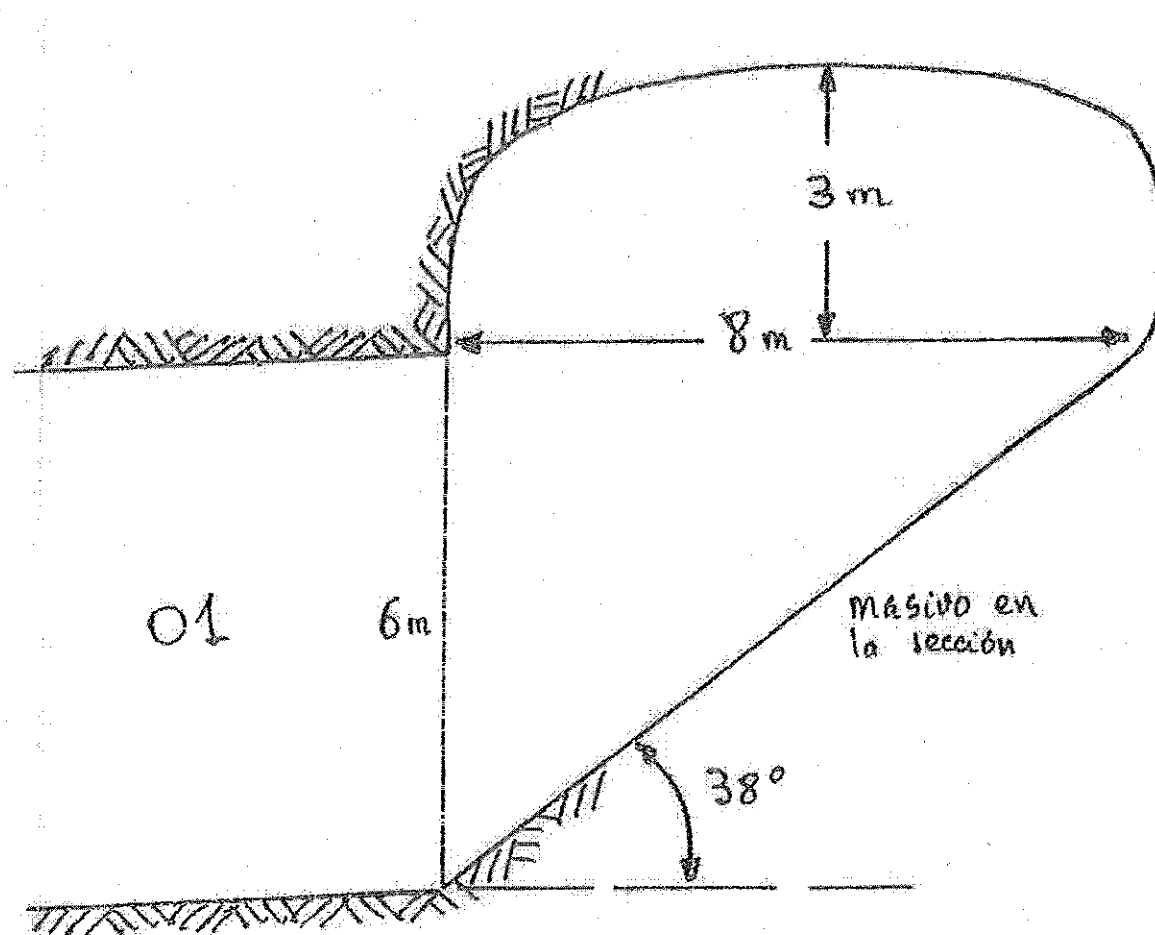
Sección por A-A'

Croquis desprendimiento Boca Norte Túnel Oeste (PK 8 + 006.8)

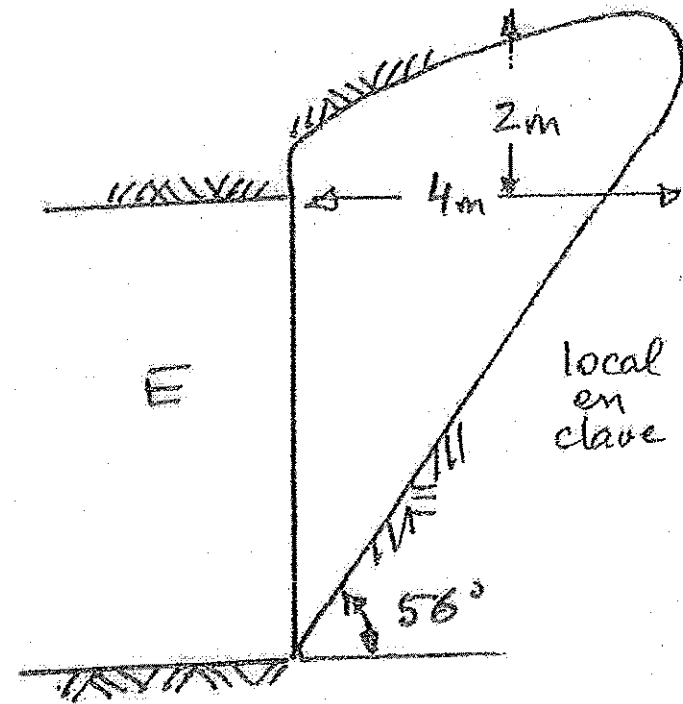
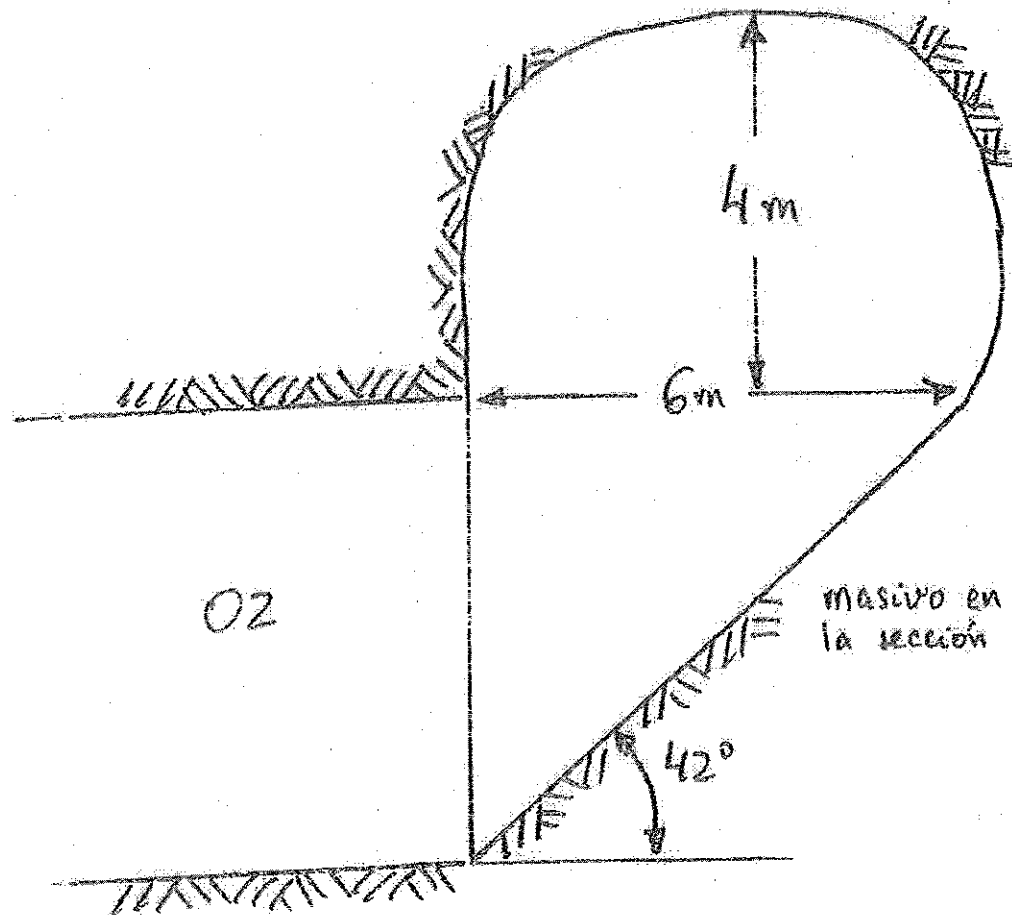
O1 C = 27 m
(recubrimiento)



Secciones longitudinales de las roturas de frente



Secciones longitudinales de las roturas de frente



Rotura del frente

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right)}{c_u}$$

$$c_u = \frac{\gamma \left(C + \frac{D}{2} \right)}{N}; N \left(\frac{C}{D} \right)$$

- Deformación plana ($\gamma = 2.3 \text{ T/m}^3$)

Rotura	Recubrimiento C (m)	Diámetro D (m)	Cota superior		Cota inferior			
					Revest. liso		Revest. rugoso	
			N	c_u (T/m ²)	N	c_u (T/m ²)	N	c_u (T/m ²)
E	22	6	8	7.2	5.2	11.5	6	9.6
O1	27	6	8.7	7.9	5.5	12.8	6.2	11.1
O2	25.5	6	8.5	7.7	5.4	11.9	6.1	10.7

Frentes inestables a partir de $C = 22 \text{ m}$

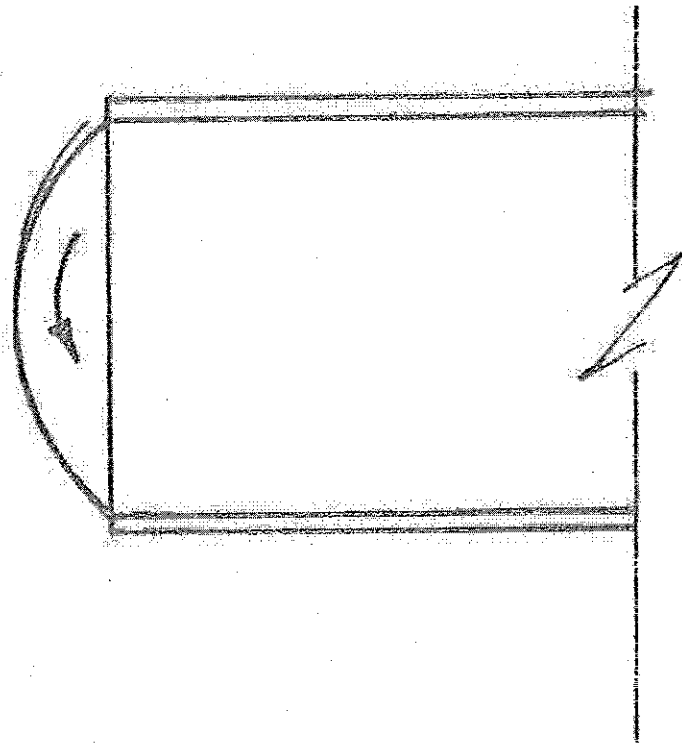
Rotura del frente

- 3-D cilíndrico ($D_{eq} = 8.3$ m)

Rotura	C/D	Cota superior		Cota inferior	
		N	c_u (T/m ²)	N	c_u (T/m ²)
E	2.65	12.1	4.3	7.3	8.2
O1	3.25	16.3	4.4	8	8.9
O2	3.07	16	4.2	7.8	8.7

Deformación plana

- C. superior $\Rightarrow \frac{\gamma D}{c_u} = 8.28 \Rightarrow c_u = 1.66 \text{ T/m}^2$
- C. inferior $\Rightarrow \frac{\gamma D}{c_u} = 3.63 \Rightarrow c_u = 3.8 \text{ T/m}^2$

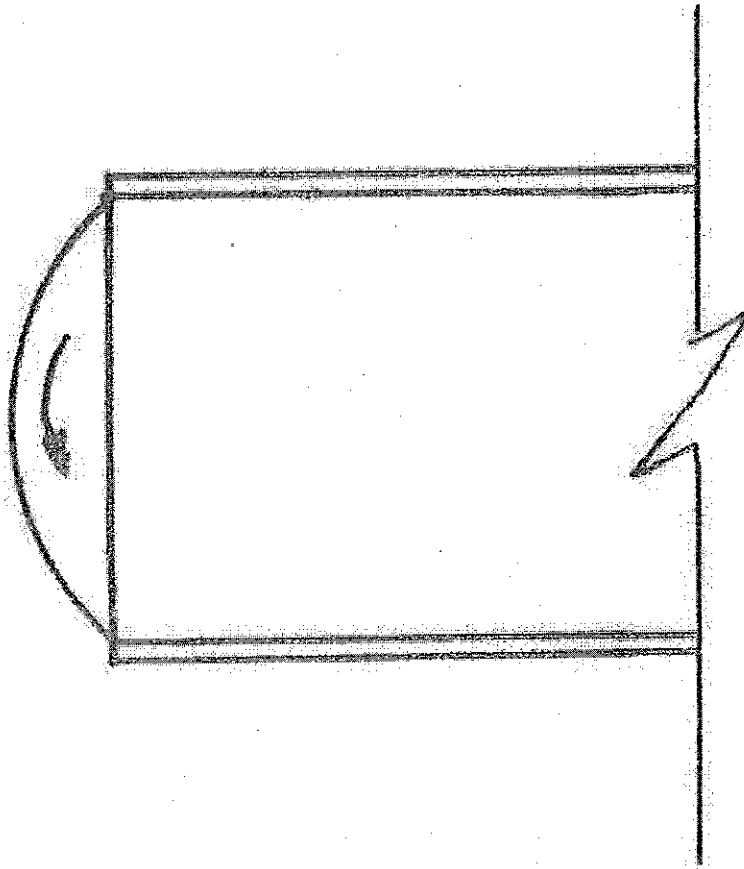


$$c_{u \text{ disponible}} = 11 \text{ T/m}^2$$

$\rightarrow \text{FS} \uparrow$

3-D Cilíndrico

- C. superior $\longrightarrow \frac{\gamma D}{c_u} = 10.96 \longrightarrow c_u = 1.26 \text{ T/m}^2$



Estabilidad de los frentes I

- Influencia del recubrimiento

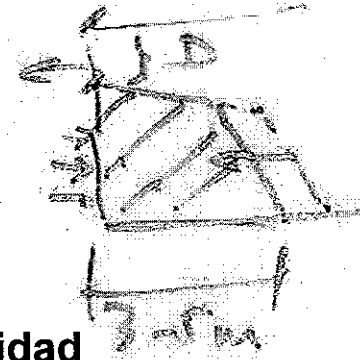
Suponiendo que sea el disponible

Recubrimiento (m)	C/D	N	c_u (T/m ²)	Factor de seguridad $F = \frac{c_u \text{ disponible}}{c_u \text{ necesario}}$
27	4.5	8.7	7.9	1
30	5	9.16	8.28	0.95
35	5.8	9.83	8.89	0.88
40	6.6	10.5	9.4	0.84

(Deformación plana. Cota superior)

Estabilidad de los frentes II

- Procedimientos de estabilización
 - Tacón permanentemente adosado

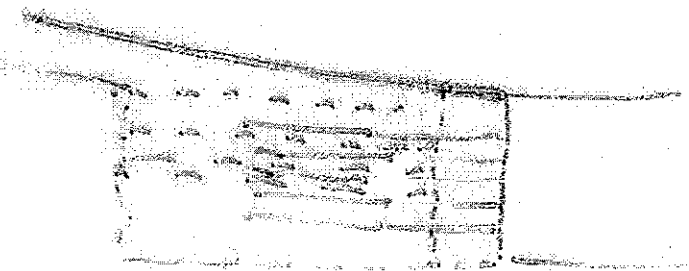


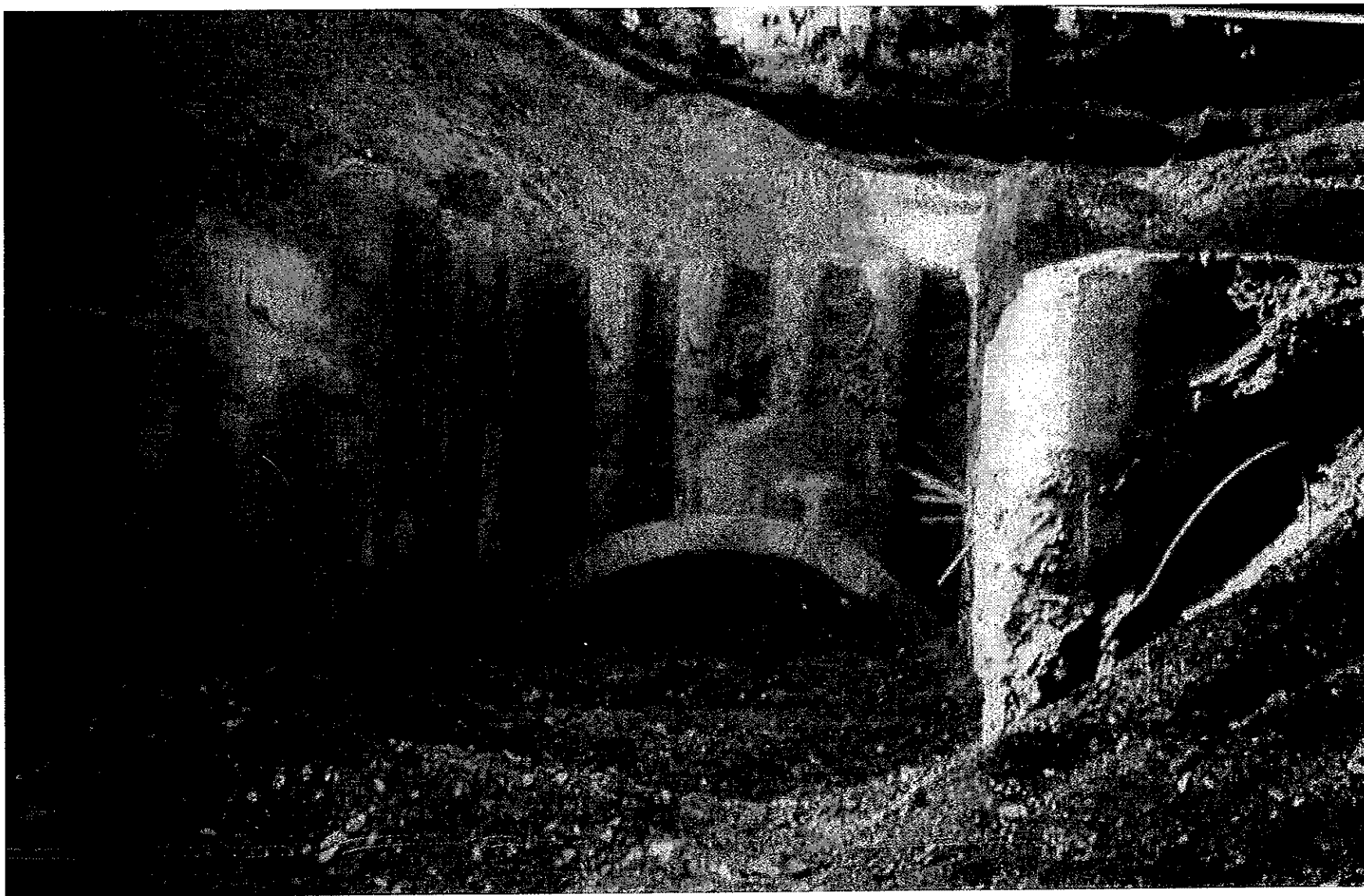
Factores de seguridad

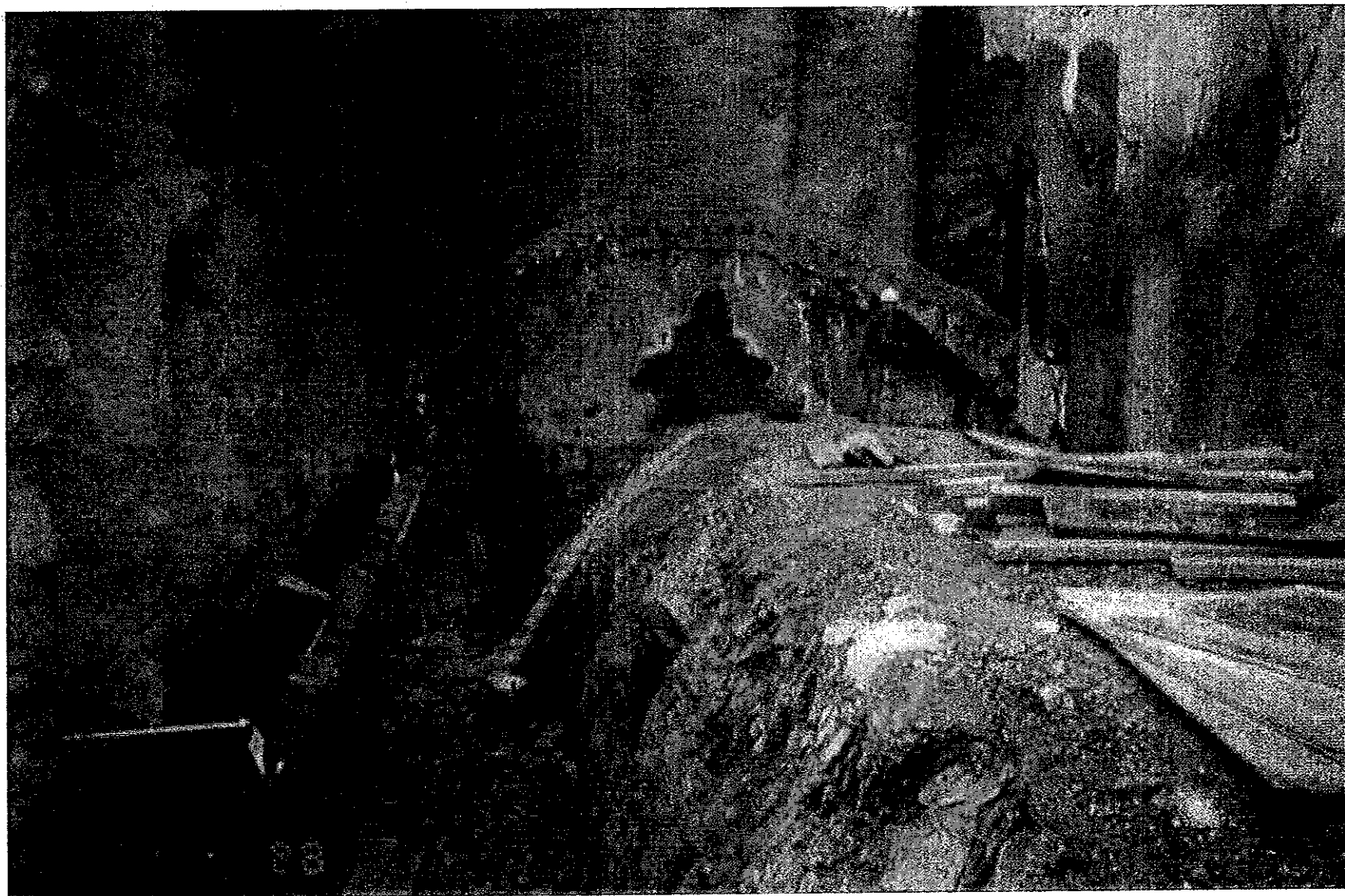
Abertura
libre
"D"

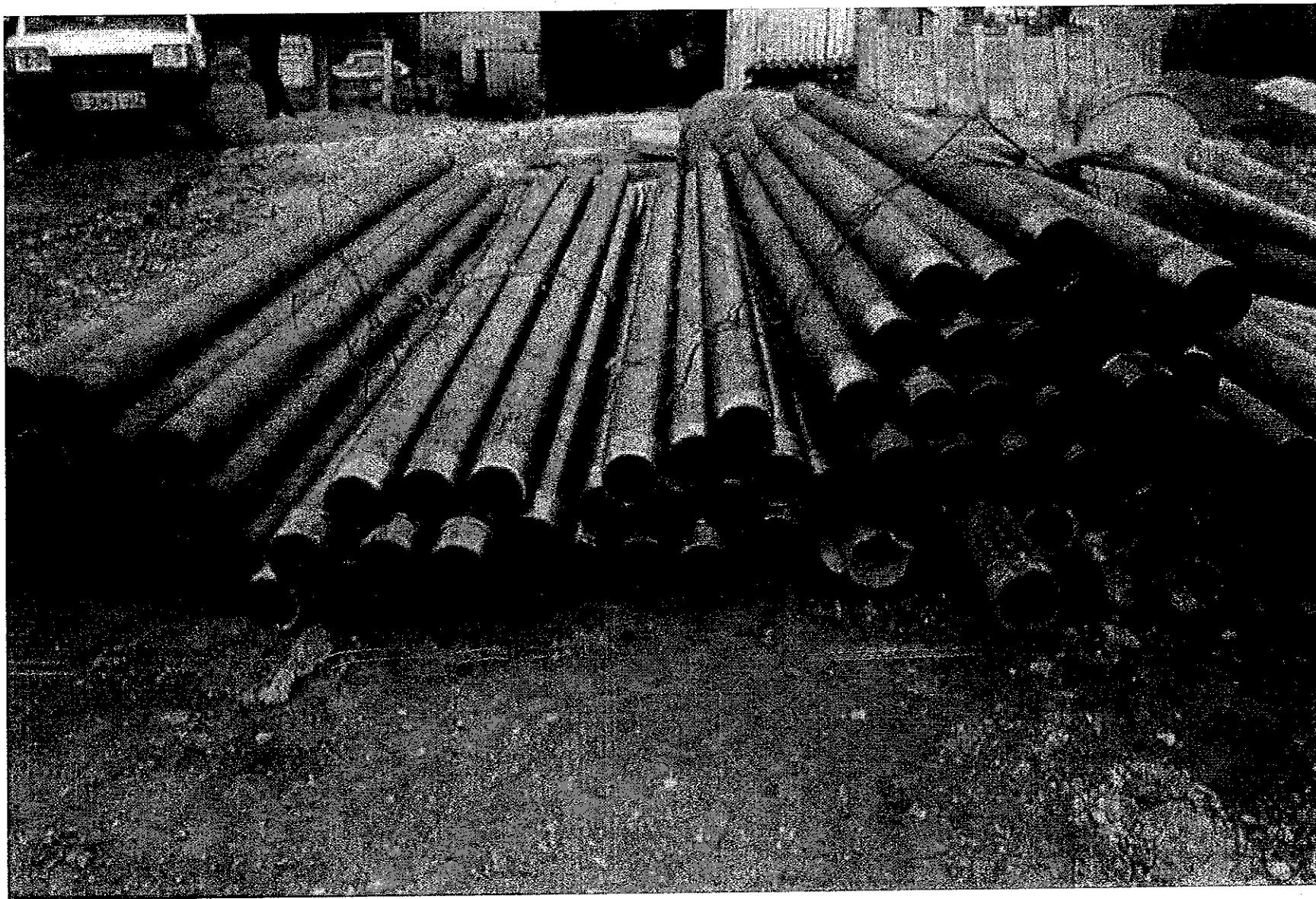
Recubrimiento C (m)		27	30	35	40
F.S	D = 1 m	2.6	2.5	2.3	2.16
	D = 2 m	1.78	1.73	1.67	1.51
	D = 3 m	1.46	1.39	1.29	1.22

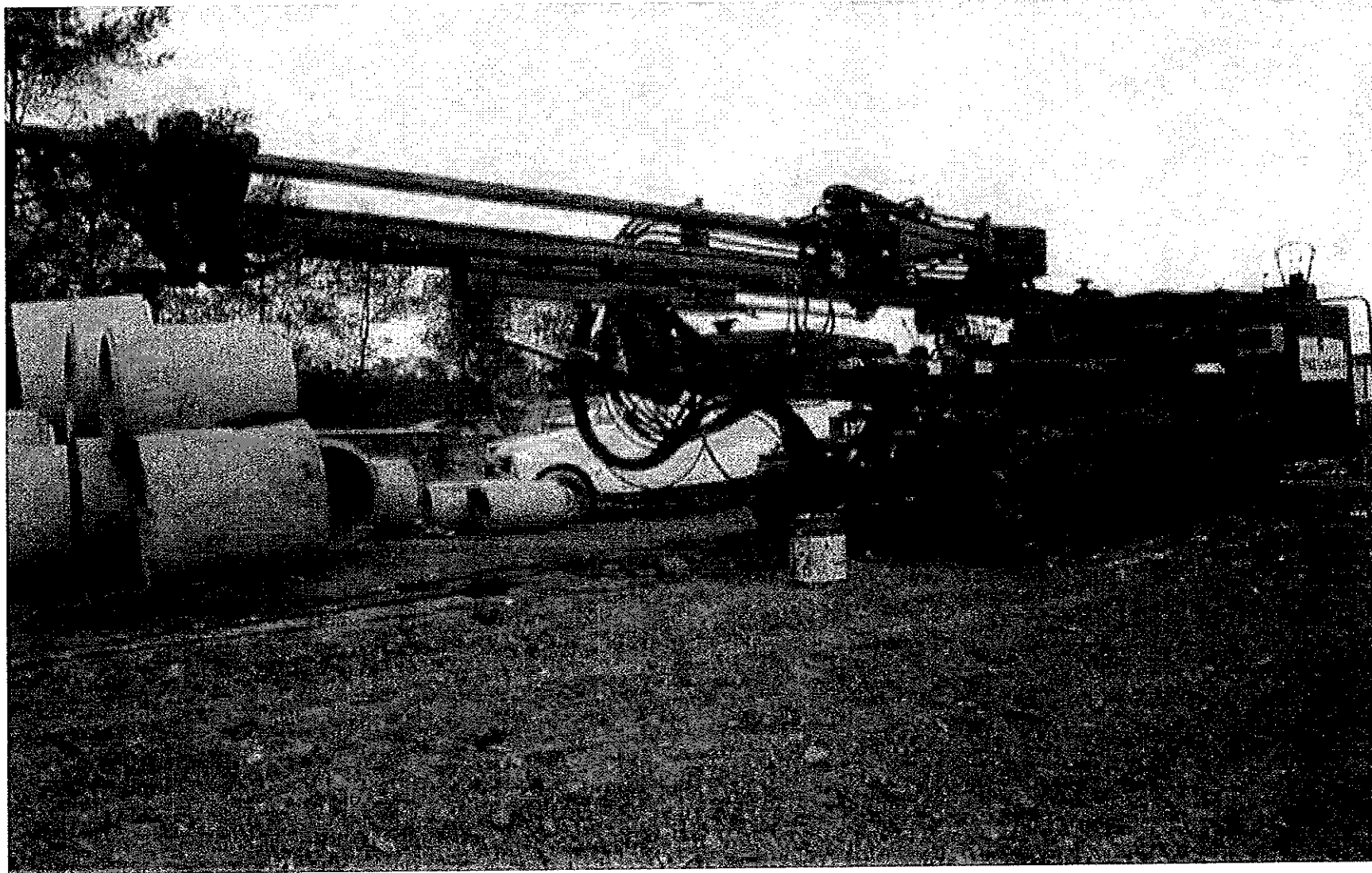
- Sistemas "belga" y "alemán"
- Usar rozadora (corona excavada)
- Estabilización del frente con bulones de fibra
- Paraguas



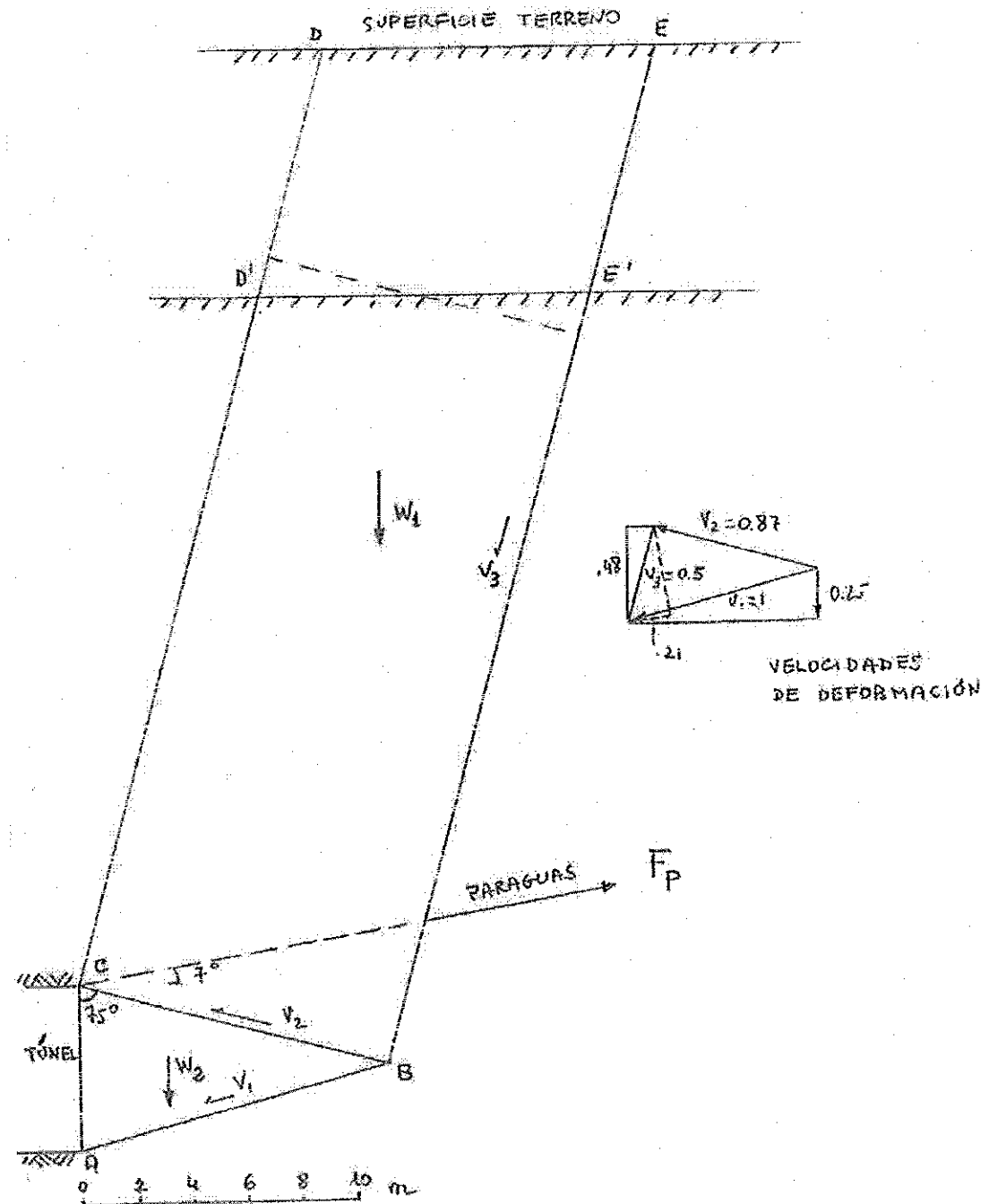








Colapso del frente. Mecanismo



Paraguas

- Tipos sugeridos ($L = 18 \text{ m}$)

Tipo	Φ_{perf} (mm)	Tubo		Espaciamiento (cm)
		Φ_{ext} (mm)	e (mm)	
Pesado 1 (P1)	110	101.4	8	40
Pesado 2 (P2)	110	101.4	11	40
Ligero (L)	110	50.8	3	40

- Formas de trabajo

- Tracción
- Esfuerzo cortante
- Flexión



Analizable mediante
teorema cota superior



Teoría de vigas

Paraguas

- Características resistentes

Paraguas	f_{yk} (kg/cm ²)	D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	S (cm ²)	I (cm ⁴)	R_t (T)	R_c (T)
P1	3600	101.4	85.4	23.47	257.8	73.4	42.2
P2	3600	101.4	79.4	31.2	323.8	97.6	56.3
L	3600	50.8	44.8	4.50	12.9	14.1	8.13

Con FS = 1.15

Suponiendo que: $\tau_{rot} = \frac{\sigma_t}{\sqrt{3}}$

Resistencia a
corte

Resistencia a
tracción

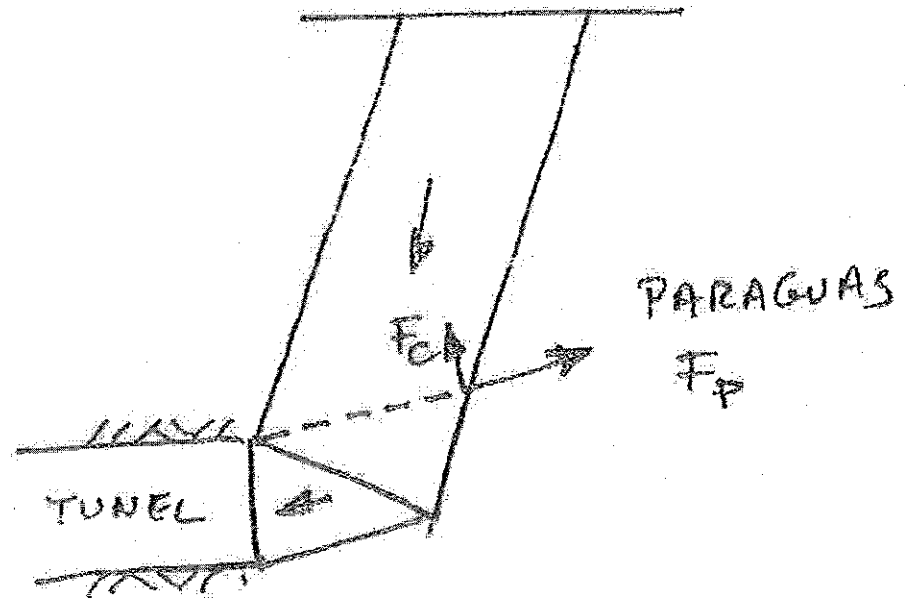
Trabajo a tracción (F_P)

- Espaciamiento entre tubos ($e = 40$ cm)
- Equilibrio trabajos: $23.27 \frac{c_u}{FS} = 196 - 0.21 F_P$
- Resistencia al corte movilizada: $\frac{c_u}{FS} = c^*$

FS	c^* (T/m ²)	F_P (T)
1	7.5	86.9
1.1	6.8	163.8



Comparar con R_t



Trabajo a corte (F_c)

- Equilibrio: $F_c = 196 - 23.27 c^*$

FS	c^* (T/m ²)	F_c (T)	Comentarios
1	7.5	21.47	Paraguas P1 ; e = 40 cm Paraguas P1 ; e = 40 cm
1.1	6.8	37.3	
1.2	6.25	50.5	
1.3	5.77	61.75	
1.4	5.35	71.3	



Comparar con R_c

Trabajo a flexión

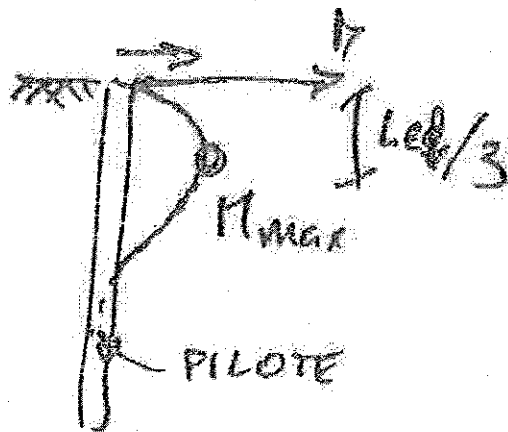
- Viga biempotrada $\Rightarrow M = \frac{1}{12} p L^2$ $p = e \gamma h = 0.92 h$
- Tubos $\Rightarrow$ Se impone $\sigma_{\text{tracción}}$ (FS = 1.5) = $3.13 \times 10^4 \text{ T/m}^2$
Y se deriva h:
 - Paraguas P1 $\Rightarrow h = \frac{21}{L^2}$ (h en m si L en m)
 - Paraguas P2 $\Rightarrow h = \frac{26.4}{L^2}$
 - L? $\Rightarrow L = L_{\text{libre}} + L_{\text{empotram.}}$

Trabajo a flexión

• $L? \Rightarrow L = L_{\text{libre}} + L_{\text{empotram.}}$

A partir concepto de longitud elástica $L_{el} = \sqrt{\frac{4EI}{kB}} ; \frac{kB}{c_u} = 66.7$

(Terzaghi)



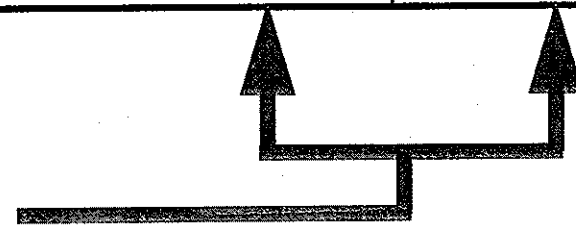
Paraguas	L_{el} (cm)
P1	45
P2	80
L	36

$L_{\text{emp}} \cong 25 \text{ cm}$

Long. empotram. (m)	Long. libre (m)	Paraguas P1 h (m)	Paraguas P2 h (m)
0.25	1	13.4	16.9
0.25	2	4.1	5.2
0.25	3	2	2.5

Comparar con alturas de
chimeneas (medidas)

$$h_{\max} = 4 \text{ m}$$



Conclusiones

- Avance recomendado : 2 m
- Paraguas pesado
- Longitud solape: 4 m

