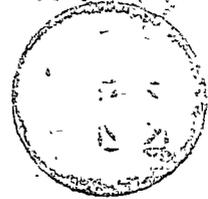


centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

COSTOS Y CONTROL DE COSTOS EN EXCAVACIONES
DE TUNELES

ING. LUIS RAMIRO GOROSTIETA

AGOSTO DE 1977.

8

8

8

Ing. Luis Ramiro Corostieta.

Ing. Civil, egresado de la Facultad de Ingeniería.
U.N.A.M.

Sub-Gerente de Planeación de México, Compañía Cons-
tructora, S. A.

ACTIVIDADES PROFESIONALES.-

Supervisor de Obra (1961-64),
Secretaría de Patrimonio Nacional.

Jefe de la Oficina de Precios Unitarios (1965-68),
Secretaría de Obras Públicas.

Jefe del Departamento de Programación y Costos ---
(1969-72),
Constructora y Promotora del País, S. A.

Sub-Gerente de Planeación (1973-76),
México, Compañía Constructora, S. A.

ACTIVIDADES DOCENTES.-

Maestro de Matemáticas y Construcción (1969-73),
Universidad Iberoamericana.

Maestro de Matemáticas y Construcción (1969-73),
Facultad de Ingeniería.
U.N.A.M.

ACTIVIDADES GREMIALES.-

Socio Ordinario del Colegio de Ingenieros Civiles
de México.

Vice-presidente del Comité de Costos de Construc-
ción Civil de la Sociedad Mexicana de Ingeniería -
Económica y de Costos.

8

○

○

CURSO DE TUNELES

Costos y control de costos en excavaciones de túneles.

El costo en la excavación de un túnel es función directa del método constructivo usado, del cuidado y vigilancia que se ponga en la barrenación, carga, tronado y rezaga del túnel.

Es de vital importancia para obtener máximas rendimientos, lo cual disminuye notablemente los costos, las condiciones en que se encuentran los trabajadores dentro del túnel, así es preciso que la ventilación sea la adecuada, la iluminación también deberá ser la optima. El trabajador deberá entrar al túnel con su equipo de seguridad completo, el que debe constar de casco, botas, guantes, chamarra y pantalón impermeables, los perforistas deben usar orejeras.

Dentro de los límites posibles el túnel debe tener el mínimo de filtraciones de agua, ya que la presencia de ésta en gran cantidad disminuye el rendimiento de los obreros.

Si aparecen filtraciones de consideración estas deben tratarse mediante inyecciones o canalizarse de manera que el área de trabajo permanezca lo más seca posible, desalojando por medio de bombeo el agua de los barrenos perforados y la que se haya filtrado, lo más pronto posible.

En la barrenación deben tenerse mucho cuidado de que el método elegido ya sea de barrenos paralelos en V o en abanico sean realizados por los trabajadores según el plan trazado previamente.

Así si se elige el método de barrenos paralelos el cuele podrá ser de tres tipos, el quemado el cual tiene lugar hacia uno o varios barrenos vacíos descargados, pero con una concentración de carga tan elevada que la roca se aglomera. En el cuele cilíndrico esta apertura es ejecutada hacia un barreno vacío de tal forma que, cuando las cargas del primero, segundo y siguientes barrenos detonan, la roca arrancada es lanzada fuera del cuele. El cuele se abre progresiva y uniformemente en toda su longitud. Este tipo de cuele es el que me permito recomendar por los altos rendimientos obtenidos en la práctica. A condición de que los barrenos sean efectivamente paralelos, pues la desviación de los mismos dará como resultado fuere o gran cantidad de peñe. Es necesario al aplicar este método que la supervisión sea muy eficaz a fin de enseñar a los perforistas a que en efecto sus barrenos sean paralelos, de profundidad uniforme, en el punto marcado en su plantilla, y con velocidad la más constante posible. Este método ha permitido en medias secciones de 17 m., de diámetro avances hasta de 20 m. diarios.

El cuele en cráter consiste en uno o varios barrenos totalmente cargados cuya voladura se efectúa hacia el frente del túnel

es decir hacia la superficie libre en ángulo recto con los barrenos.

La operación carga para ser eficiente y así tener un bajo costo, debe ser aplicada por medio de un dispositivo neumático y evitar unir por medio de carrizos y cinta de aislar el primacord y los bombillos, pues esta operación encarece el costo, se puede idear unir estos por medio de trazos de tubo de plástico.

La operación de carga debe efectuarse al igual que la perforación sobre jumbo que por su movilidad acorten el ciclo lo más posible. Para la operación de rezaga deberá tenerse un cargador en magnificas condiciones y el equipo de acarreo balanceado con el cargador, de forma que el tiempo de rezaga, sea el mínimo. Siempre será conveniente tener una cargador de repuesto, así como varios camiones, así en el caso de descompostura entrarían las maquinas de repuesto, pudiendose conservar el ciclo, y no disminuir la producción.

A continuación presentamos el análisis del costo de la excavación de un túnel de 8.00 m. de diámetro.

De costo historicos actualizado se obtuvo el costo de excavaciones de túneles de diferentes diámetros y se procedió a construir una gráfica del diámetro contra el costo, lo cual se muestra a -- continuación.

De la gráfica se puede observar que el costo se incrementa notablemente al disminuir la sección del túnel y tiende a ser una -- curva asintótica por el eje de los yes.

También puede observarse que a partir de un volar del diámetro -- la curva permanezca casi horizontal lo que indica que al aumentar la sección el costo permanece sensiblemente el mismo.

Control de costos en la excavación de un túnel.-

Para llevar un control en el costo de construcción de un túnel -- un método muy conveniente es desglosar en Maquinaria, Mano de -- obra, Materiales, Combustibles y Lubricantes, el costo analizado y compararlos con los costos que se obtienen realmente en la o-- bra, si estos son más elevados se debe analizar la causa por la-- cual se estan obteniendo costos mayores a los presupuestados, -- estas causas pueden ser, supervisión lo que trae consigo bajos -- rendimientos, también puede deberse a un procedimiento construc-- tivo equivocado, fallas de maquinaria, falta de materiales, per-- sonal poco calificado, etc., pudiendo correguir esta falla y ba-- jar los costos a los propuestos.

En ocasiones puede ser que el costo propuesto se haya analizado mal por falta de información, consideraciones erróneas en los avances, en la calidad de roca, etc. Entonces será necesario corregir el análisis para así obtener costos apegados a la realidad.

En el cuadro anexo se presenta el costo de las actividades para la construcción de un túnel, tanto en pesos como en por ciento, este desglose también se puede aprovechar para una posible escalación en los Precios Unitarios.

	2070130	2070200
81.5	31.5	
66.2	39.4	
00.0	40.2	
34.06	40.13	
60.36	45.4	
10.132	49.02	
11.021	50.38	
83	51.1	
48	52.22	
12.84	52.85	
22.22	53.07	
21.11	53.28	
25.5	53.51	
30.123	53.74	
31.8	54.01	
	54.24	
	54.47	
	54.7	
	54.93	
	55.16	
	55.39	
	55.62	
	55.85	
	56.08	
	56.31	
	56.54	
	56.77	
	57.0	
	57.23	
	57.46	
	57.69	
	57.92	
	58.15	
	58.38	
	58.61	
	58.84	
	59.07	
	59.3	
	59.53	
	59.76	
	60.0	
	60.23	
	60.46	
	60.69	
	60.92	
	61.15	
	61.38	
	61.61	
	61.84	
	62.07	
	62.3	
	62.53	
	62.76	
	63.0	
	63.23	
	63.46	
	63.69	
	63.92	
	64.15	
	64.38	
	64.61	
	64.84	
	65.07	
	65.3	
	65.53	
	65.76	
	66.0	
	66.23	
	66.46	
	66.69	
	66.92	
	67.15	
	67.38	
	67.61	
	67.84	
	68.07	
	68.3	
	68.53	
	68.76	
	69.0	
	69.23	
	69.46	
	69.69	
	69.92	
	70.15	
	70.38	
	70.61	
	70.84	
	71.07	
	71.3	
	71.53	
	71.76	
	72.0	
	72.23	
	72.46	
	72.69	
	72.92	
	73.15	
	73.38	
	73.61	
	73.84	
	74.07	
	74.3	
	74.53	
	74.76	
	75.0	
	75.23	
	75.46	
	75.69	
	75.92	
	76.15	
	76.38	
	76.61	
	76.84	
	77.07	
	77.3	
	77.53	
	77.76	
	78.0	
	78.23	
	78.46	
	78.69	
	78.92	
	79.15	
	79.38	
	79.61	
	79.84	
	80.07	
	80.3	
	80.53	
	80.76	
	81.0	
	81.23	
	81.46	
	81.69	
	81.92	
	82.15	
	82.38	
	82.61	
	82.84	
	83.07	
	83.3	
	83.53	
	83.76	
	84.0	
	84.23	
	84.46	
	84.69	
	84.92	
	85.15	
	85.38	
	85.61	
	85.84	
	86.07	
	86.3	
	86.53	
	86.76	
	87.0	
	87.23	
	87.46	
	87.69	
	87.92	
	88.15	
	88.38	
	88.61	
	88.84	
	89.07	
	89.3	
	89.53	
	89.76	
	90.0	
	90.23	
	90.46	
	90.69	
	90.92	
	91.15	
	91.38	
	91.61	
	91.84	
	92.07	
	92.3	
	92.53	
	92.76	
	93.0	
	93.23	
	93.46	
	93.69	
	93.92	
	94.15	
	94.38	
	94.61	
	94.84	
	95.07	
	95.3	
	95.53	
	95.76	
	96.0	
	96.23	
	96.46	
	96.69	
	96.92	
	97.15	
	97.38	
	97.61	
	97.84	
	98.07	
	98.3	
	98.53	
	98.76	
	99.0	
	99.23	
	99.46	
	99.69	
	99.92	
	100.15	
	100.38	
	100.61	
	100.84	
	101.07	
	101.3	
	101.53	
	101.76	
	102.0	
	102.23	
	102.46	
	102.69	
	102.92	
	103.15	
	103.38	
	103.61	
	103.84	
	104.07	
	104.3	
	104.53	
	104.76	
	105.0	
	105.23	
	105.46	
	105.69	
	105.92	
	106.15	
	106.38	
	106.61	
	106.84	
	107.07	
	107.3	
	107.53	
	107.76	
	108.0	
	108.23	
	108.46	
	108.69	
	108.92	
	109.15	
	109.38	
	109.61	
	109.84	
	110.07	
	110.3	
	110.53	
	110.76	
	111.0	
	111.23	
	111.46	
	111.69	
	111.92	
	112.15	
	112.38	
	112.61	
	112.84	
	113.07	
	113.3	
	113.53	
	113.76	
	114.0	
	114.23	
	114.46	
	114.69	
	114.92	
	115.15	
	115.38	
	115.61	
	115.84	
	116.07	
	116.3	
	116.53	
	116.76	
	117.0	
	117.23	
	117.46	
	117.69	
	117.92	
	118.15	
	118.38	
	118.61	
	118.84	
	119.07	
	119.3	
	119.53	
	119.76	
	120.0	
	120.23	
	120.46	
	120.69	
	120.92	
	121.15	
	121.38	
	121.61	
	121.84	
	122.07	
	122.3	
	122.53	
	122.76	
	123.0	
	123.23	
	123.46	
	123.69	
	123.92	
	124.15	
	124.38	
	124.61	
	124.84	
	125.07	
	125.3	
	125.53	
	125.76	
	126.0	
	126.23	
	126.46	
	126.69	
	126.92	
	127.15	
	127.38	
	127.61	
	127.84	
	128.07	
	128.3	
	128.53	
	128.76	
	129.0	
	129.23	
	129.46	
	129.69	
	129.92	
	130.15	
	130.38	
	130.61	
	130.84	
	131.07	
	131.3	
	131.53	
	131.76	
	132.0	
	132.23	
	132.46	
	132.69	
	132.92	
	133.15	
	133.38	
	133.61	
	133.84	
	134.07	
	134.3	
	134.53	
	134.76	
	135.0	
	135.23	
	135.46	
	135.69	
	135.92	
	136.15	
	136.38	
	136.61	
	136.84	
	137.07	
	137.3	
	137.53	
	137.76	
	138.0	
	138.23	
	138.46	
	138.69	
	138.92	
	139.15	
	139.38	
	139.61	
	139.84	
	140.07	
	140.3	
	140.53	
	140.76	
	141.0	
	141.23	
	141.46	
	141.69	
	141.92	
	142.15	
	142.38	
	142.61	
	142.84	
	143.07	
	143.3	
	143.53	
	143.76	
	144.0	
	144.23	
	144.46	
	144.69	
	144.92	
	145.15	
	145.38	
	145.61	
	145.84	
	146.07	
	146.3	
	146.53	
	146.76	
	147.0	
	147.23	
	147.46	
	147.69	
	147.92	
	148.15	
	148.38	
	148.61	
	148.84	
	149.07	
	149.3	
	149.53	
	149.76	
	150.0	
	150.23	
	150.46	
	150.69	
	150.92	
	151.15	
	151.38	
	151.61	
	151.84	
	152.07	
	152.3	
	152.53	
	152.76	
	153.0	
	153.23	
	153.46	
	153.69	
	153.92	
	154.15	
	154.38	
	154.61	
	154.84	
	155.07	
	155.3	
	155.53	
	155.76	
	156.0	
	156.23	
	156.46	
	156.69	
	156.92	
	157.15	
	157.38	
	157.61	
	157.84	
	158.07	
	158.3	
	158.53	
	158.76	
	159.0	
	159.23	
	159.46	
	159.69	
	159.92	
	160.15	
	160.38	
	160.61	
	160.84	
	161.07	
	161.3	
	161.53	
	161.76	
	162.0	
	162.23	
	162.46	
	162.69	
	162.92	
	163.15	
	163.38	
	163.61	
	163.84	
	164.07	
	164.3	
	164.53	
	164.76	
	165.0	
	165.23	
	165.46	
	165.69	
	165.92	
	166.15	
	166.38	
	166.61	
	166.84	
	167.07	
	167.3	
	167.53	
	167.76	
	168.0	
	168.23	
	168.46	
	168.69	
	168.92	
	169.15	
	169.38	
	169.61	
	169.84	
	170.07	
	170.3	
	170.53	
	170.76	
	171.0	
	171.23	
	171.46	
	171.69	
	171.92	
	172.15	
	172.38	
	172.61	
	172.84	
	173.07	
	173.3	
	173.53	
	173.76	
	174.0	
	174.23	
	174.46	
	174.69	
	174.92	
	175.15	
	175.38	
	175.61	
	175.84	
	176.07	
	176.3	
	176.53	
	176.76	
	177.0	
	177.23	
	177.46	
	177.69	
	177.92	
	178.15	
	178.38	
	178.61	
	178.84	
	179.07	
	179.3	
	179.53	
	179.76	
	180.0	
	180.23	
	180.46	
	180.69	
	180.92	
	181.15	
	181.38	
	181.61	
	181.84	
	182.07	
	182.3	
	182.53	
	182.76	
	183.0	
	183.23	
	183.46	
	183.69	
	183.92	
	184.15	
	184.38	
	184.61	
	184.84	
	185.07	
	185.3	
	185.53	
	185.76	
	186.0	
	186.23	
	186.46	
	186.69	
	186.92	
	187.15	
	187.38	
	187.61	
	187.84	
	188.07	
	188.3	
	188.53	
	188.76	
	189.0	
	189.23	
	189.46	
	189.69	
	189.92	
	190.15	
	190.38	
	190.61	
	190.84	
	191.07	
	191.3	
	191.53	
	191.76	
	192.0	
	192.23	
	192.46	
	192.69	

No.	MAQUINARIA (MAQUINARIA	MANO DE OBRA.	MATERIALES	COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.	TOTAL
1.-	Bomba 2" Ø	2.18	0.27	0.85	4.76	
2.-	Bomba 4" Ø 40 m.	5.69	0.70	2.11	7.21	
3.-	Bomba neumática	9.00	1.32	3.96	0.71	14.99
4.-	Camión volteo F-600	39.43	5.12	22.76	64.06	
5.-	Camión volteo diesel	55.64	7.20	29.01	23.05	114.90
6.-	Cargador frontal 977-L	461.61	59.78	179.35	34.71	
7.-	Compresor 600	166.77	21.60	64.79	44.35	297.51
8.-	Equipo para cortar y soldar	0.83	0.12	0.34	---	---
9.-	Jumbo para anclaje	48.51	6.68	22.21	5.51	
10.-	Jumbo con 4 pistolas	1,532.62	210.86	632.77	16.81	2,393.06
11.-	Jumbo para carga	59.52	8.19	27.38	5.51	100.60
12.-	Perforadora de pierna FL-83	11.75	1.62	4.85	0.71	18.93
13.-	Planta soldadora	4.24	0.55	1.65	9.30	15.74
14.-	Ventilador	29.47	5.60	16.78	23.27	75.12
15.-	Cargador frontal 955-L	351.03	45.46	136.39	24.81	557.69
16.-	Pistola de piso S-58	8.16	1.20	3.59	0.71	

COSTOS OCIOSOS

1.-	Bomba 2" Ø	2.18	---	---	---	
2.-	Bomba 4" Ø	5.69	---	---	---	
3.-	Bomba neumática	9.00	---	---	---	
4.-	Camión volteo F-600	39.43	---	7.39	---	
5.-	Camión volteo diesel	55.64	---	7.39	---	
6.-	Cargador frontal 977-L	461.61	---	---	---	
7.-	Compresor 600	166.77	---	---	---	
8.-	Equipo p/cortar y soldar	0.83	---	---	---	
9.-	Jumbo para anclaje	48.51	---	2.18	---	
10.-	Jumbo c/4 pistolas	1,532.62	---	---	---	
11.-	Jumbo para carga	59.52	---	2.30	---	
12.-	Perforadora de pierna	11.75	---	---	---	
13.-	Planta soldadora	4.24	---	---	---	
14.-	Ventilador	29.47	---	---	---	
15.-	Cargador frontal 955-L	351.03	---	---	---	
16.-	Pistola de piso S-58	8.16	---	---	---	

I N D I C E S

<u>NUMER</u>	<u>DE SUJETADA</u>	<u>MANO DE OBRA</u>	<u>MATERIALES</u>	<u>COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.</u>	<u>TOTAL</u>
36,500.00	4 ^o 133,260.00	311,710.00	935,130.00	24,820.00	5 ^o 404,920.00
"	946,810.00	18,980.00	56,940.00	10,220.00	1 ^o 032,950.00
"	11,315.00	- - - -	365.00	1,095.00	12,775.00
"	899,360.00	65,700.00	196,370.00	134,320.00	1 ^o 295,750.00
"	160,600.00	4,380.00	20,805.00	2,920.00	188,705.00
"	79,570.00	14,965.000	45,260.00	62,780.00	202,575.00
"	24,050.00	3,650.00	10,585.00	2,190.00	40,515.00
				7	
"	110,595.00	14,235.00	57,670.00	45,990.00	228,490.00
"	- - - -	1 ^o 487,010.00	- - - -	- - - -	1 ^o 487,010.00
"	- - - -	56,940.00	- - - -	- - - -	56,940.00
"	- - - -	1 ^o 196,835.00	- - - -	- - - -	1 ^o 196,835.00
"	- - - -	2 ^o 895,545.00	- - - -	- - - -	2 ^o 895,545.00
"	3,285.00	10,220.00	188,705.00	730.00	202,940.00
"	5,475.00	90,155.00	289,810.00	1,095.00	386,535.00
"	- - - -	29,200.00	42,705.00	- - - -	71,905.00
"	1,825.00	5,475.00	101,835.00	365.00	109,500.00
"	6,570.00	13,140.00	864,320.00	7,300.00	891,330.00
	<u>6^o 382,755.00</u>	<u>6^o 218,140.00</u>	<u>2^o 810,500.00</u>	<u>293,825.00</u>	<u>15^o 705,220.00</u>

Indice Maquinaria = $\frac{6^o 382,755.00}{15^o 705,220.00} = 0.4064$

Indice M. de obra = $\frac{6^o 218,140.00}{15^o 705,220.00} = 0.3959$

Indice Materiales = $\frac{2^o 810,500.00}{15^o 705,220.00} = 0.1790$

Indice Combustibles y Lubricantes = $\frac{293,825.00}{15^o 705,220.00} = 0.0187$



10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

21
22
23
24
25
26
27
28
29
30

31
32
33
34
35
36
37
38
39
40

41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

51
52
53
54

55

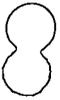
56

57

58

59

NO.	CONCEPTO	MAQUINARIA	MAEO DE OBRA	MATERIALES	COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES	TOTAL
BASE	Barrenación, habilitación y colocación de anclas 1 x 1" Ø	12.28	39.20	64.12	2.94	118.54
BASE	Suministro y colocación de tubería de agua 2" Ø	- - -	44.34	64.92	- -	109.26
BASE	Suministro y colocación de tubería de 4" Ø	- - -	55.37	197.67	- -	253.04
BASE	Tubería de aire comprimido 4" Ø	4.05	68.31	220.00	0.97	293.33
BASE	Sistema de alumbrado en instalaciones subterráneas	4.91	15.68	286.31	1.18	308.08
BASE	Suministro y colocación de tubería de ventilación de 36" Ø calibre No. 18	10.17	20.11	1,312.10	11.18	1,353.56
9.1.1.	Excavación en cualquier material en los túneles de las obras de desvío y de toma para riego.					
*	Equipo de barrenación y rezaga					
a).-	Barrenación					
	Jumbo 4 pistolas	113.24	8.54	25.62	0.68	148.08
	Cargador 955-L	25.94	0.52	1.56	0.28	28.30
	Soldadora	0.31	- - -	0.01	0.03	0.35
	Compresor SP-600-0	24.64	1.80	5.38	3.68	35.50
	Jumbo carga	4.40	0.12	0.57	0.08	5.17
	Ventilador	2.18	0.41	1.24	1.72	5.55
	Bomba neumática 2" Ø	0.66	0.10	0.29	0.06	1.11
b).-	Rezaga					
	Camión volteo diesel	3.03	0.39	1.58	1.26	6.26
*	Mano de obra barrenación y rezaga.					
a).-	Barrenación	- - -	40.74	- - -	- - -	40.74
b).-	Rezaga	- - -	1.56	- - -	- - -	1.56
*	Mano de obra adicional	- - -	32.79	- - -	- - -	32.79
*	Materiales	- - -	- - -	79.33	- - -	79.33
*	Instalaciones					
	Instalación eléctrica	0.09	0.28	5.17	0.02	5.56
	Tubería de aire 4" Ø	0.15	2.47	7.94	0.03	10.59
	Tubería de agua 2" Ø	- - -	0.80	1.17	- - -	1.97
	Instalaciones Exteriores	0.05	0.15	2.79	0.01	3.00
	Tubería de ventilación 36" Ø	0.18	0.36	23.68	0.20	24.42



COMPARACION DE COSTOS DE LOS TUNELES
CON RESPECTO AL DIAMETRO DE LA SECCION
DEL MISMO, A IGUALES CONDICIONES
DE MATERIAL Y TRABAJO.



THE UNIVERSITY OF CHICAGO

DEPARTMENT OF CHEMISTRY

5408 SOUTH DIVISION STREET

CHICAGO, ILLINOIS 60637

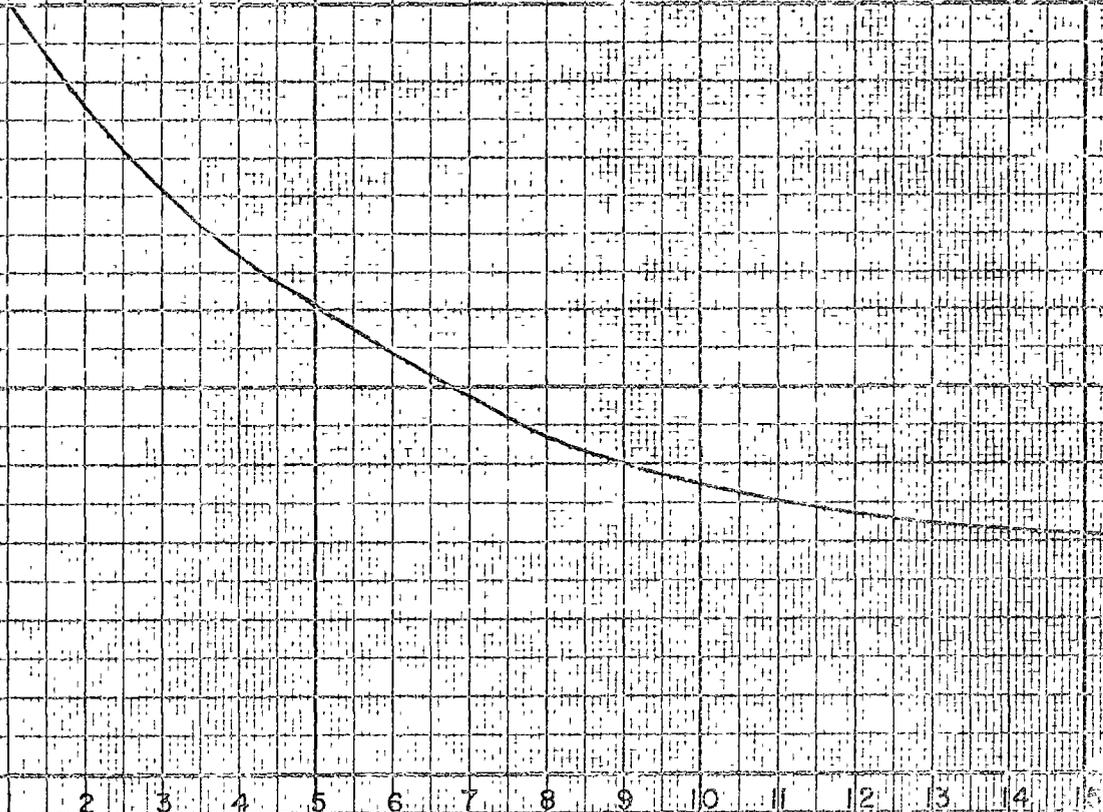


GRAFICA COSTO DE LA EXCAVACION EN TUNEL POR
CONTRA DIAMETRO DE LA SECCION DEL TUNEL

COSTO/M³

\$ 900.00
" 800.00
" 700.00
" 600.00
" 500.00
" 400.00
" 300.00
" 200.00
" 100.00

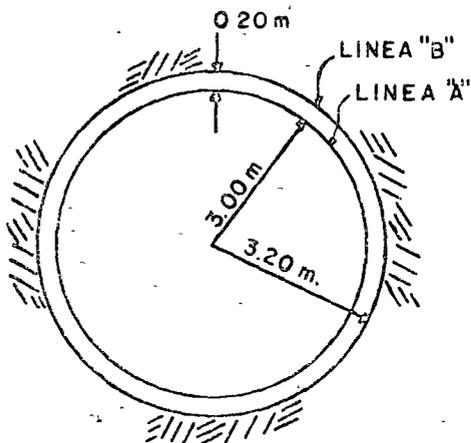
2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 DIAMETRO
SECCION (M)



Excavación en cualquier material en túnel de la obra de desvío.

Operaciones principales.

- 1.- Barrenación y rezaga interior.
- 2.- Rezaga exterior.
- 3.- Mano de obra adicional.
- 4.- Materiales.
- 5.- Instalaciones.



Area línea "A" $A = \pi \times (1.5)^2$.

$A = 7.07 \text{ m}^2$.

Area línea "B" $A = \pi \times (1.70)^2$.

Perímetro línea A = $\pi \times 3.00 = 9.42 \text{ m}$.

No. de barrenos en precorte = $\frac{9.42 \text{ m}}{0.60 \text{ m}} = 16$

No. de barrenos por cuele = 13

Total de barrenos = 29

Longitud por barreno = 30.5 m.

Sobrebarrenación = 0.90

Volumen por cuele = $0.08 \text{ m}^2 \times 3.05 \times 0.90 = 24.92 \text{ m}^3$.

Longitud de barrenación total = $29 \times 3.05 = 88.45 \text{ m}$.

$$\text{Factor de barrenación} = \frac{88.45 \text{ m}}{24.92 \text{ m}^3} = 3.55 \text{ m/m}^3.$$

$$2 \text{ perforadoras FL-83-54} \quad 12 \text{ m/hr} \times 2 = 24 \text{ m/hr.}$$

Requerimientos de aire:

2 perforadoras	2 x 125 p.c.m.	250 p.c.m.
1 bomba neumática		100 p.c.m.
12% pérdidas		42 p.c.m.
		<u>392 p.c.m.</u>

1 com presor 600

Ciclo del Scoptram.

$$\text{Tiempo de carga} = 0.50 \text{ min.}$$

$$\text{Viaje cargado} \quad \frac{0.15 \text{ km} \times 60}{10 \text{ km/hr.}} = 0.90$$

$$\text{Viaje vacío} \quad \frac{0.15 \times 60}{12 \text{ km/Hr.}} = 0.75$$

$$\text{Descarga y maniobras} \quad \frac{2.00}{4.15 \text{ min.}}$$

Capacidad del cuharón = 0.765 m³.

Abundamiento = 1.56

$$\text{Rendimiento} = \frac{0.765 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 60 \text{ min/hr} \times 0.75}{1.56 \times 4.15 \text{ min/ciclo}} = 5.32 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

Ciclo del túnel.

$$\text{Trazo y acomodo} = 0.20 \text{ hr.}$$

$$\text{Tiempo de barrenación} \quad \frac{88.45 \text{ m}}{24 \text{ m/hr.}} = 3.69$$

$$\text{Tiempo de sopleteo} = 0.20$$

$$\text{Poblado y carga} \quad \frac{0.5 \text{ min} \times 88.45}{60 \text{ min/hr.}} = 0.74$$

$$\text{Tronado} = 0.20$$

$$\text{Rezaga interior} \quad \frac{24.92 \text{ m}^3}{5.32 \text{ m}^3/\text{hr.}} = 4.68$$

$$\text{Amacice y anclaje} = 0.50$$

$$\text{Ventilación} = 0.50$$

$$\text{Entrar y salir} = 0.50$$

$$\underline{11.21 \text{ hr.}}$$

Equipo de barrenación y rezaga interior

	TIEMPO ACTIVO	TIEMPO OCIOSO	COSTO ACTIVO	COSTO OCIOSO	IMPORTE
2 perforadoras	3.69	11.21	18.93	11.75	\$ 201.57
1 compresor	4.39	6.82	297.51	166.77	2,443.44
1 Bomba neumática	11.21	-----	14.99	-----	168.04
1 ventilador	11.21	-----	11.02	-----	123.53
1 Scooptram	4.68	6.53	385.45	231.63	3,316.45
					\$ 6,253.03

Cargo = $\frac{\$ 6,253.45}{24.92/m^3}$ = \$ 250.92/m³.

Operación:

2 perforistas	2 z	\$ 207.00/tno.	=	\$ 614.00/tno.
2 aytes. perforistas	2 x	\$ 278.93/tno.	=	556.86/tno.
1 Bombero			=	241.41
1 Op. Scooptram			=	355.53
1 Compresorista			=	241.41
				\$ 2,009.21/tno.

Cargo = $\frac{\$ 2,009.21/tno \times 11.21 \text{ hr/ciclo}}{10 \text{ hr/tno} \times 24.92 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 0.75}$ = \$ 120.51/m³

Cargo por rezaga interior = \$ 371.43/m³

2.- REZAGA EXTERIOR : cargador frontal Cat 955 L

Rendimiento = $\frac{2 \text{ yd}^3 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{hr} \times 3,600 \text{ seg/hr} \times 0.75}{1.5 \times 30 \text{ seg.}}$ = 91.80 m³/hr.

Camión F-600

Capacidad = $\frac{5 \text{ m}^3}{1.5}$ = 3.33 m³

Tiempo de carga = $\frac{3.33 \times 60}{91.80}$ = 2.18 min.

Acarreo 1 km = $\frac{1 \text{ km.} \times 60 \text{ min/hr}}{30 \text{ km/hr.}}$ = 2.00

Regreso 1 km = $\frac{1 \text{ km} \times 60 \text{ min/hr.}}{40 \text{ km/hr.}}$ = 1.50

Descarga maniobras e interferencias = $\frac{2.00}{7.63 \text{ min.}}$

- 4 -

$$\text{Producción camión} = \frac{0.75 \times 60 \text{ min/hr} \times 3.33 \text{ m}^3/\text{ciclo}}{7.68 \text{ min/ciclo}} = 19.51 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$\text{No. de camiones} = \frac{91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}}{19.51 \text{ m}^3/\text{hr.}} = 4.70 = 5 \text{ camiones}$$

a).- Maquinaria:

1 traxcavo 955 L	= \$	590.48/hr.
5 camiones F-600 (\$131.37/hr.)		656.85
		<u>1,247.33/hr.</u>

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 1,247.33/\text{hr.}}{91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}} = \$ 13.59/\text{m}^3$$

b).- Operación:

1 OP. traxcavo	= \$	381.72/Tno.
5 choferes (286.52/tno.)		1,432.60
		<u>1,814.32/tno.</u>

$$\text{Cargo} = \frac{\$ 1,814.32/\text{tno.}}{10 \text{ hrs/tno.} \times 0.765 \times 91.80 \text{ m}^3} = \$ 2.64/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por rezaga exterior} = \$ 16.23/\text{m}^3$$

3.- MANO DE OBRA ADICIONAL.

1 pobaldor	\$	289.19/tno.
1 cargador		292.52
1 Ayudante		224.01
1 electricista		328.59
1 ayte. electricista		224.01
2 Peones amacice (\$ 220.45/tno.)		440.90
1 Cabo		321.91
	\$	<u>2,121.13/tno.</u>

$$\text{CARGO} = \frac{\$ 2,121.13/\text{tno.} \times 11.21 \text{ hr/ciclo}}{10 \text{ hr/tno} \times 0.75 \times 24.92 \text{ m}^3/\text{ciclo}} = \$ 127.22/\text{m}^3$$

8

4.- MATERIALES.

dinamita extra 60% 0.15 kg/m3 x \$ 14.87	= \$	2.23/m3.
Estopines (13 + 5) pzas./24.42 m3 x \$ 9.29/pza.	=	6.71
Primacord $\frac{16 \times 3.55 + 8}{24.92} = 2.60$ m x \$ 2.87/m.	=	7.46
Alambre TW-20 = $\frac{88.45}{2.05 \times 24.92} = 1.16$ x \$ 2.50/m.	=	2.91
Cinta de aislar, galvanómetro, etc.	=	3.21
Mexamón "D" 0.18 kg/m3 x \$ 4.21 kg.	=	0.76
	\$	<u>23.28/m3.</u>

Acero de barrenación = 2.62m/m3 x \$ 25.61/m. = \$ 67.10 m3.

Cargo por materiales = \$ 90.38/m3.

5.- INSTALACIONES

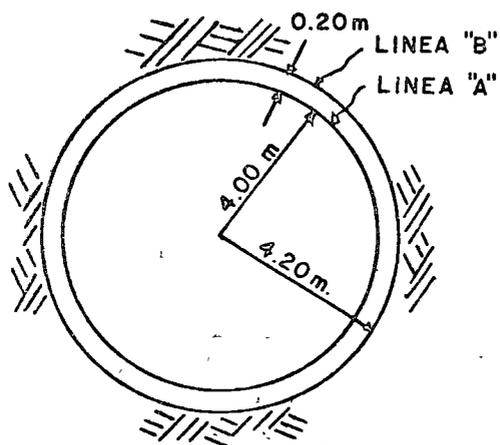
a).- Instalación eléctrica $\frac{\$ 308.08/m.}{9.08/m2.}$	= \$	33.93/○
b).- Tubería de ventilación = $\frac{\$ 334.83/m.}{9.08/m2.}$	= \$	36.88/m3.
c).- Tubería de agua 2" Ø = $\frac{\$ 109.26/m.}{9.08/m2.}$	= \$	12.03
d).- Instalaciones exteriores (estimado)	= \$	2.50/m3.
e).- Tubería de aire 4" Ø = $\frac{2 \times \$ 293.33/m.}{9.08 /m2.}$	= \$	64.61/m3.
Cargo	= \$	<u>149.95/m3.</u>

R E S U M E N

1.- BARRENACION Y REZAGA INTERIOR	= \$	371.43/m3.
2.- ReZAGA EXTERIOR	= \$	16.23
3.- MANO DE OBRA ADICIONAL	= \$	127.22
4.- MATERIALES	= \$	90.38/m3.
5.- INSTALACIONES	= \$	<u>149.95</u>
COSTO DIRECTO	\$	755.21/m 3.
32.7 % INDIRECTOS	\$	246.95
SUMA		<u>1,002.1</u> ○3.
7.0 % UTILIDAD	\$	<u>70.15</u>
PRECIO UNITARIO	\$	1,072.31/m3.

CONCEPTO 9.1.1.

Excavación en cualquier material en los túneles de las obras de desvío y toma para riego.



Area línea A = $\pi \times 4^2 = 50.27 \text{ m}^2$.

Area línea B = $\pi \times 4.20^2 = 55.42 \text{ m}^2$.

Perímetro línea A = $\pi \times 8 = 25.13 \text{ m}$.

Perímetro línea B = $\pi \times 8.40 = 26.39 \text{ m}$.

Longitud de barrenación = 0.90

Columen por cuele = $55.42 \text{ m}^2 \times 3.05 \text{ m} \times 0.90 = 152.13 \text{ m}^3$.

No. de barrenos en precorte $\frac{25.13 \text{ m}}{0.60} = 41.88 = 42$.

No. de barrenos en el cuele = 13

No. de barrenos centrales = 29

Total de barrenos = 84

Longitud total de barrenación = $84 \times 3.05 \text{ m} = 256.20 \text{ m}$.

Factor de barrenación $\frac{256.20 \text{ m}}{152.13 \text{ m}^3} = 1.68 \text{ m.l./m}^3$.

Perforación:

4 perforadoras D-93 LAR
 rendimiento = $4 \times 12 \text{ m/hr} = 48 \text{ m/hr}$.

REzaga:

Cargador 955 = \$ 557.69/hr.
 Capacidad 2 yd³ = $2 \times 7 \text{ d}^3 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 = 1.53 \text{ m}^3$.

Abundamiento = 1.50
 Eficiencia = 0.75



$$\text{Rendimiento} = \frac{1.53 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 3,600 \text{ s/hr} \times 0.75}{1.50 \times 3 \text{ seg.}} = 91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

ciclo de acarreo:

Camión volteo F-600 \$ 114.90/hr.
 Capacidad = $\frac{5 \text{ m}^3}{1.50} = 3.33 \text{ m}^3$.

Tiempo de carga = $\frac{3.33 \text{ m}^3}{91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}} \times 60 \text{ min/hr.} = 2.18 \text{ min.}$

Acarreo 1er. km. = $\frac{1 \text{ km.}}{30 \text{ km/hr.}} \times 60 \text{ min/hr.} = 2.00$

Regreso 1er. km. = $\frac{1 \text{ km.}}{40 \text{ km/hr.}} \times 60 \text{ min/hr.} = 1.50$

Descarga, maniobras e interferencias = $\frac{2.00}{7.68} \text{ min.}$

No. de ciclos = $60 \times 0.75 = 5.86 \text{ c/hr.}$

Producción = $5.68 \times 3.33 = 19.51 \text{ m}^3/\text{hr.}$

No. de camiones = $\frac{91.80}{19.51} = 4.70 = 5 \text{ camiones}$

Requerimientos de aire:

4 Pistolas de pierna = 1,024 p.c.m.
 1 bomba neumática = 100 p.c.m.
 Pérdidas = $1.124 \text{ p.c.cm.} \times 0.12 = 123 \text{ p.c.m.}$
 Total = 1,243 p.c.m.

No. de compresores = 2 de 600 p.c.m.

CICLO DEL TUNEL :

- 1.- Tiempo de trazo y acomodo = 0.20 hr.
- 2.- Barrenación = $\frac{256.20 \text{ m.}}{48/\text{hr.}} = 5.34$
- 3.- tiempo de sopleteo = 0.20
- 4.- Tiempo de carga = $\frac{0.5 \text{ min/mx}256.20 \text{ m}}{60 \text{ min/hr.}} = 2.14$
- 5.- tiempo de tronado = 0.20
- 6.- Ventilación = 0.50
- 7.- Rezaga = $\frac{152.13 \text{ m}^3}{91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}} = 1.66$



8.- Amacice y anclaje = 0.50 hrs.
 9.- Tiempo entrar y salir = 0.50
 CICLO = 11.24 hr.s.

1.- EQUIPO DE BARRENACION Y REZAGA.

EQUIPO	No.	TIEMPO	TIEMPO	COSTO ACTIVO	COSTO OCIOSO	IMPORTE
Jumbo 4 pistolas	1	6.16	5.08	2,393.06	1,532.62	22,526.96
Cargador 955	1	1.74	9.50	557.69	351.03	4,305.17
Soldadora	1	0.52	10.72	15.74	4.24	53.64
Compresor SP-600 - D	2	6.32	4.92	297.51	166.77	5,401.54
Jumbo carga	1	2.24	9.00	100.60	62.32	786.22
Ventilador	1	11.24	- - -	75.12	- - -	844.35
Bomba neumática 2" Ø	1	11.24	- - -	14.99	- - -	168.49
						<u>34,086.37</u>

Cargo = $\frac{\$ 34,086.37}{152.13 \text{ m}^3}$ = \$ 224.06/m3

2.- REZAGA.

a).- Camiones

5 x \$ 114.90/hr. = \$ 574.50

Cargo por m3 = $\frac{\$ 574.50/\text{hr.}}{91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}}$ = \$ 6.26/m3

b).- Operación choferes

5 x \$ 286.52 = \$ 1,432.60/tno.

Cargo = $\frac{\$ 1,432.60}{10 \text{ hrs/tno.} \times 91.80 \text{ m}^3/\text{hr.}}$ = \$ 1.56/m3

Costo rezaga = \$ 7.82/m3.

18
8

3.- MANO DE OBRA OPERACION.

Perforista 4	(\$ 207.00)	= \$	1,228.00/tno.
Aytes perf. 4	(\$ 278.43)	=	1,113.72
Op. traxcavo 1	(\$ 381.72)	=	381.72
Choferes 2	(\$ 279.08)	=	558.16
Soldador 1	(\$ 321.87)	=	321.87
Compresoristas 2	(\$ 241.41)	=	482.82
Bombero 1	(\$ 241.41)	=	241.41
		\$	<u>4,327.70/tno.</u>

Cargo = $\frac{\$ 4,327.70 \times 10.74}{152.13 \times 10 \times 0.75} = \$ 40.74/m3$

$152.13 \times 10 \times 0.75$

4.- MANO DE OBRA ADICIONAL.

1 Pobaldro	1 x \$ 289.19	= \$	289.19/tn o.
2 cargadores	2 x \$ 292.52	=	585.04
4 aytes. cargador	2 x \$ 266.81	=	533.62
1 Tubero	1 x \$ 251.99	=	251.99
1 Ayte. tubero	1 x \$ 224.01	=	224.01
1 Electricista	1 x \$ 328.59	=	328.59
1 Ayte. electricista	1 x \$ 257.55	=	257.55
3 peones amacice	3 x \$ 220.45	=	661.35
1 Jefe turno	1 x \$ 352.26	=	352.26
		\$	<u>3,483.60/nto.</u>

Cargo = $\frac{\$ 3,483.60 \times 10.74}{152.13 \text{ m}^3 \times 10 \times 0.75} = \$ 32.79/m3$

5.- MATERIALES.

Dinamita	= 0.15 kg/m3. x \$ 14.87/kg.	= \$	2.23/m3.
Mexamón	= 0.18 kg/m3 x \$ 4.21/kg.	=	0.76
Estopines	= 47 pza/152.13 m3 x \$ 9.29/p	=	2.87
Primacord	= (42 x 3.50 + 21)/152.13 m3	=	
	x \$ 2.87	=	3.17
Galvanómetro, cinta de aislar, alambre, etc.		=	3.20
			<u>12.23</u>

= \$ 12.23

acero de barrenación 2.62 m/m3. x \$ 25.61/m.

= \$ 67.10

= \$ 79.33/m3.

6.- INSTALACIONES.

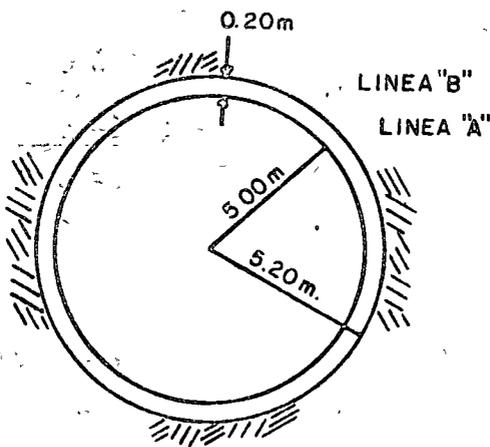
a).- Instalación eléctrica	$\frac{\$ 308.08/m.}{55.42 \text{ m}^2.}$	= \$ 5.56/m ³ .
b).- Tubería de aire 4" Ø	$\frac{2 \times \$ 293.33/m.}{55.42 \text{ m}^2.}$	= \$ 10.59/m ³ .
c).- Tubería de agua 2" Ø	$\frac{\$ 109.26/m.}{55.42 \text{ m}^2.}$	= \$ 1.97/m ³ .
d).- Instalaciones exteriores (estimado)		= \$ 3.00
e).- Tubería de ventilación	$\frac{\$ 1,353.56/m.}{55.42 \text{ m}^2.}$	= \$ <u>24.42</u> 45.54/m ³ .

R E S U M E N

1.- EQUIPO DE BARRENACION Y REZAGA	= \$ 224.06/m ³ .
2.- REZAGA	= \$ 7.82
3.- MANO DE OBRA BARRENACION	= \$ 40.74
4.- MANO DE OBRA ADICIONAL	= \$ 32.79
5.- MATERIALES	= \$ 79.33
6.- INSTALACIONES	= \$ <u>45.54</u>
COSTO DIRECTO	= \$ 430.28
32.7% INDIRECTOS	= \$ <u>140.70</u>
SUMA	= \$ 570.98
7 % UTILIDAD	= \$ <u>39.97</u>
PRECIO UNITARIO	= \$ 610.95

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

CONCEPTO 9.1.1. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EN LOS TUNELES DE LAS OBRAS DE DESVIO Y DE TOMA PARA RIEGO.



Area línea A = $\pi r^2 = 3.14 \times 2.5^2$
 $A = 19.64 \text{ m}^2.$

Area línea B = $\pi r^2 = 3.14 \times 2.7^2$
 $A_B = 22.90 \text{ m}^2.$

Perímetro línea A = $\pi \times 5.0 = 15.71 \text{ m}.$

Perímetro línea B = $\pi \times 5.4 = 16.96 \text{ m}.$

Long. de barrenación = 3.05

Sobrebarrenación = 0.90

Volúmen por cuele = $22.90 \text{ m}^2 \times 3.05 \times 0.90 = 62.87 \text{ m}^3.$

No. de barrenos en precorte = $\frac{15.71 \text{ m.}}{0.60 \text{ m.}} = 26.18 = 26$

No. de barrenos en el cuele = 13

No. de barrenos centrales = 7

Total de barrenos = 46

Long. total de barrenación = $46 \times 3.05 \text{ m.} = 140.30 \text{ m}.$

Factor de barrenación = $\frac{140.30 \text{ m.}}{62.87 \text{ m}^3} = 2.23 \text{ ml/m}^3.$

Perforación:

4 Perforadora D 93 - LAR

Rendimiento 4 x 12 m/hr = 48 m./hr.



Rezaga

Ciclo del Scoptram

Tiempo carga	=	0.50 min.
Viaje cargado	$\frac{0.15 \text{ km} \times 60}{10 \text{ km/hr.}}$	= 0.90
Viaje vacío	$\frac{0.15 \text{ km} \times 60}{12 \text{ km/hr.}}$	= 0.75
Descarga y maniobras	=	<u>2.00</u>
		4.15 min.

Ciclos por hora = $\frac{60 \text{ min/hr.}}{4.15 \text{ min/ciclo}} \times 0.75 = 10.87 \text{ ciclos/hr.}$

Capacidad cucharón = 3.6 m3.

Abundamiento = 1.5

Rendimiento = $\frac{2.4 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 10.87 \text{ ciclos/hr.}}{1.5} = 17.39 \text{ m}^3/\text{hr.}$

Requerimientos de aire:

4 Pistolas de aire	256 x 4	=	1,024 p.c.m.
1 Bomba neumática		=	$\frac{100}{1,124 \text{ p.c.m.}}$
Pérdidas	= 1,124 p.c.m. x 12	=	$\frac{134.88}{1,258.88 \text{ p.c.m.}}$

No. compresores = 2 de 600 pcm.

CICLO DEL TUNEL

1.- Trazo y acomodo		=	0.2 hr.
2.- Tiempos de barrenación	$\frac{140.30 \text{ m.}}{48 \text{ m/hr.}}$	=	2.92
3.- Tiempo de sopleteo		=	0.20
4.- Poblado y carga	$\frac{0.5 \text{ min/m} \times 140.30 \text{ m.}}{60 \text{ min/hr.}}$	=	1.40 hr.
5.- Tronado		=	0.20
6.- Ventilación		=	0.50
7.- Rezaga Interior	$\frac{62.87 \text{ m}^3}{17.39 \text{ m}^3/\text{hr.}}$	=	3.61

- 8.- Amacize y anclaje = 0.50 hr.
 9.- Entrar y salir = 0.50
 CICLO = 10.03 hr.

Equipo de barrenación y rezaga interior.

EQUIPO	TIEMPO ACTIVO	TIEMPO OCIOSO	COSTO ACTIVO	COSTO OCIOSO	IMPORTE
1 Jumbo 4 pistolas	3.12	6.91	696.65	447.78	\$ 5,267.71
1 Scooptram	3.61	6.42	1,118.64	626.18	8,058.37
1 Soldadora	0.50	9.53	15.74	333.54	4,291.96
1 Ventilador	10.03	0.00	75.12	-	753.45
1 Bomba neumática	10.03	0.00	14.99	-	150.35
					\$ 18,570.12

CARGO = $\frac{\$ 18,570.12}{62.87 \text{ m}^3} = \$ 295.37/\text{m}^3$

Perforistas	4	x	307.00	=	\$ 1,228.00/tno.
Aytes. perforistas	3	x	278.43	=	835.29
Bombero	1			=	241.41
Op. Scooptram	1			=	355.53
Soldador	1			=	321.87
Compresoristas	2	x	241.41	=	482.82
Operador Jumbo	1			=	279.08
Ayte. soldador	1			=	224.01
					\$ 3,968.01/tno.

CARGO = $\frac{\$ 3,968.01/\text{tno.} \times 10.03 \text{ hr/ciclo}}{10 \text{ hr/tno.} \times 62.87 \text{ m}^3/\text{ciclo.}} = \$ 84.41/\text{m}^3$
 x 0.75

CARGO POR REZAGA INTERIOR = \$ 379.78/m³

2.- REZAGA EXTERIOR.

Cargador Frontal CAT 955 L

Rendimiento = $\frac{24 \text{ yd}^3 \times 0.765 \text{ m}^3/\text{yd}^3 \times 3600 \text{ seg/hr} \times 0.75}{1.5 \times 30 \text{ seg.}} = 91.80/\text{m}^3/\text{hr.}$

Camión F0600

Capacidad = $\frac{5m3.}{1.5}$ = 3.33 m3.

Carga $\frac{3.33 m3 \times 60 \text{ min/hr.}}{91.80 m3/hr.}$ = 2.18 min.

Acarreo 1 km. = $\frac{1 \text{ km.}}{30 \text{ km/hr.}}$ x 60 min = 2.00 min.

Regreso 1 km. = $\frac{1 \text{ km.}}{30 \text{ km/hr.}}$ x 60 min = 1.50 min.

Descarga maniobras e interferencia = $\frac{2.00 \text{ min.}}{7.68 \text{ min.}}$

Producción camión.

$\frac{60}{7.68} \times 3.33 = 26.02 \text{ m3/hr.}$

No. de camiones = $\frac{91.80 \text{ m3/hr.}}{26.02 \text{ m3/hr.}}$ = 3.53 = 4 camiones.

a).- Maquinaria.

1 Traxcavo 955	\$ 590.48/hr.
4 Camiones F-600	<u>525.48</u>
	\$ 1,115.96/hr.

CARGO = $\frac{\$ 1,115.96/hr.}{91.80 \text{ m3/hr.}}$ = \$ 12.16/m3.

b).- Operación.

1 Op. traxcavo	\$ 381.72/tno.
4 Choferes	<u>1,146.08</u>
	\$ 1,527.80/tno.

CARGO = $\frac{\$ 1,527.80/tno.}{10 \text{ hrs/tno.} \times 0.75 \times 91.80}$ = \$ 2.22/m3.

CARGO POR REZAGA EXTERIOR = \$ 14.38/m3.

Mano de obra adicional.

1 Poblador	= \$ 311.67/tno.
2 Cargadores	2 x \$ 292.52 = 585.04
2 Aytes. cargadores	2 x 266.81 = 533.62

24
8

1 Tubero	=	\$ 251.99/tno.
1 Ayte. tubero	=	224.01
1 Electricista	=	328.59
2 Peones amacise	2 x \$ 220.45	= 440.90
1 Jefe turno	=	352.26
0.5 Ayte. electricista	0.5 x 257.55	= 128.78
		<u>3,156.86/tno.</u>

$$\text{CARGO} = \frac{\$ 3,156.86 \text{ hr/tno.} \times 10.03/\text{ciclo}}{10\text{hrs/tno.} \times 62.87\text{m}^3/\text{ciclo} \times 0.75} = \$ 67.15/\text{m}^3.$$

5.- MATERIALES.

Dinamita 60%	=	0.15 kg/m ³ . x \$ 14.87/kg.	=	\$ 2.23/m ³ .
Mexamón	=	0.18 kg/m ³ x \$ 4.21/kg.	=	0.76
Estopines	=	(20 + 5) pzas/62.87 m ³ x \$ 2.87	=	3.69
Primacord	=	(26 x 3.55 + 13)/62.87 m ³ x 2.87	=	4.81
Galvanómetro, cinta de aislar, alambre, etc.	=		=	3.20
Alambre TW20	=	$\frac{140.30\text{m.}}{3.05 \times 62.87} \times \$ 2.50$	=	<u>1.83</u>
				\$ 16.52/m ³ .

Acero de barrenación.

$$2.62 \text{ m/m}^3. \times \$ 25.61/\text{m.} = \$ 67.10/\text{m}^3.$$

$$\text{CARGO POR MATERIALES} = \$ 83.62/\text{m}^3.$$

6.- INSTALACIONES.

a).- Instalación eléctrica	=	$\frac{\$ 308.08/\text{m.}}{22.90 \text{ m}^2.}$	=	\$ 13.45/m ³ .
b).- Tubería de aire 4" Ø	=	$\frac{2 \times \$ 293.33/\text{m.}}{22.90 \text{ m}^2.}$	=	25.62
c).- Tubería de agua 2" Ø	=	$\frac{\$ 79.67/\text{m.}}{22.90 \text{ m.}}$	=	3.48
d).- Instalaciones exteriores estimado	=		=	2.50
e).- Tubería de ventilación 36" Ø	=	$\frac{\$ 304.83/\text{m.}}{\$ 22.90 \text{ m}^2.}$	=	<u>13.31</u>

$$\text{CARGO} = \$ 58.36/\text{m}^3.$$

R E S U M E N

1.- BARRENACION Y REZAGA INTERIOR	\$ 379.78/m3.
2.- REZAGA EXTERIOR	14.38
3.- MANO DE OBRA ADICIONAL	67.15
4.- MATERIALES	83.62
5.- INSTALACIONES	<u>58.36</u>
COSTO DIRECTO	\$ 603.29/m3.
32'7% INDIRECTOS	197.28
SUMA	\$ 800.57
7% UTILIDAD	56.04
PRECIO UNITARIO	\$ 856.61/m3.

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

CONCEPTO 5.03.02.12 EXCAVACION EN TUNEL DE CUALQUIER CLASE DE MATERIAL DE SECCION CIRCULAR CONSTANTE INCLUYE: EXCAVACION, CARGA Y TRANSPORTE A UNA DISTANCIA NO MAYOR DE 1 KM. DE CON TADO A PARTIR DEL PORTAL POR EL QUE SE EXTRAIGA, DES CARGANDO EN LAS TOLVAS, RECEPTORAS PARA SU TRANSPORTE POSTERIOR A LA CORTINA.

16.40 : 0.6 = 27 barrenos.

No. barrenos precorte = 27 + 43 = 70 barrenos.

2.- EN RECTANGULO.

$10.75 = \frac{11.94}{0.9} : 12$ barrenos $\frac{4.50}{0.9} = 5$ barrenos.

No. de barrenos en rectángulo = 12 x 5 = 60 barrenos.

No. de barrenos en línea A (25.76 - 2.29) : 0.9 = 26 barrenos.

3.- BARRENOS ADICIONALES = 19 barrenos.

No. de barrenos centrales = 105 barrenos.

Barrenos totales = 175 barrenos

3.05 m.l. por barreno

Sobrebarrenación 10 %

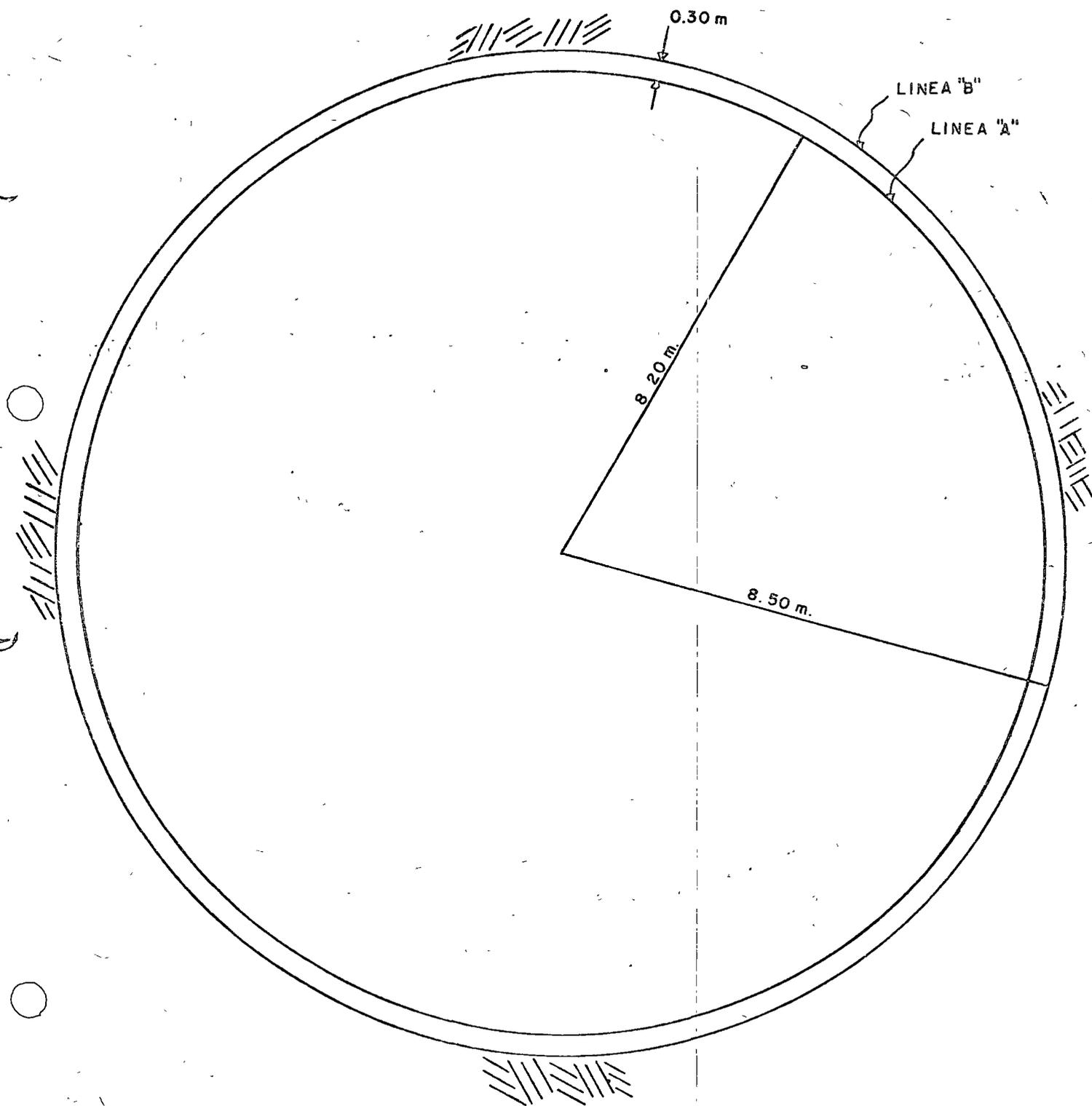
Longitud total de barrenación = 3.05 x 175 = 533.75 m.l.

Volumen por-cuele:

Area = 3.05 x 113.49 x 0.90 = 311.53 m3.

Densidad de barrenación = $\frac{533.75 \text{ m.l.}}{311.53} = 1.71 \text{ m.l./m3.}$

I.- Excavación clave de la sección circular constante.



Ciclo de trabajo:

2 Jumbo con 4 pistolas D-93 LAR y una pistola P 8 123 J.

6 Perf. FL-83-54

Volumen de barrenación = rendimiento del conjunto 180 m/hr.

Rezaga con traxcavo 955 L.

Producción = 91.80

1.- CICLO DE BARRENACION:

a).- Tiempo de trazo y acomodo jumbo	=	0.39
b).- Tiempo barrenación 533.75 : 180	=	<u>2.97</u>
		3.36 hrs.

2.- CICLO DE CARGA Y TRABAJO.

a).- Tiempo de sopleteo	=	0.62
b).- Tiempo de carga	=	2.63
c).- Tiempo de tronado	=	0.15
d).- Tiempo de ventilación	=	<u>0.50</u>
		3.90

3.- CICLO DE REZAGA:

a).- Tiempo de rezaga 311.53 : 86.25 = 3.61

Tiempo completo del ciclo = 10.87

Ciclo se camión F-100 5 : 1.56 = 3.33 m3.

Tiempo de carga	=	2.18 min.
Tiempo acarreo 1 km.	=	2.00
Tiempo descarga y maniobras	=	2.00
Tiempo regreso 1 km.	=	<u>1.50</u>
		7.68 min.

No. de camiones = $\frac{3.33 \text{ m}^3/\text{ciclo} \times 60 \text{ min/hr} \times 0.75}{7.68 \text{ min/ciclo}} = 19.51 \text{ m}^3/\text{hr}.$

No. de camiones = $91.80 : 19.51 = 4.71 = 5 \text{ camiones}.$

Requerimiento de aire:

6 perforadoras FL-83-54	240	=	1,440
8 Perforadoras D-93-LAR	312	=	2,496
2 Perforadoras PR-123 J	560	=	1,120
12 % Pérdidas		=	606.72
		=	<u>5,662.72 p.c.m.</u>

$\frac{5,662.72}{600} = 10 \text{ compresores}$

1.- MAQUINARIA:

6 perforadores FL-83-54	6	x	18.93	x	2.97	=	337.33
2 Jumbo c/5 pistolas	2	x	2,767.76	x	2.97	=	16,440.49
10 Compresores	10	x	297.51	x	4.09	=	12,168.16
2 Bombas triplex	2	x	39.37	x	2.97	=	233.86
1 Traxcavo 955 L	3.61	x	557.69			=	2,013.26
5 camiones F-600	5	x	114.90	x	3.61	=	2,073.95
2 Jumbo carga	2	x	100.60	x	2.63	=	529.16
3 Ventiladores	3	x	9.83	x	10.87	=	320.56
2 Soldadoras	2	x	15.74	x	2.25	=	70.83
1 Planta de luz			143.04	x	3.00	=	429.12
							<u>34,616.72</u>

Costo por m3 = $\frac{\$ 34,616.72/\text{hr.}}{311.53 \text{ m}^3/\text{hr.}} = \$ 111.12/\text{m}^3.$

2.- MANO DE OBRA:

4 Op. jumbo	4	x	279.08	=	\$ 1,116.32/tno.
5 choferes camión	5	x	286.52	=	1,432.60
2 Bomberos	2	x	241.41	=	482.82
16 Perforistas	16	x	238.08	=	3,809.28
5 compresoristas	5	x	241.41	=	1,207.05
1 Op. traxcavo			381.72	=	381.72
10 Aytes. perforación.	10	x	278.43	=	2,784.30
2 Soldador	2	x	321.87	=	643.74
2 Aytes. soldador	2	x	224.01	=	448.02
1 Plantero			257.92	=	257.92

\$12,563.77/tno.

3.17
8

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{\$ 12,563.77/\text{tno} \times 10.87}{10 \times 0.75 \times 311.53} = \$ 58.45/\text{m}^3$$

3.- MANO DE OBRA ADICIONAL.

1 Poblador exc. subt.		238.08	=	\$	238.08
1 Ayte. poblador		224.01	=		224.01
2 Cargadores	2 x	292.52	=		585.04
2 Aytes. cargador	2 x	266.81	=		533.62
2 tuberos	2 x	250.90	=		501.80
1 Topógrafo		280.30	=		280.30
2 aytes. topógrafo	2 x	223.74	=		447.48
2 cadeneros	2 x	223.74	=		447.48
2 seccionadores	2 x	238.08	=		476.16
1 sobrestante seguridad		352.26	=		352.26
4 ayudantes	4 x	224.01	=		896.04
2 aytes. tubero	2 x	224.01	=		448.02
1 electricista		238.08	=		238.08
4 Peones amacice	4 x	220.45	=		881.80
1 Cabo exc. subt.		326.38	=		326.38
1 Ayte. electricista	1 x	224.01	=		224.01
2 señaleros	2 x	224.01	=		448.02
				\$	<u>7,548.58</u>

$$\text{Cargo por m}^3 = \frac{\$ 7,548.58 \times 10.87}{311.53 \times 0.75 \times 10} = \$ 35.12/\text{m}^3$$

4.- Materiales:

Dinamita 60% 0.15 kg/m3.		x	14.87	=	\$	2.23
Estopines (105 + 5) : 311.53	0.35	x	9.29	=		3.28
Primacord (70 x 4.50 + 35) : 311.53	1.12	x	2.24	=		2.52
alambre TW-20 533.75 : 3.05 : 311.53	0.56	x	2.50	=		1.40
Cinta de aislar 533.75 : 9.30 : 311.53	0.18	x	9.36	=		1.72
						<u>11.15</u>

Acero de barrénación:

$$2.62 \text{ m/m}^3 \times \$ 25.61/\text{m} = \$ 67.10/\text{m}^3 = \$ 67.10/\text{m}^3.$$

$$\text{CARGO POR MATERIALES} = \$ 78.25/\text{m}^3.$$

5.- INSTALACIONES.

Instalación eléctrica	=	\$	308.08
Tubería ventilación	=		1,353.56

2 Tuberías de aire 6" Ø	2 x 293.36	=	\$	586.66
Tubería de agua 2" Ø				<u>109.26</u>
			\$	2,357.56/m. l.

Costo por m3 = $\frac{\$ 2,357.56}{113.49}$ = \$ 20.77/m3.

R E S U M E N

1.- MAQUINARIA		= \$	111.12/m3.
2.- MANO DE OBRA			58.45/m3.
3.- MANO DE OBRA ADICIONAL			35.12
4.- MATERIALES			78.25
5.- INSTALACIONES			<u>20.77</u>
	COSTO DIRECTO	\$	303.71/m3.
	32.7 % INDIRECTOS		<u>99.31</u>
	SUMA	\$	403.02/m3.
	7.0 % UTILIDAD	\$	<u>28.21</u>
	PRECIO UNITARIO	\$	431.24/m3.

ANALISIS DE DATOS BASICOS

32

<u>CATEGORIA</u>	<u>SALARIO BASE.</u>	<u>SALARIO REAL.</u>	<u>BONIFICA CIONES.</u>	<u>EQUIPO DE SEGURIDAD</u>	<u>SALARIO NOMINAL</u>
Peón	92.80	219.01		1.44	220.45
vigilante	96.46	219.93		1.44	221.37
Cadenero	97.42	222.12		1.44	223.56
Op. Pizón Neumatico	97.42	222.12		1.44	223.56
Ayte. Op. Bomba Concreto	97.42	222.12		1.44	223.56
Estadaleiro	97.50	222.30		1.44	223.74
Ayte. de Pala o Draga.	97.50	222.30		1.44	223.74
Ayte. general	97.62	222.57		1.44	224.01
Ayte. formero	97.62	222.57		1.44	224.01
Ayte. soldador	97.62	222.57		1.44	224.01
Ayte. perforista	97.62	222.57	54.42	1.44	278.43
Ayte. cargador	97.62	222.57	42.80	1.44	266.81
Ayte. laminador	97.62	222.57	42.80	1.44	224.01
Ayte. electricista	97.62	222.57	33.54	1.44	257.55
Ayte. tornero	97.62	222.57		1.44	224.01
Perf. piso cielo abierto	103.79	236.64		1.44	238.08
Plantero	103.79	236.64	19.84	1.44	257.92
Seccionador	103.79	236.64		1.44	238.08
Op. guniteadora	103.79	236.64		1.44	238.08

CATEGORIA	SALARIO BASE.	SALARIO REAL.	BONIFICA CIONES.	EQUIPO DE SEGURIDAD	SALARIO NOMINAL
OP. Stopper	103.79	236.64		1.44	238.08
Op. track drill	103.79	236.64	68.92	1.44	307.00
Nivelador	103.79	236.64		1.44	238.08
anchero	103.79	236.64		1.44	238.08
Perf. piso exc. subt.	103.79	236.64	68.92	1.44	307.00
Perf. de pierna	103.79	236.64	68.92	1.44	307.00
Perf. de jumbo	103.79	236.64	68.92	1.44	307.00
Formero	103.79	236.64		1.44	238.08
Chofer camioneta	103.79	236.64		1.44	238.08
Perf. diamante	103.79	236.64	68.92	1.44	307.08
Op. alimack	103.79	236.64		1.44	238.08
Enrgado anclaje	103.79	236.64	68.92	1.44	307.00
Inyectista	103.79	236.64		1.44	238.08
Fierrero	103.79	236.64		1.44	238.08
Op. Clasificadora	103.79	236.64		1.44	238.08
Checador herramientas	103.79	236.64		1.44	238.08
Ob. exc. subt.	103.79	236.64	51.11	1.44	289.19
Cabo de cuadrillas	103.79	236.64		1.44	238.08
Op. stenwick	103.79	236.64		1.44	238.08
Malacatero	103.79	236.64		1.44	238.08
Op. quebradora	103.79	236.64		1.44	238.08

<u>CATEGORIA</u>	<u>SALARIO BASE.</u>	<u>SALARIO REAL.</u>	<u>BONIFICA CIONES.</u>	<u>EQUIPO DE SEGURIDAD</u>	<u>SALARIO NOMI</u>
Cimbrero	104.32	237.85		1.44	239.29
Carpintero	104.32	237.85	33.54	1.44	272.83
Compresorista	105.25	239.97		1.44	241.41
Bombero	105.25	239.97		1.44	241.41
Carg. explosivos	105.25	239.97	51.11	1.44	292.52
Op. dosificadora	106.20	242.14	42.50	1.44	386.08
Op. criba	106.20	242.14		1.44	243.58
Chofer camión	106.20	242.14	42.94	1.44	286.52
Fontanero	109.45	249.55		1.44	250.90
Pintor	109.45	249.55	33.54	1.44	284.53
Yesero	109.45	249.55		1.44	250.99
Albañil	109.45	249.55		1.44	250.99
Plomero	109.89	250.55		1.44	251.99
Poblador	113.65	259.12	51.11	1.44	311.67
Herrero	110.68	252.35		1.44	253.70
Colocador mosaicos	117.03	255.43		1.44	256.87
Checador mat.	115.01	262.22		1.44	263.66
Vibradorista	115.28	262.84		1.44	264.28
Lanzador gunite	120.50	274.74		1.44	276.18
Op. jumbo	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. locomotora	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. dumptor	121.77	277.64		1.44	279.08

<u>CATEGORIA</u>	<u>SALARIO BASE.</u>	<u>SALARIO REAL.</u>	<u>BONIFICACIONES.</u>	<u>EQUIPO DE SEGURIDAD</u>	<u>SALARIO NOMINAL.</u>
Op. transevo	121.77	277.64	102.64	1.44	381.72
Op. Rezagadora	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. Torthom.	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. vagoneta	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. Haulpack	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. camión pesado	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. grúa	121.77	277.64	87.86	1.44	366.94
Op. retroexcavadora	121.77	277.64	87.86	1.44	366.94
Op. revolvedora	121.77	277.64	35.78	1.44	314.86
Op. motoescrepa	121.77	277.64	40.26	1.44	319.34
Op. payloader	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. motoconformadora	121.77	277.64	102.64	1.44	381.72
Op. gradall	121.77	277.64		1.44	279.08
Op. compactador	121.77	277.64	51.44	1.44	330.52
Jefe maniobras	124.64	284.18	66.64	1.44	352.26
Laminador	125.83	286.89		1.44	288.33
Soldador	125.83	286.89	33.54	1.44	321.87
Electricista	125.83	286.89	40.26	1.44	328.59
Cabo exc. subt.	125.83	286.89	33.58	1.44	321.91
Cabo conc. subt.	125.83	286.89	33.58	1.44	321.91
Topógrafo	125.83	286.89		1.44	288.30
Op. de mack	125.83	286.89		1.44	288.30
Op. trailer	125.83	286.89	42.94	1.44	331.27

<u>CATEGORIA</u>	<u>SALARIO BASE.</u>	<u>SALARIO REAL.</u>	<u>BONIFICACIONES.</u>	<u>EQUIPO DE SEGURIDAD</u>	<u>SALARIO NOMINAL.</u>
Op. pala o draga.	125.83	286.89	118.08	1.44	406.41
Op. motogrúa	125.83	286.89		1.44	288.33
Op. tractor	125.83	286.89	102.64	1.44	390.97
Op. bomba concreto	127.79	291.36		1.44	292.80
Maniobrista	127.79	291.36	33.54	1.44	326.34
Cabo carpinteros	127.79	291.36	33.58	1.44	326.38
Cabo fierros	127.79	291.36	33.58	1.44	326.38
Tornero	131.98	300.91		1.44	302.35
Mec. gasolina	150.85	343.94		1.44	345.38
Mec. diesel	175.81	401.03		1.44	402.47

LISTA DE MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	PRECIO DE ADQUISICION.
Dinamita extra 60%	Kg.	\$ 14.87
Molotón "D"	Kg.	4.21
Estopines Mark "V"	Pza.	9.29
Primacord	M.	2.24
Primacord reforzado	M.	2.87
Broca tipo "X" de 3"Ø	Pza.	3,861.52
Barra 1 1/2" x 10'	Pza.	6,058.00
Coples HL-1700	Pza.	758.16
Zancos G-D-P-R 123	Pza.	2,602.08
Broca 1 7/8" HL-1400	Pza.	2,080.00
Barra 12' HL-1600/HL-1400	Pza.	4,690.40
Cople HL-1600	Pza.	659.36
Zancos HL-1600 D-93-L-A-R	Pza.	1,405.04
Broca tipo "X" de 2 1/2"Ø	Pza.	3,257.28

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO DE ADQUISICIÓN
Barras de acero estructural	Kg.	\$ 12.48
Acero de refuerzo 5/16"	Kg.	6.17
Sello de cloruro de polivinilo	M.	148.72
Carton asfáltico 2cm para juntas	M2.	160.80
Guardacaminos " FLEX - BEAM "	M.	139.21
Terminal INSA calibre 10	Pza.	254.80
Tornillo galv. 5/8 x 1 1/4"	Pza.	4.16
Tornillo galv. 5/8 x 10"	Pza.	17.16
Poste metálico " MONT - TEN "	Pza.	240.24
Tubo de concreto poroso de - 6"Ø	Pza.	13.00
Cable 1/0	M.	50.33
Cable # 10	M.	5.48
Focos 200 watts, 125 v.	Pza.	23.40
Focos 150 watts, 125 v.	Pza.	18.72
Focos 100 watts, 125 v.	Pza.	7.80
Lámpara de cuarzo 500 watts	Pza.	500.20
Tubo de cuarzo 500 watts	Pza.	250.00
Bañidor 4 aisladores	Pza.	62.40
Aislador de 3 x 3	Pza.	6.24
Soquet de hule	Pza.	5.20

MATERIAL	UNIDAD	PRECIO DE ADQUISICION
Alambre # 18	Kg.	\$ 12.69
Canta de aislar 8	Pza.	9.36
Soldadura 70-18	Kg.	27.40
Oxígeno	M3.	22.80
Acetileno	Kg.	52.52
Tubo galvanizado 2"Ø	M.	58.31
Tubo galvanizado 2 1/2"Ø	M.	116.46
Tubo galvanizado 3"Ø	M.	121.12
Tubo galvanizado 4"Ø	M.	176.25
Tubo galvanizado 6"Ø	M.	315.97
Tubo galvanizado 10" Ø	M.	624.64
Cople galvanizado 2"Ø	Pza.	17.69
Cople galvanizado 2 1/2" Ø	Pza.	27.12
Cople galvanizado 3"Ø	Pza.	64.05
Cople galvanizado 4"Ø	Pza.	86.17
Cople galvanizado 6"Ø	Pza.	154.48
Cople galvanizado 10" Ø	Pza.	305.39
Tee galvanizado 2"Ø	Pza.	50.23
Tee galvanizado 2 1/2"Ø	Pza.	106.08
Tee galvanizado 3"Ø	Pza.	104.18
Tee galvanizado 4"Ø	Pza.	215.87

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO DE ADQUISICIÓN
Tubo galvanizado 6"Ø	Pza.	\$ 387.00
Tubo galvanizado 8"Ø	Pza.	765.05
Codo galvanizado 2"Ø x 90	Pza.	37.84
Codo galvanizado 2 1/2"Ø x 90	Pza.	69.58
Codo galvanizado 3"Ø x 90	Pza.	96.65
Codo galvanizado 4"Ø x 90	Pza.	163.16
Codo galvanizado 6"Ø x 90	Pza.	292.50
Codo galvanizado 10"Ø x 90	Pza.	578.25
"Y" galvanizado 2"Ø	Pza.	83.81
"Y" galvanizado 2 1/2"Ø	Pza.	128.66
"Y" galvanizado 3"Ø	Pza.	265.40
"Y" galvanizado 4"Ø	Pza.	453.91
"Y" galvanizado 6"Ø	Pza.	813.74
"Y" galvanizado 10"Ø	Pza.	1,608.47
Tapón macho 2"	Pza.	16.11
Tapón macho 2 1/2"	Pza.	24.70
Tapón macho 3"	Pza.	35.80
Tapón macho 4"	Pza.	63.48
Tapón macho 6"	Pza.	113.81
Tapón macho 10"	Pza.	224.98
Cruzeta galvanizada 2"	Pza.	83.81

8

○

MATERIAL

UNIDAD

PRECIO DE ADQUISICION

MATERIAL	UNIDAD	PRECIO DE ADQUISICION
Cruzeta galvanizada 2 1/2"	Pza.	\$ 128.66
Cruzeta galvanizada 3"	Pza.	198.35
Cruzeta galvanizada 4"	Pza.	363.17
Cruzeta galvanizada 6"	Pza.	651.07
Cruzeta galvanizada 10"	Pza.	1,287.08
Válvula de compuerta 2"	Pza.	943.00
Válvula de compuerta 2 1/2"	Pza.	1,380.66
Válvula de compuerta 3"	Pza.	1,959.98
Válvula de compuerta 4"	Pza.	4,406.69
Válvula de compuerta 6"	Pza.	7,900.00
Válvula de compuerta 10"	Pza.	15,617.48
Casco	Pza.	102.34
Par de guantes	Jgo.	19.71
Chamarra	Pza.	140.19
Botas de hule	Jgo.	108.11
Mascarilla	Pza.	73.84
Alambre TW-20	M.	2.50
Manguera de alta presión 2"	M.	356.33
Manguera de alta presión 3"	M.	496.98
Manguera de alta presión 4"	M.	731.41
Clavo	Kg.	12.48
Cable de acero de 1"Ø	M.	90.48

CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO DE ADQUISICION
Aditivo Fésterlith 1500-R	Lt.	\$ 19.16
Madera de pino de 2a.	Pt.	5.40
Triplay marino 1.22 x 2.44	Boja.	353.60
Concreto	Lt.	6.11
Banda P.V.C. 2"	Ml.	259.48
Empaque de hule	Pza.	56.00
Aparato obturador	Pza.	1,584.00
Tubo stenwick 2.00m x 70mm	Pza.	5,143.31
Martillo stenwick 80-KS	Pza.	40,123.20
Brocas 85-HB	Pza.	5,332.08
Tubo de acero galvanizado 2 1/2	M.	29.41
Tubo de concreto perforado 12"Ø	M.	59.59
Tubo de concreto de 36"Ø	M.	446.16
Tubo de concreto reforzado 12"Ø	M.	162.24
Tubo de concreto de 45 cm.	M.	81.48
Tubo de concreto perforado de - 45 cm.	M.	110.86
Tubo de asbesto de 50 cm.	M.	824.40
Tubo galvanizado de 3/4"Ø	M.	30.06
Tubo galvanizado de 1"Ø	M.	41.55
Cople galvanizado de 3/4"Ø	Pza.	5.51

8

○

○

CANTIDAD

UNIDAD

PRECIO DE ADQUISICION

Cople galvanizado de 1"Ø	Pza.	\$ 8.63
Codo galvanizado de 3/4"Ø	Pza.	10.61
Codo galvanizado de 1"Ø	Pza.	17.42
Tee galvanizado de 3/4"Ø	Pza.	11.34
Tee galvanizado de 1"Ø	Pza.	23.14
Tubo de fierro negro 1 1/2"Ø	M.	48.55
Brida roscada 6"Ø	Pza.	704.62
Tubería de 8"Ø	M.	460.76
Válvula de 8"Ø	Pza.	7,558.17
Tees de 10"Ø	Pza.	1,081.07
Brida roscada de 8"Ø	Pza.	1,023.54
Placa	Kg.	8.32
Perfil estructural	Kg.	7.18
Clavo 3"Ø	Kg.	28.00
Clavo 6"Ø	Kg.	36.00
Vidrios	M2.	40.00
Chapas	Jgo.	250.00
Varilla lisa de 1"Ø	Kg.	7.02
Barra de unión de 1"Ø	Pza.	1.39
Tuerca	Pza.	10.40

95

8

LISTA DE MAQUINARIA

<u>MAQUINA</u>	<u>COSTO HORARIO</u>
1.- Air Track ATD-3,100	\$ 357.81
2.- Aspersor de Curacreto	85.38
3.- Bomba Autocebante	48.79
4.- Bomba de 2" Ø	8.02
5.- Bomba de 4" Ø	15.71
6.- Bomba de 6" Ø	30.36
7.- Bomba de 10" Ø	97.72
8.- Bomba Neumática	14.99
9.- Bomba para Concreto	509.12
10.- Bomba para inyectar lechada	38.33
11.- Camión con grúa HIAB	166.00
12.- Camión Pipa	115.89
13.- Camión Redilas	126.97
14.- Camión Volteo	131.37
15.- Camión Volteo Diesel	114.90
16.- Camión Volteo CAT-769	871.74

<u>MAQUINA</u>	<u>COSTO HORARIO</u>
17.- Camión Revolvedor	\$ 287.38
18.- Camioneta Pick-Up	105.00
19.- Cargador Frontal 955-L	557.69
20.- Cargador Frontal 977-L	735.45
21.- Cargador Frontal Articulado 45-B	366.23
22.- Cargador Scooptram	363.74
23.- Clasificadora	1,118.62
24.- Compactador Auto-Propulsado	431.84
25.- Compactador "Pata de Cabra"	511.16
26.- Compresor 600	297.51
27.- Conjunto Agitador - Mezclador	21.40
28.- Cortadora para varilla	1.88
29.- Dobladora de Varilla	.13
30.- Dosificadora	866.11
31.- Draga 38-B	1,300.50
32.- Equipo para SOLDAR y Cortar	1.29
33.- Grúa P & H R-150	583.78
34.- Grúa P. & H R-200	620.57
35.- Grúa 38-B	1,271.76

M. OBRASCOSTO HORARIO

35.- Grúa 71-B	\$ 2,069.43
37.- Gusano lavador	144.13
38.- Jumbo para Anclaje	82.91
39.- Jumbo c/4 Brazos	2,393.06
40.- Jumbo para carga	100.60
41.- Malcate Neumático	44.85
42.- Mezcladora para Concreto	47.49
43.- Motoconformadora	357.37
44.- Moto-Escrepa	2,120.98
45.- Perforadora de Pierna	18.93
46.- Perforadora Rotatoria Long-Year	119.57
47.- Perforadora Rotatoria Stenwick	75.39
48.- Pisón Neumático	14.71
49.- Pistola de Piso	13.66
50.- Planta de Inyección	92.40
51.- Planta de Luz	143.04
52.- Planta Soldadora G.E. WD 43	15.74
53.- Planta Soldadora SOLMEC	52.22
54.- Retroexcavadora Y-90	280.69

MAQUINARIACOSTO HORARIO

55.- Roladora Manual	\$ 3.38
56.- Rompedora	11.43
57.- Sierra Radial	7.01
58.- Taladro	19.55
59.- Tanque Clarificador	22.32
60.- Tarraja para Tubos y Tornillos	19.86
61.- Tolva Receptora de agregados	99.01
62.- Tractor D-8K c/bulldozer	941.90
63.- Tractor D-8K c/bulldozer y ripper	1,059.40
64.- Ventilador	9.64
65.- Vibrador p/Concreto	13.36
66.- Cargador Frontal de Neumaticos 988	1,544.43
67.- Traxcavo 977 desc. Lat.	1,026.72
68.- Draga 88-B Modelo Bucyrus - Erie	1,007.33
69.- Ventilador	75.12
70.- Long-Year 535 triplex	45.18
71.- Tanque de almacenamiento	13.33

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD LITRO

Concepto y especificaciones BASE
SUMINISTRO DE DIESEL

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Calculó: S.M.G.
 Revisó: L.R.C.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
ADQUISICION		LT.	1.00	0.67	0.67
FLETES		KM.	86.00	0.003	0.26
ALMACENAMIENTO		LT.	1.00	0.05	0.05
MENEJO DENTRO DE LA OBRA		LT.	1.00	0.04	0.04
DESPERDICIO		%	0.02	1.02	0.02

COSTO POR MATERIALES \$ 1.04

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe

COSTO POR MANO DE OBRA \$

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR _____ % DE MANO DE OBRA				

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$

COSTO UNITARIO	\$ 1.04
% INDIRECTOS	\$
% UTILIDAD	\$
PRECIO UNITARIO	\$

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD LITRO

Concepto y especificaciones BASE
 ACEITE PARA MOTOR

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Cálculo: S.M.G.
 Revisó: L.R.C.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
PEMEX DEX		LT.	1.00	1.00	11.00
FLETES		KM.	36.00	0.05	1.80
ALMACENAMIENTO		LT.	1.00	0.05	0.05
MANEJO DENTRO DE LA OBRA		LT.	1.00	0.08	0.08
DESPERDICIO		%	0.02	13.71	0.27

COSTO POR MATERIALES \$ 13.98

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe

COSTO POR MANO DE OBRA \$

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe

HERRAMIENTA MENOR _____ % DE MANO DE OBRA

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$

COSTO UNITARIO	\$	13.98
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD: LITRO

Concepto y especificaciones BASE
ACEITE PARA EQUIPO NEUMÁTICO

Código: _____

Cora: _____

Lugar: _____

Fecha: _____

Calculo S.M.G.

Revisó: L.R.G.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
TRANSMISOL		LT.	1.00	14.00	14.00
RETES		KM.	86.00	0.03	2.58
ALMACENAMIENTO		LT.	1.00	0.05	0.05
MANEJO DENTRO DE LA OBRA		LT.	1.00	0.08	0.08
DESPERDICIO		%	0.02	16.71	0.33

COSTO POR MATERIALES \$ 17.04

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe

COSTO POR MANO DE OBRA \$

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR _____ % DE MANO DE OBRA				

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$

COSTO UNITARIO	\$	17.04
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD... LITRO

Concepto y especificaciones. BASE
 SUMINISTRO DE GASOLINA

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Calculo: _____
 Revisó: _____

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
ADQUISICION		LT.	1.00	2.84	2.84
FLETES		KM.	86.00	0.000	0.00
ALMACENAMIENTO		LT.	1.00	0.05	0.05
MANEJO DENTRO DE LA OBRA		LT.	1.00	0.04	0.04
DESPERDICIO		%	0.02	3.19	0.01

COSTO POR MATERIALES \$ 3.25

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe

COSTO POR MANO DE OBRA \$

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR		% DE MANO DE OBRA		

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$

COSTO UNITARIO	\$	3.25
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD M.L.

Concepto y especificaciones BASE
 SISTEMA DE ALUMBRADO EN INSTALACIONES SUB-
 TERRANEAS.

Concepto

Obra:

Lugar:

Fecha:

Calculo: J.M.G.

Revisor: L.R.G.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
SOCKETS DE HULE		PZA.	0.25	5.20	1.30
FOCOS 200 WATTS		PZA.	0.85	23.40	19.89
FOCOS 150 WATTS		PZA.	0.04	18.72	0.75
FILAMENTO CUARZO		PZA.	0.05	250.00	12.50
CABLE 1/0		M.L.	4.00	50.33	201.32
CABLE No. 10		M.L.	1.00	5.48	5.48
BASTIDOR C/6 M.		PZA.	0.17	62.40	10.61
ATSLADORES 4 C/ 6 M.		PZA.	0.67	6.24	4.18
CINTA DE AISLAR		ROLLO	0.17	9.36	1.59
MADERA		P.T.	0.30	5.40	1.62

COSTO POR MATERIALES

\$ 259.24

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe
BARRENACION Y COLOCACION DE ANCLAS BASE		M.L.	0.40	118.54	47.42

COSTO POR MANO DE OBRA

\$ 47.42

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR <u>3</u> % DE MANO DE OBRA	%	0.03	47.42	1.42

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO

\$ 1.42

COSTO UNITARIO	\$	308.08
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD M.L.

Concepto y especificaciones BASE
TUBERIA DE AIRE COMPRIMIDO 4" Ø

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Cálculo: J.F.O.
 Revisó: L.R.G.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
TUBERIA DE BASE		M.L.	1.00	253.04	253.04

COSTO POR MATERIALES \$ 253.04

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe
BARRENACION Y COLOCACION DE ANCLAS	(BASE)	PZA.	0.33	118.53	39.12

COSTO POR MANO DE OBRA \$ 39.12

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR <u>3</u> % DE MANO DE OBRA	%	0.03	39.12	1.17

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$ 1.17

COSTO UNITARIO \$ 293.33

% INDIRECTOS \$ _____

% UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO \$ _____

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD M.L.

Concepto y especificaciones BASE
SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA DE AGUA
2" Ø.

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Carácter: S.M.D.
 Revisión: R.G.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
	TUBERIA 2" Ø	M.L.	1.03	58.31	60.03
	COFLES 2" Ø	PZA.	0.07	17.69	1.24
	CODOS 2" Ø	PZA.	0.02	37.84	0.76
	TEE 2" Ø	PZA.	0.02	50.23	1.00

COSTO POR MATERIALES \$ 63.03

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe
1	PLOMERO	TNO.	0.07	251.99	17.64
1	AYUDANTE	TNO.	0.07	224.01	15.68
1	PEON	TNO.	0.05	220.45	11.02

COSTO POR MANO DE OBRA \$ 44.34

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR	%	0.03	63.03	1.89

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$ 1.89

COSTO UNITARIO	\$	<u>109.26</u>
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD. PZA.

Concepto y especificaciones BASE
 BARRENACION, HABILITACION Y COLOCACION
 DE ANCLAS 1 M. X 1" Ø

Contrato: _____

Obra: _____

Lugar: _____

Fecha: _____

Calculó: J.M.O.

Revisó: L.R.G.

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
	ANCLAS DE 1" Ø	KG.	3.97	6.17	24.49
	CUÑA DE SOLERA	KG.	0.10	6.17	0.62
	ALAMBRE RECOCIDO No. 18	M.	1.58	1.05	1.66
	OXIGENO	M3.	0.14	22.80	3.19
	ACETILENO	KG.	0.05	52.52	2.63
	ACERO DE BARRENACION 1 7/8"	M.	1	25.61	25.61

COSTO POR MATERIALES \$ 58.20

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe
	2 PEONES	TNO.	0.03	440.90	13.23
	1/5 CABO	TNO.	0.03	47.62	1.43
	1 PERFORISTA	TNO.	0.02	307.00	6.14
	1 AYUDANTE	TNO.	0.02	278.43	5.57
	1 SOLDADOR	TNO.	0.02	321.87	6.44
	1 COMPRESORISTA	TNO.	0.02	241.41	4.83

COSTO POR MANO DE OBRA \$ 37.64

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
PERFORADORA S-58-D	HR.	0.19	18.93	3.60
1/3 COMPRESOR 297.51 : 3	HR.	0.19	99.17	18.84
EQUIPO PARA SOLDAR Y CORTAR	HR.	0.20	1.29	0.26
HERRAMIENTA MENOR <u>3</u> % DE MANO DE OBRA	%	0.03	37.64	1.13

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$ 22.70

COSTO UNITARIO	\$ 118.54
% INDIRECTOS	\$
% UTILIDAD	\$
PRECIO UNITARIO	\$

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

UNIDAD: M.L.

Contrato: _____
 Obra: _____
 Lugar: _____
 Fecha: _____
 Calculo: J.M.O.
 Revisor: L.R.G.

Concepto y especificaciones BASE
TUBERIA 4" Ø

MATERIALES	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
	TUBERIA 4" Ø	M.L.	1.03	176.25	181.54
	COPEL 4" Ø	PZA.	0.08	86.17	6.90
	CODO 4" Ø	PZA.	0.02	163.19	3.26
	TEE 4" Ø	PZA.	0.02	215.87	4.32

COSTO POR MATERIALES \$ 196.01

MANO DE OBRA	CATEGORIA	Unidad	Cantidad	Salario	Importe
1 PLOMERO		TNO.	0.07	251.99	17.64
1 AYTE.		TNO.	0.07	224.01	15.68
2 PEONES	\$ 220.45 x 2	TNO.	0.05	440.90	22.05

COSTO POR MANO DE OBRA \$ 55.37

MAQUINARIA Y HERRAMIENTA	Unidad	Cantidad	Costo Horario	Importe
HERRAMIENTA MENOR 3 % DE MANO DE OBRA	%	0.03	55.37	1.66

COSTO POR MAQUINARIA Y EQUIPO \$ 1.66

COSTO UNITARIO	\$	253.04
% INDIRECTOS	\$	
% UTILIDAD	\$	
PRECIO UNITARIO	\$	

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA BOMBA 4" Ø MODELO 40 M.U
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES ELECTRICA

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 32,240.00 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 3,224.00 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 7,760 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interés anual (i) 0.12 12) Motor Eléctrico de 15 H.P.
 4) Valor Inicial (Va) \$ 32,240.00 8) Horas por año (Ha) 1,320 hrs/año 13) Factor operación 0.93
 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación 13.95 H.P.

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION. $D = (Va - Vr) / Ve = (32,240.00 - 3,224.00) : 7,760$ \$ 3.74
 b) INVERSION $I = (Va - Vr) i / 2 Ha = (32,240.00 + 3,224.00) 0.12 : 2,640$ \$ 1.61
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 Ha = (32,240.00 + 3,224.00) 0.02 : 2,640$ \$ 0.27
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 3.74$ \$ 0.07
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 3.74$ \$ 2.81

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 8.50

II.- CARGOS POR CONSUMO:

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible) =
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP ap. \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP ap. \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA $= 0.746 \times 13.95 \text{ H.P.} \times \$ 0.66 \text{ Kw/hr}$ \$ 6.87
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = _____ lts Cambios aceite t = _____ horas
 $a = C/t \times \frac{0.0035}{0.0030} \times$ _____ HP ap = _____ lts/hora
 $L =$ _____ lts/hora = \$ _____ /lts \$ _____
 d) Llantas $LI = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{HV \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05×6.87 \$ 0.34

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 7.21

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operacion) _____ horas
 Operación = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 15.71
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA BOMBA 2" Ø MODELO E.M.U.
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 1,229.28 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 1) Precio Adquisición \$ 12,292.80 6) Vida economica (Ve) 7,700 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 2) Equipo Adicional \$ _____ 7) Tasa Interés anual (i) 0.12 12) Motor Eléctrico de 10 HP
 3) Llantas \$ _____ 8) Horas por año (Ha) 1,320 hrs/año 13) Factor operación _____ 0.52
 4) Valor Inicial (Va) \$ 12,292.80 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación _____ 9.20 HP

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (V_a - V_r) / V_e = (12,292.80 - 1,229.28) : 7,700$ \$ 1.44
 b) INVERSION $I = (V_a - V_r) i / 2 H_a = (12,292.80 + 1,229.28) 0.12 : 2,640$ \$ 0.66
 c) SEGUROS $S = (V_a + V_r) s / 2 H_a = (12,292.80 + 1,229.28) 0.02 : 2,640$ \$ 0.02
 d) ALMACENAJE $A = K_a \times D = 0.02 \times 1.44$ \$ 0.03
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 1.44$ \$ 1.08

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 3.26

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times P_c$ (c es la cantidad de combustible por hora, y P_c el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = 0.746×9.20 HP \times \$ 0.66 Kw/hr \$ 4.53
 c) LUBRICANTES $L = a \times P_l$ (a es la cantidad de aceite por hora y P_l el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C =$ _____ lts Cambios aceite $t =$ _____ horas
 $a = C/t \times \frac{0.0035}{0.0030} \times$ _____ HP ap = _____ lts/hora _____
 $L =$ _____ lts/hora = \$ _____ /lts \$ _____
 d) Llantas $L = \frac{VII \text{ (Valor llantas)}}{H_v \text{ (vida economica en horas)}}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 \times 4.53 \$ 0.23

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 4.76

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $S_o =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación _____ = $O = S_o / H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 8.02
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____
 PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D)

MAQUINA BOMBA NEUMATICA MODELO VP-4
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 31,270.41 5) Valor Resaca (Vr) 10 % = \$ 3,127.04 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 4,000 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interés anual (i) 0.12 12) Motor Aire de _____ hp
 4) Valor Inicial (Va) \$ 31,270.41 8) Horas por año (Ha) 1,320 hrs/año 13) Factor operación _____
 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación _____

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (31,270.41 - 3,127.04) : 4000$ \$ 7.04
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (31,270.41 + 3,127.04) \times 0.12 : 2,640$ \$ 1.56
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (31,270.41 + 3,127.04) \times 0.02 : 2,640$ \$ 0.20
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 7.04$ \$ 0.14
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 7.04$ \$ 5.28

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 14.28

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA $= 0.746 \times$ _____ HP \times \$ _____ Kw/hr \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C =$ _____ lts Cambios aceite $t =$ _____ horas
 $a = C/t = \frac{0.0075}{0.0030} \times$ _____ HP. ap = _____ lts/hora
 $L =$ 0.04 lts/hora = \$ 17.04 /lts \$ 0.68
 d) Llantas $L1 = \frac{VII (Valor Llantas)}{Hv (vida económica en horas)}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 \times 0.68 \$ 0.03

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 0.71

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 14.99
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D)

MAQUINA CAMION VOLTEO MODELO F-600

CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES GASOLINA

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 265,536.44 5) Valor Rescate (Vr) 10% = \$ 25,076.51 10) Coeficiente Almacénaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 8,800 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ 14,771.33 7) Tasa interés anual (i) 0.12 12) Motor Gasolina de 192 HP.
 4) Valor Inicial (Va) \$ 250,765.11 8) Horas por año (Ha) 1,760 hrs /año 13) Factor operación _____
 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación 76.80

I - CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (265,536.44 - 25,076.51) : 8,800$ \$ 27.32
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 Ha = (265,536.44 + 25,076.51) 0.12 : 3,520$ \$ 9.91
 c) SECUROS $S = (Va + Vr) s/2 Ha = (265,536.44 + 25,076.51) 0.02 : 3,520$ \$ 1.63
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 27.32$ \$ 0.55
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 27.32$ \$ 20.49

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 59.92

II - CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible) =
 - DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP. ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ 76.80 HP. ap \times \$ 3.25 /hora \$ 56.66
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times$ _____ HP. \times \$ _____ Kw/hr \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = 8 lts. Cambios aceite t = 100 horas
 $a = C/t = \frac{0.0035}{0.0030} \times \frac{76.80}{100} \text{ HP ap} = 0.08 + 0.23$ lts/hora
 $L = 0.31$ lts/hora = \$ 13.98 /lts \$ 4.33
 d) Llantas $L' = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}}$ = $\frac{14,771.33}{2,000}$ \$ 7.39
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 \times 61.01 \$ 3.05

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 71.45

III - CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 131.37
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H M D)

MAQUINA CAMION VOLTEO DIESEL MODELO F-600

CAPACIDAD DATOS ADICIONALES

DATOS GENERALES

- 1) Precio Adquisición \$ 390,536.44
- 2) Equipo Adicional \$
- 3) Llantas \$ 14,771.33
- 4) Valor Inicial (Va): \$ 375,765.11
- 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 37,576.51
- 6) Vida económica (Ve) 8,800 Horas
- 7) Tasa Interés anual (i) 0.12
- 8) Horas por año (Ha) 1,760 hrs/año
- 9) Prima anual seguros (S) 0.02
- 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
- 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
- 12) Motor: Diesel de 135 H.P.
- 13) Factor operación: 0.75
- 14) Potencia Operación: 101.25

I.-CARGOS FIJOS

- a) DEPRECIACION: $D = (Va - Vr) / Ve = (375,765.11 - 37,576.51) : 8,800$ \$ 38.43
- b) INVERSION: $I = (Va + Vr) / 2 \cdot Ha = (375,765.11 + 37,576.51) \cdot 0.12 : 3,520$ \$ 14.09
- c) SEGUROS: $S = (Va + Vr) \cdot s / 2 \cdot Ha = (375,765.11 + 37,576.51) \cdot 0.02 : 3,520$ \$ 2.35
- d) ALMACENAJE: $A = Ka \times D = 0.02 \times 38.43$ \$ 0.77
- e) MANTENIMIENTO: $T = Q \times D = 0.75 \times 38.43$ \$ 28.82

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 84.46

II.- CARGOS POR CONSUMO

- a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 101.25 \text{ HP. ap.} \times \$ 1.04$ /hora \$ 15.94
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ HP. ap. x \$ /hora \$
- b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times$ H.P. x \$ Kw/hr \$
- c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = 8 lts. Cambios aceite: t = 100 horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} \times 101.25 \text{ HP. ap} = 0.35 + 0.08$ lts/hora 0.43
 $L = 0.43 \text{ lts/hora} \times \$ 13.98$ /lts. \$ 6.01
- d) Llantas: $LI = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}} = \frac{14,771.33}{2,000}$ \$ 7.39
- e) Mantenimiento menor \$
- f) Otros consumos 0.05×21.95 \$ 1.10

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 30.44

III.-CARGO POR OPERACION

- OPERADOR \$
- \$
- \$
- Salario/Turno promedio = $So = \$$ \$
- Horas/Turno promedio = H = horas x (factor rendimiento de operación) horas
- Operación = $O = So/H =$ \$

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H M D) \$ 114.90

% INDIRECTOS \$

% UTILIDAD \$

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$

ANALISIS DEL COSTO DE HOJA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA CARGADOR FRONTAL MODELO 955-L
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 177,800.540 Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.1
 1) Precio Adquisición \$ 1'778,005.42 6) Vida económica (Ve) 6,600 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 2) Equipo Adicional \$ _____ 7) Tasa interés anual (i) 0.12 12) Motor Diesel
 3) Llantas \$ _____ 8) Horas por año (Ha) 1,320 hrs/año 13) Factor operación: _____
 4) Valor inicial (Va) \$ 1'778,005.42 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación: _____

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION: $D = (Va - Vr)/Ve = (1'778,005.42 - 177,800.54) : 6,600$ \$ 242.46
 b) INVERSION: $I = (Va + Vr) i / 2 Ha = (1'778,005.42 + 177,800.54) 0.12 : 2,640$ \$ 38.91
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 Ha = (1'778,005.42 + 177,800.54) 0.02 : 2,640$ \$ 14.00
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 242.46$ \$ 4.85
 e) MANTENIMIENTO: $T = Q \times D = 0.75 \times 242.46$ \$ 181.85

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 587.98

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 101.25 \text{ HP.ap} \times \$ 1.04 / \text{hora}$ \$ 15.94
 GASOLINA $E = 0.2271 \times \text{HP.ap} \times \$ / \text{hora}$ \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.745 \times \text{HP} \times \$ \text{ Kw/hr}$ \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C = 20$ lts Cambios aceite $t = 100$ horas
 $a = C/R + \frac{0.0035}{0.0030} \times 101.25 \text{ HP.ap} = 0.20 + 0.35 \text{ lts/hora}$
 $L = 0.55 \text{ lts/hora} = \$ 13.98 / \text{lts}$ \$ 7.69

d) Llantas $Ll = \frac{Vll \text{ (Valor Llantas)}}{hv \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____
 0.05×23.63 \$ 1.18
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos _____ \$ _____

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 24.61

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So = \$$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPEACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 587.98
 _____ % INDIRECTOS \$ _____
 _____ % UTILIDAD \$ _____
PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA CARGADOR FRONTAL MODELO 977-L
 CAPACIDAD 2.75 Yd3 DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr): 10% = \$233,813.240 Coeficiente Almacenaje (Ka): 0.02
 1) Precio Adquisición \$ 2'338,132.37 6) Vida económica (Ve): 6,600 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q): 0.75
 2) Equipo Adicional \$ _____ 7) Tasa interés anual (i): 0.12 12) Motor Diesel 190 HP
 3) Llantas \$ _____ 8) Horas por año (Ha): 1,320 hrs/año 13) Factor operación 0.75
 4) Valor inicial (Va) \$ 2'338,132.37 9) Prima anual seguros (S): 0.02 14) Potencia Operacion 142.50 HP

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (2'338,132.37 - 233,813.24) : 6,600$ \$ 318.81
 b) INVERSION. $I = (Va - Vr) / 2 Ha = (2'338,132.37 + 233,813.24) 0.12 : 2,640$ \$ 116.91
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s/2 Ha = (2'338,132.37 + 233,813.24) 0.02 : 2,640$ \$ 19.48
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 318.84$ \$ 6.30
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 318.84$ \$ 239.13

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 700.94

II -- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 142.50 \text{ HP. ap} \times \$ 1.04 / \text{hora}$ \$ 22.44
 GASOLINA $E = 0.22/1 \times \text{HP. ap} \times \$ / \text{hora}$ \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times \text{H.P.} \times \$ \text{ Kw/hr}$ \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = 26 lts Cambios aceite t = 100 horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} \times 142.50 \text{ HP. ap} = 0.26 + 0.50 \text{ lts/hora}$
 $L = 0.76 \text{ lts/hora} = \$ 13.98 / \text{lts}$ \$ 10.62
 d) Llantas $LI = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 x 33.06 \$ 1.65

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 34.71

III -- CARGO POR OPERACION

OPERADOR \$ _____
 \$ _____
 \$ _____
 Salario/turno promedio = $So = \$$ \$ _____
 horas/turno promedio = $H =$ _____ horas x _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación $O = So/H =$ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 735.45
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D).

MAQUINA COMPRESOR 600 MODELO SP-600 D

CAPACIDAD 600 PCM. DATOS ADICIONALES

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisicion \$ 844,750.40
 2) Equipo Adicional \$ _____
 3) Llantas \$ _____
 4) Valor Inicial (Va) \$ 844,750.40
 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 84,475.04
 6) Vida economica (Ve) 6600 Horas
 7) Tasa interes anual (i) 0.12
 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año
 9) Prima anual seguros (S) 0.02
 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 12) Motor: diesel 250
 13) Factor operación 0.75
 14) Potencia Operación 187.50

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (844,750.40 - 84,475.04) : 6600$ \$ 115.11
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) i / 2 Ha = (844,750.40 + 84,475.04) 0.12 : 2640$ \$ 42.24
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 Ha = (844,750.40 + 84,475.04) 0.02 : 2640$ \$ 7.04
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 115.19$ \$ 2.30
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 115.19$ \$ 86.39

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 253.08

II - CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 187.50 \text{ HP. ap} \times \$ 1.04 / \text{hora}$ \$ 29.52
 GASOLINA $E = 0.2271 \times \text{HP. ap} \times \$ / \text{hora}$ \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times \text{HP} \times \$ \text{ Kw/hr}$ \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times Pl$ (a es la cantidad de aceite por hora y Pl el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C = 25$ lts. Cambios aceite $t = 100$ horas
 $a = C/R \times \frac{0.0035}{0.0030} \times 187.50 \text{ HP. ap} = 0.25 + 0.66 \text{ lts/hora}$
 $L = 0.91 \text{ lts/hora} = \$ 13.98 / \text{lts}$ \$ 12.71
 d) Llantas $LI = \frac{VII (\text{Valor Llantas})}{Hv (\text{vida economica en horas})}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05×42.24 \$ 2.11

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 44.35

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR \$ _____
 \$ _____
 \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So = \$$ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ horas \times (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación $= O = So/H =$ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 297.53

% INDIRECTOS \$ _____

% UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D)

MAQUINA EQUIPO PARA SOLDAR Y CORTAR MODELO SMITH'S
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES OXI-ACETILENO

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 4,366.96 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 436.70 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 6400 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interes anual (i) 0.12 12) Motor _____
 4) Valor Inicial (Va) \$ 4,366.96 8) Horas por año (Ha) 1600 hrs/año 13) Factor operación _____
 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operacion _____

I.-CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (4,366.96 - 436.70) : 6400$ \$ 0.61
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (4,366.96 + 436.70) \times 0.12 : 3,200$ \$ 0.18
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) \times s / 2 \times Ha = (4,366.96 + 436.70) \times 0.02 : 3,200$ \$ 0.05
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 0.61$ \$ 0.01
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 0.61$ \$ 0.46

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA

\$ 1.29

II - CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=

DIESEL $E = 0.1514 \times \text{HP ap} \times \$ \text{ /hora}$ \$ _____

GASOLINA $E = 0.2271 \times \text{HP ap} \times \$ \text{ /hora}$ \$ _____

b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA $= 0.746 \times \text{HP} \times \$ \text{ Kw/hr}$ \$ _____

c) LUBRICANTES $L = a \times Pl$ (a es la cantidad de aceite por hora y Pl el precio de los aceites)

CAPACIDAD CARTER $C = \text{Its}$ Cambios aceite $t = \text{horas}$

$a = C/t \times \frac{0.0035}{0.0030} \times \text{HP ap} = \text{Its/hora}$

$L = \text{Its/hora} \times \$ \text{ /Its}$ \$ _____

d) Llantas $Li = \frac{Vil \text{ (Valor llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____

e) Mantenimiento menor \$ _____

f) Otros consumos _____

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA

\$ _____

III - CARGO POR OPERACION

OPERADOR \$ _____

\$ _____

\$ _____

Salario/Turno promedio = $So = \$ \text{ /}$ \$ _____

Horas/Turno promedio = $H = \text{horas} \times \text{(factor rendimiento de operación)}$ horas

Operacion $= O = So/H =$ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA

\$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 1.29

% INDIRECTOS \$ _____

% UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA

\$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (HMD)

MAQUINA JUNBO PARA ANCLAJE MODELO SOBRE CAMION RED/TLAS
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 20,892.94 Coeficiente Antecapital (Ca) 0.02
 1) Precio Adquisición \$ 144,150.79 6) Vida economica (Ve) 5280 Horas 11) Factor de Mantenimiento (M) 0.75
 2) Equipo Adicional \$ 76,310.68 7) Tasa interes anual (i) 0.12 12) Motor: diesel de 200 HP
 3) Llantas \$ 11,532.06 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operación 0.75
 4) Valor Inicial (Va) \$ 208,929.41 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación 20 HP

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (208,929.41 - 20,892.94) : 5280$ \$ 35.61
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (208,929.41 + 20,892.94) \times 0.12 : 2640$ \$ 10.45
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) \times s / 2 \times Ha = (208,929.41 + 20,892.94) \times 0.02 : 2640$ \$ 2.74
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 35.61$ \$ 0.71
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 35.61$ \$ 26.71

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 75.22

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 20 \text{ HP ap} \times \$ 1.04$ /hora \$ 3.13
 GASOLINA $E = 0.2271 \times \text{HP ap} \times \$$ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times \text{HP} \times \$$ Kw/hr \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times Pl$ (a es la cantidad de aceite por hora y Pl el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C = 8$ lts Cambios aceite $t = 100$ horas
 $a = C/t \pm \frac{0.0035}{0.0030} \times 200 \text{ HP. ap} = 0.08 + 0.07$ lts/hora
 $L = 0.15 \text{ lts/hora} = \$ 13.98$ /lts \$ 2.18
 d) Llantas $Ll = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{hv \text{ (vida economica en horas)}}$ $\frac{11,532.06}{5280}$ \$ 2.18
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05×5.25 \$ 0.26

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 7.84

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR \$ _____
 \$ _____
 \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So = \$$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operacion) _____ horas
 Operación $= C = So/h =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (HMD) \$ 82.51
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D)

MAQUINA JUMBO C64 BRAZOS MODELO 4 PERFORADORAS D 93 LAR
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES SOBRE CAMION EUCLID.

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 660,054.80 Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 1) Precio Adquisición \$ 3'162,274.64 e) Vida economica (Ve) 5280 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 2) Equipo Adicional \$ 3'548,467.97 7) Tasa interés anual (i) 0.12 12) Motor diesel 30 400 HP
 3) Llantas \$ 110,194.66 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operación 0.10
 4) Valor Inicial (Va) \$ 6'600,547.95 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operacion. 40

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION. $D = (Va - Vr) / Ve = (6'600,547.95 - 660,054.80) : 5280$ \$ 1,125.09
 b) INVERSION. $I = (Va + Vr) / 2 Ha = (6'600,547.95 + 660,054.80) 0.12 : 2640$ \$ 350.03
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s/2 Ha = (6'600,547.95 + 660,054.80) 0.02 : 2640$ \$ 55.00
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 1,125.09$ \$ 22.50
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 1,125.09$ \$ 843.82

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 2,376.44

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times 40 \text{ HP ap} \times \$ 1.04 / \text{hora}$ \$ 6.30
 GASOLINA $E = 0.2271 \times \text{HP ap} \times \$ / \text{hora}$ \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times \text{HP} \times \$ / \text{Kw/hr}$ \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C = 25$ lts Cambios aceite $t = 100$ horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} \times 40 \text{ HP. ap} = 0.25 + 0.14 \text{ lts/hora} = 0.39$
 $L = 0.39 \text{ lts/hora} = \$ 13.98 / \text{lts} \times 5.45 + 0.25 (17.04)$ \$ 9.71
 d) Llantas $LI = \frac{VII (\text{Valor Llantas})}{Hv (\text{vida economica en horas})}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos 16.01 x 0.05 \$ 0.80

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 10.81

III - CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So = \$$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas x _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operacion = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 2,393.05
 % INDIRECTOS _____ \$ _____
 % UTILIDAD _____ \$ _____
 PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA JUMBO PARA CARGA MODELO SOERE CAMION REDILAS

CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 25,633.71 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 1) Precio Adquisición \$ 194,798.24 6) Vida económica (Ve) 5280 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 2) Equipo Adicional \$ 76,310.68 7) Tasa Interés anual (i) 0.12 12) Motor diesel de 200 HP
 3) Llantas \$ 14,771.33 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operación _____
 4) Valor Inicial (Va) \$ 256,337.59 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación: 20

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (256,337.59 - 25,633.76) : 5280$ \$ 43.69
 b) INVERSION. $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (256,337.59 + 25,633.76) \times 0.12 : 1360$ \$ 12.62
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) \times S / 2 \times Ha = (256,337.59 + 25,633.76) \times 0.02 : 1360$ \$ 2.13
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 43.69$ \$ 0.87
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 43.69$ \$ 32.77

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible) =
 DIESEL $E = 0.1514 \times 20 \times HP \times \$ 1.04$ /hora \$ 3.15
 GASOLINA $E = 0.2271 \times \dots \times HP \times \$ \dots$ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times \dots \times HP \times \$ \dots$ Kw/hr \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER $C = 8$ lts Cambios aceite $t = 100$ horas
 $a = C/t = \frac{0.0035}{0.0030} \times 20 \times HP \text{ ap} = 0.08 + 0.07$ lts/hora 0.15
 $L = 0.15 \text{ lts/hora} = \$ 13.98$ /lts \$ 2.50
 d) Llantas $LI = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}} = \frac{14,771.33}{5280}$ \$ 2.80
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos 0.05×5.25 \$ 0.26

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So = \$ \dots$ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H = \dots$ horas x _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación = $O = So/H = \dots$ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 100.60
 % INDIRECTOS _____ \$ _____
 % UTILIDAD _____ \$ _____
 PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA PERFORADORA DE PIERNA MODELO FL-83-54

CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 50,616.80 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 5,061.68 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 5280 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interes anual (i) 0.12 12) Motor: aire
 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operación _____
 4) Valor Inicial (Va) \$ 50,616.80 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación _____

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (50,616.80 - 5,061.68) : 5280$ \$ 8.63
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (50,616.80 + 5,061.68) \times 0.12 : 2640$ \$ 2.53
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) \times s / 2 \times Ha = (50,616.80 + 5,061.68) \times 0.02 : 2640$ \$ 0.42
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 8.63$ \$ 0.17
 e) MANTENIMIENTO: $T = Q \times D = 0.75 \times 8.63$ \$ 6.47

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 18.22

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible) =
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP. ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP. ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times$ _____ H.P. \times \$ _____ Kw/hr. \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times Pl$ (a es la cantidad de aceite por hora y Pl el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = _____ lts. Cambios aceite t = _____ horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} \times$ _____ HP ap = _____ lts/hora
 $L = 0.04$ lts/hora = \$ 17.04 /lts \$ 0.68
 d) Llantas $Li = \frac{Vli (Valor llantas)}{Hv (vida económica en horas)}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 \times 0.68 \$ 0.03

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 0.71

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 18.93
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D)

MAQUINA PISTOLA DE PISO MODELO S-58

CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 28,106.00 5) Valor Rescate (Vr)¹⁰ % = \$ 2,810.60 10) Coeficiente de depreciación (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 3960 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interes anual (i) 0.12 12) Motor aire
 4) Valor Inicial (Va) \$ 28,106.00 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operación _____
 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación _____

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (28,106.00 - 2,810.60) : 3960$ \$ 6.39
 b) INVERSION. $I = (Va + Vr) i / 2 Ha = (28,106.00 + 2,810.60) 0.12 : 2640$ \$ 1.41
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 Ha = (28,106.00 + 2,810.60) 0.02 : 2640$ \$ 0.23
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 6.39$ \$ 0.13
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 6.39$ \$ 4.79

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 12.95

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible) =
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP. ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP. ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = $0.746 \times$ _____ HP. \times \$ _____ Kw/hr \$ _____
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = _____ lts Cambios aceite. t = _____ horas
 $a = C/t \times \frac{0.0035}{0.0030} \times$ _____ HP. ap = _____ lts/hora
 $L =$ _____ 0.04 /hora = \$ 17.04 /lts \$ 0.68
 d) Llantas $Ll = \frac{VII \text{ (Valor Llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 \times 0.68 \$ 0.03

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 0.71

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operador _____ = $O = So/H =$ _____ \$ _____

SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D) \$ 13.65
 % INDIRECTOS _____ \$ _____
 % UTILIDAD _____ \$ _____
PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA PLANTA SOLDADORA MODELO G.E. WD 43
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES ELECTRICA

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisición \$ 28,600.00 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 2,860.00 10) Coeficiente Amortización (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 8800 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa Interés anual (i) 0.12 12) Motor eléctrico 30
 8) Horas por año (Ha) 1760 hrs/año 13) Factor operación 0.90
 4) Valor Inicial (Va) \$ 28,600.00 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operación 18.0

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION. $D = (Va - Vr) / Ve = (28,600.00 - 2,860.00) : 8800$ \$ 2.93
 b) INVERSION. $I = (Va + Vr) i / 2 Ha = (28,600.00 + 2,860.00) 0.12 : 3520$ \$ 1.07
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 Ha = (28,600.00 + 2,860.00) 0.02 : 3520$ \$ 0.18
 d) ALMACENAJE. $A = Ka \times D = 0.02 \times 2.93$ \$ 0.06
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 2.93$ \$ 2.20
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 6.44

II.- CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP ap \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA = 0.746×18.00 HP. \times \$ 0.66 Kw/hr. \$ 8.86
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = _____ lts Cambios aceite t = _____ horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0030} \times$ _____ HP. ap = _____ lts/hora _____
 $L =$ _____ lts/hora = \$ _____ /lts \$ _____
 d) Llantas $LI = \frac{Vli (Valor llantas)}{Hv (vida económica en horas)}$ = _____ \$ _____
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos _____ 0.05×8.86 \$ 0.44
SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 9.30

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = $So =$ \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = $H =$ _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación _____ $= O = So/H =$ _____ \$ _____
SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 15.74
 % INDIRECTOS \$ _____
 % UTILIDAD \$ _____
PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____

ANALISIS DEL COSTO DE HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.)

MAQUINA VENTILADOR MODELO TAMAÑO 270 SISW
 CAPACIDAD _____ DATOS ADICIONALES _____

DATOS GENERALES

1) Precio Adquisicion \$ 126,919.52 5) Valor Rescate (Vr) 10 % = \$ 12,691.95 10) Coeficiente Almacenaje (Ka) 0.02
 2) Equipo Adicional \$ _____ 6) Vida económica (Ve) 5280 Horas 11) Factor de Mantenimiento (Q) 0.75
 3) Llantas \$ _____ 7) Tasa interés anual (i) 12 % 12) Motor eléctrico 50
 8) Horas por año (Ha) 1320 hrs/año 13) Factor operacion 0.90
 4) Valor Inicial (Va) \$ 126,919.52 9) Prima anual seguros (S) 0.02 14) Potencia Operacion 45

I.- CARGOS FIJOS

a) DEPRECIACION $D = (Va - Vr) / Ve = (126,919.52 - 12,691.95) : 5280$ \$ 21.65
 b) INVERSION $I = (Va + Vr) / 2 \times Ha = (126,919.52 + 12,691.95) \times 0.12 : 2640$ \$ 6.35
 c) SEGUROS $S = (Va + Vr) \times s / 2 \times Ha = (126,919.52 + 12,691.95) \times 0.02 : 2640$ \$ 1.06
 d) ALMACENAJE $A = Ka \times D = 0.02 \times 21.63$ \$ 0.43
 e) MANTENIMIENTO $T = Q \times D = 0.75 \times 21.63$ \$ 22.35

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 51.85

II - CARGOS POR CONSUMO

a) COMBUSTIBLE $E = C \times Pc$ (c es la cantidad de combustible por hora, y Pc el precio del combustible)=
 DIESEL $E = 0.1514 \times$ _____ HP. ap. \times \$ _____ /hora \$ _____
 GASOLINA $E = 0.2271 \times$ _____ HP. ap. \times \$ _____ /hora \$ _____
 b) OTRAS FUENTES DE ENERGIA $= 0.746 \times 45$ HP. \times \$ 0.66 Kw/hr \$ 22.16
 c) LUBRICANTES $L = a \times PI$ (a es la cantidad de aceite por hora y PI el precio de los aceites)
 CAPACIDAD CARTER C = _____ lts Cambios aceite t = _____ horas
 $a = C/t + \frac{0.0035}{0.0050} \times$ _____ HP ap = _____ lts/hora _____
 $L =$ _____ lts/hora = \$ _____ /lts \$ _____
 d) Llantas $LI = \frac{VII \text{ (Valor llantas)}}{Hv \text{ (vida económica en horas)}}$ \$ _____
 e) Mantenimiento menor _____ \$ _____
 f) Otros consumos 0.05 x 22.16 \$ 1.11

SUMA CARGOS CONSUMO POR HORA \$ 23.27

III.- CARGO POR OPERACION

OPERADOR _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 _____ \$ _____
 Salario/Turno promedio = So = \$ _____ \$ _____
 Horas/Turno promedio = H = _____ horas \times _____ (factor rendimiento de operación) _____ horas
 Operación $= O = So/H =$ _____ \$ _____

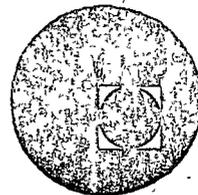
SUMA CARGOS OPERACION POR HORA \$ _____

COSTO HORA MAQUINA DIRECTO (H.M.D.) \$ 75.12
 % INDIRECTOS _____ \$ _____
 % UTILIDAD _____ \$ _____

PRECIO UNITARIO HORA MAQUINA EFECTIVA \$ _____



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE TUNELES

SOPORTE TEMPORAL EN EXCAVACIONES

SUBTERRANEAS EN ROCA

ING. GUILLERMO GIL FLORES

AGOSTO DE 1977

REPORT OF INVESTIGATION

UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE

FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION

1. INTRODUCCION

1 FABRICATION

INDICE

1. INTRODUCCION
2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE
 - 2.a. Carga de roca
 - 2.b. Cambios de esfuerzo
 - 2.c. Teoría elástica
 - 2.d. Teoría plástica
 - 2.e. Método de Terzaghi
3. ADEME PARA EXCAVACIONES EN ROCA.
 - 3.a. Marcos
 - 3.b. Anclas
 - 3.c. Concreto lanzado
4. EL ADEME MAS ADECUADO
 - 4.a. Características de la roca
 - 4.b. Factores que influyen en el Soporte
 - 4.c. Diseño
5. CONCLUSIONES
6. REFERENCIAS

1. INTRODUÇÃO

2. OBJETIVO

3.1. OBJETIVO

3.2. OBJETIVO

3.3. OBJETIVO

4. METODOLOGIA

5. RESULTADOS

5.1. RESULTADOS

5.2. RESULTADOS

6. CONCLUSÃO

7. REFERÊNCIAS

7.1. REFERÊNCIAS

7.2. REFERÊNCIAS

7.3. REFERÊNCIAS

7.4. REFERÊNCIAS

8. ANEXOS

9. GLOSSÁRIO

1. INTRODUCCION.

El Soporte Temporal en el ciclo de excavación de una galería es probablemente la etapa que más contribuye a la denominación frecuente de que el "tuneleo", es más un arte que una ciencia, en efecto: El ademe más adecuado, depende de las propiedades mecánicas de la roca que circunda la superficie expuesta, de los procedimientos constructivos y de la rapidez de su colocación.

Otras actividades del ciclo de excavación, pueden conocerse con más precisión y comprobar sus resultados mediante una buena planeación y un buen control; amén, de poder comprobar, objetivamente, su desarrollo completo; no así, el soporte temporal que depende de las masas rocosas, que quedan más allá, del perímetro de las excavaciones; es por lo tanto una actividad un tanto desconocida, que requiere por su singular importancia, conocer, sentir, e interpretar todos los factores que entran en juego con el fin de poder definir los ademes más adecuados.

Debido a que el soporte temporal cubre una parte muy importante del costo total de las excavaciones subterráneas y considerando el desarrollo que han tenido en los últimos 25 años y el que tendrán en los próximos años; y consecuentemente las grandes inversiones que deberán realizarse en obras de Ingeniería Civil y de la Minería, es necesario aprovechar con mayor eficiencia las experiencias y conocimientos ya existentes y cubrir con técnica constructiva más consistente, más precisa y más segura esta actividad tan determinante del ciclo de excavación de una cavidad.

2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE

2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE

2.a. Carga de roca.

La carga de roca sobre una cavidad excavada para una obra subterránea depende de la naturaleza de la misma, del grado de alteración, del fracturamiento, del relleno de las fracturas, etc.

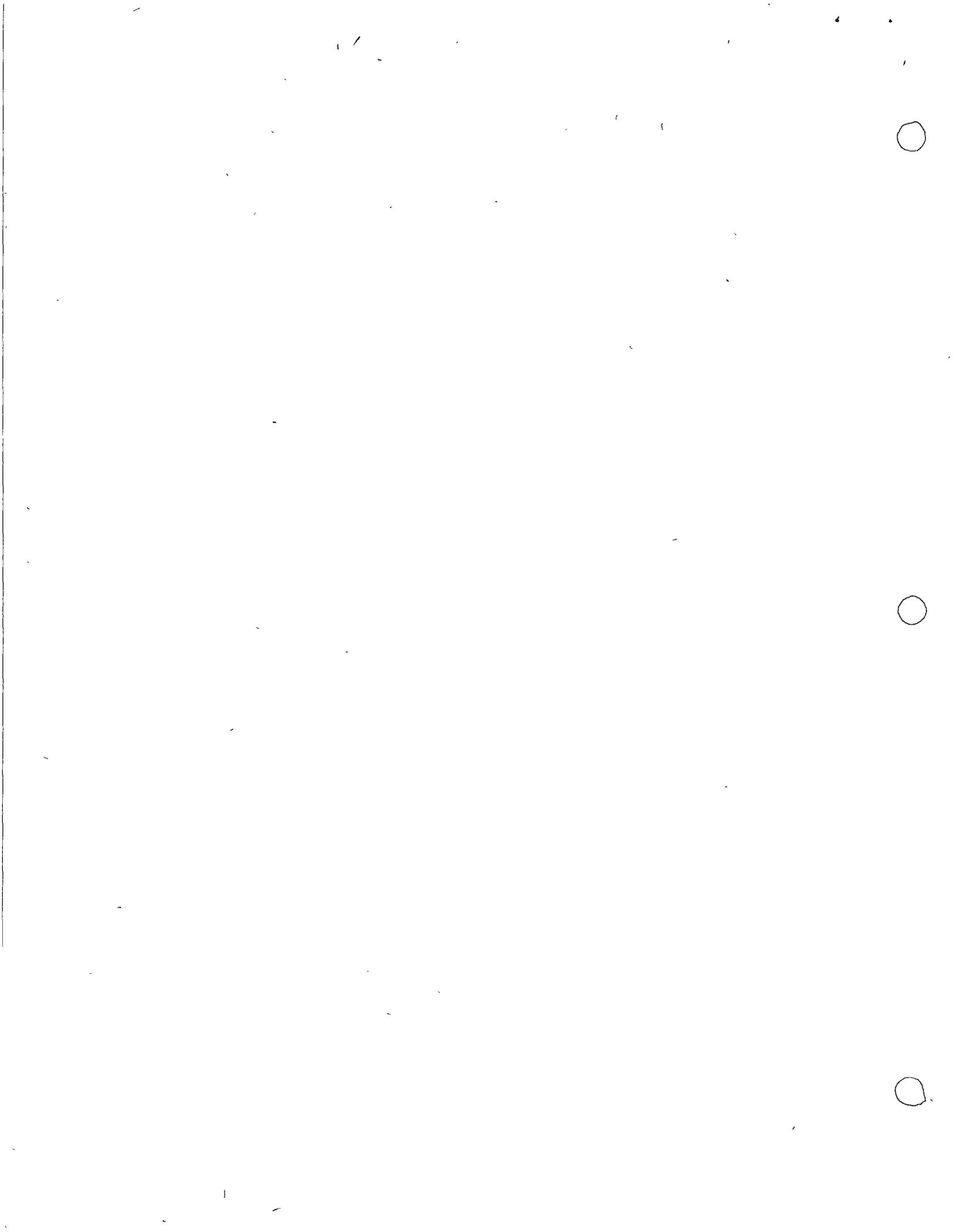
Si la roca es sana, la excavación puede autoportarse, en tanto, si hay agrietamientos o alteraciones, se requieren soportes temporales desde los más ligeros hasta los más pesados.

La carga de roca que actúa sobre los ademes depende del estado de esfuerzos antes de la excavación del túnel, y como una primera aproximación podemos suponer que en un punto, dentro de una masa rocosa el esfuerzo vertical $\sigma_v = \gamma h$, o sea el peso del material que sobreyace dicho punto.

La determinación del esfuerzo horizontal σ_h es un problema difícil, que depende en términos generales de la geología de la masa rocosa, pudiendo variar entre límites muy amplios. Se puede suponer para algunos casos que $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ en donde

$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$ siendo μ la relación de Poisson que para casos comunes es de 0.20 y consecuentemente $K_0 = 0.25$

La presión vertical σ_v es mayor que la horizontal en macizos rocosos no perturbados: la presión horizontal σ_h suele ser mayor en masas plegadas y si las fuerzas que dieron lugar al plegamiento aparecen activas los esfuerzos horizontales pueden llegar a ser muy considerables pudiendo llegar a valores limitados única-



mente por la resistencia a la compresión.

En el interior de un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos; y podemos decir que $\sigma_r = (0.5, 2.0) \sigma_h$ aunque de una manera general. $\sigma_r > \sigma_h$

2.b. Cambios de esfuerzo.

Una excavación subterránea modifica los estados de esfuerzo del macizo rocoso y las condiciones de la roca misma provocadas por las explosiones que dan lugar a fracturamientos adicionales alrededor del túnel, reduciendo la resistencia de la roca. Con el fin de lograr el equilibrio necesario, el soporte temporal actúa sobre el estado de esfuerzos creado por la excavación, integrándose al sistema de fuerzas, reaccionando contra la roca que lo rodea y produciendo una presión interior estabilizadora.

El estado de esfuerzos alrededor de una cavidad depende de muchos factores entre los cuales destacan:

- a) Forma y tamaño de la cavidad.
- b) Estado de esfuerzos antes de excavar la cavidad
- c) Características de la roca afectada
- d) Tiempo transcurrido después de excavar la cavidad
- e) Condiciones de trabajo de la obra.

Es por tanto un problema hiperestático de difícil solución tridimensional, de esfuerzos y deformaciones. Los parámetros necesarios para el cálculo no son conocidos con la precisión requerida y el fac-

tor tiempo referido a las deformaciones de la roca tiene gran importancia durante la construcción de las obras. Sin embargo, con el uso de las computadoras ya se obtienen resultados- aplicando al problema del análisis de esfuerzos, técnicas modernas como el método del elemento finito que proporciona valores de esfuerzos-deformaciones considerando variables tales como:

- a) Formas irregulares
- b) Anisotropía
- c) Heterogeneidad
- d) Efectos del tiempo
- e) etc.

Existen teorías que utilizando ciertas hipótesis resuelvan el problema de la galería, que nos permiten conocer el estado de esfuerzos antes, durante y después de la excavación de una ca vidad.

2.c. Teoría elástica.

Con la teoría de la elasticidad encontramos la distribución - de esfuerzos alrededor de una galería excavada en roca que--- cumpla con las siguientes condiciones.

- a) Que sea homogénea
- b) Que sea isotrópica con respecto a sus propiedades elásti cas.
- c) Que la deformación sea instantánea con respecto a un cam bio de esfuerzos.

- d) Que la relación esfuerzos-deformaciones sea lineal.
- e) Que los esfuerzos estén dentro de los del límite elástico de la roca.

Estas hipótesis son tolerables en cavidades localizadas a gran profundidad en una roca química y mecánicamente inalterada como por ejemplo el granito.

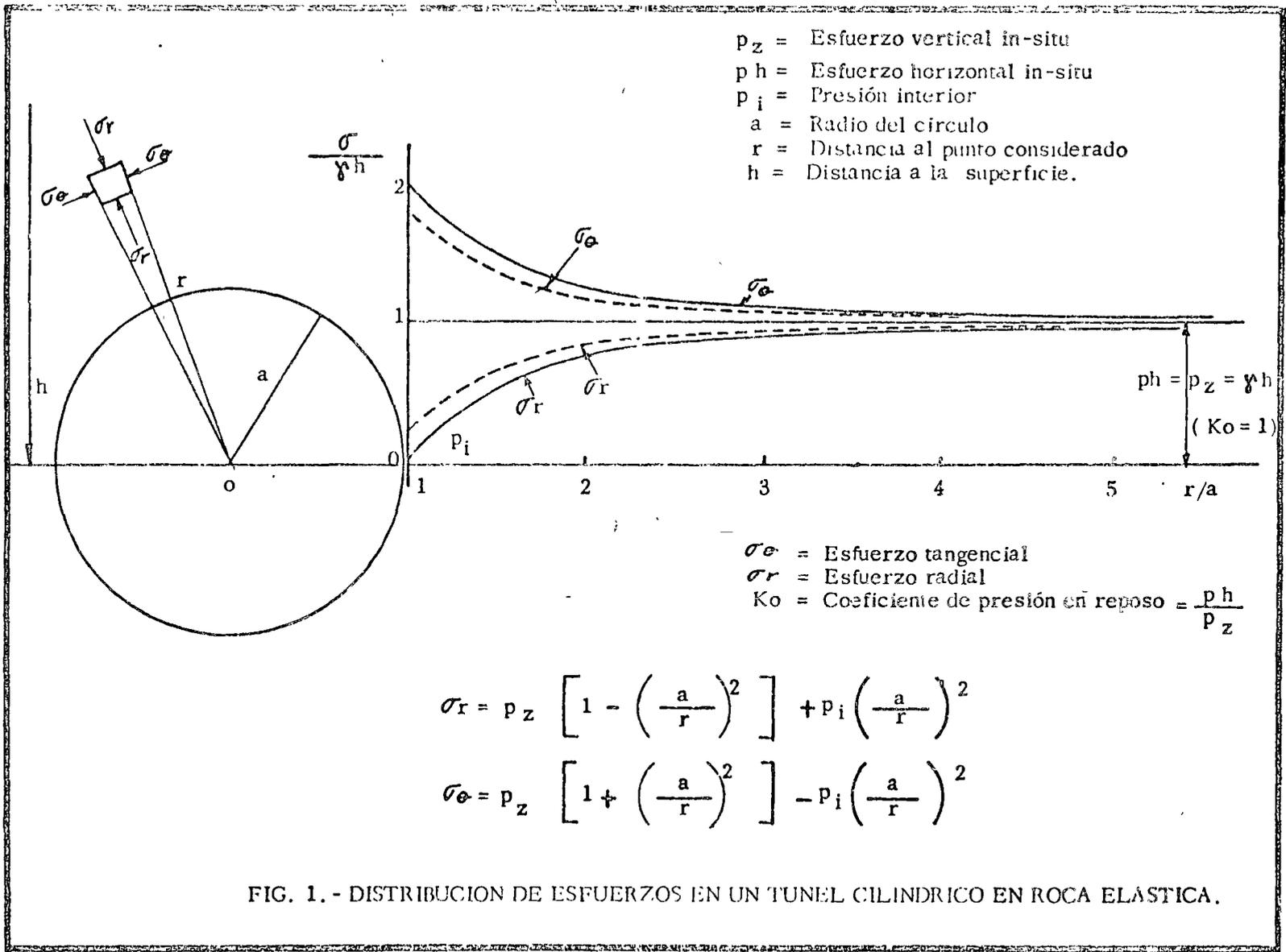
Las ecuaciones que nos dan el estado de esfuerzos son las deducidas de la solución de Lamé - Clapeyrón para un cilindro hueco de pared gruesa sometido a presiones uniformes exterior e interiormente. Los esfuerzos radiales y tangenciales para condiciones de frontera dadas se representan en la figura 1.

Para el caso de la cavidad circular en la que, antes de la excavación, (esfuerzo vertical) = (esfuerzo horizontal), $p_z = p_h$, con línea continua representamos la distribución de esfuerzos -- correspondiente a una condición de presión $p_i = 0$, y con línea segmentada el caso de que exista $p_i \neq 0$.

Hemos supuesto el caso de que $\nu_0 = 1$, o sea para el caso similar a la presión hidrostática.

Para el caso de túnel circular en la figura 2, se indica la variación de los esfuerzos tangenciales con respecto a la relación $\nu_0 = p_i / p_z$.

La presencia del túnel impone en el estado de esfuerzos de la masa rocosa una modificación que tiende a nulificarse a medida que nos alejamos de la cavidad; a distancias de un diámetro o más el efecto de la excavación ya es despreciable.



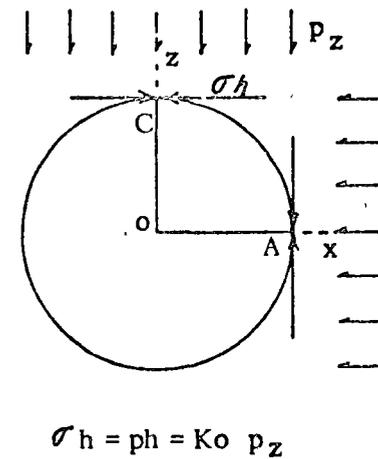
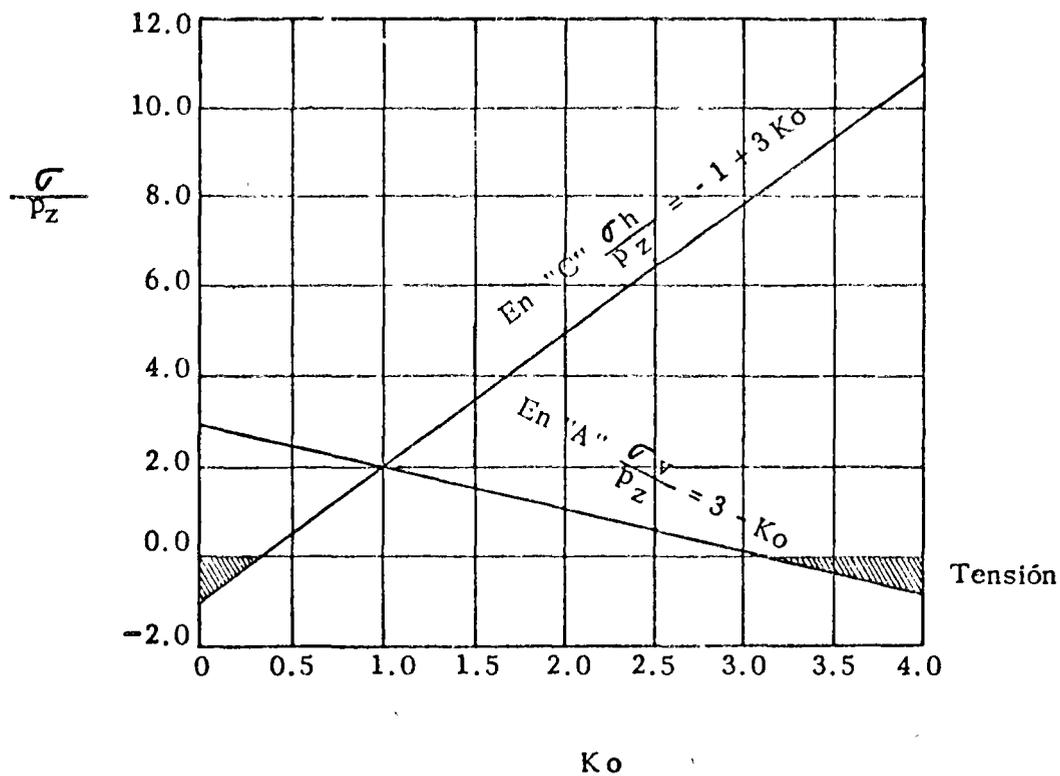


FIG. 2. - VALOR DE LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES PRINCIPALES EN LOS PUNTOS A Y C DE LA SUPERFICIE DE UN TUNEL CIRCULAR EN FUNCION DE K_o .

El esfuerzo radial en dirección normal a la pared es nulo y el circunferencial o tangente es aproximadamente del doble del --- que se tenía antes de la perforación del túnel.

Un elemento cualquiera en la pared del túnel solo está sujeto a compresión simple; por tanto fallarán, cuando igualen la resistencia de la roca a la compresión correspondiendo a cargas de roca de miles de metros; en estas condiciones si la roca se presenta sana, no se requiere ademe.

Si $\mu = 0.20$, $K_0 = 0.25$ en las figuras 3, 4, 5 y 6, podemos apreciar los esfuerzos en las secciones más comunmente excava--das, suponiendo siempre que las secciones de excavación son muy pequeñas en comparación con la profundidad, a la que se localiza el túnel.

2.d. Teoría plástica.

Aunque algunas rocas se comportan como elásticas; como regla,-- cuando las dimensiones y la profundidad de una galería superan ciertos valores o en cuanto la roca ya no es de los mejores, el límite elástico y también la resistencia a la rotura de la ro--ca, son sobrepasados; este sería el caso general que nos ocu--pa.

Se generan entonces alrededor de la excavación una zona plásti--ca con esfuerzos mayores que los del límite elástico y que se--profundiza hasta donde los esfuerzos actuantes son los del lími--te elástico.

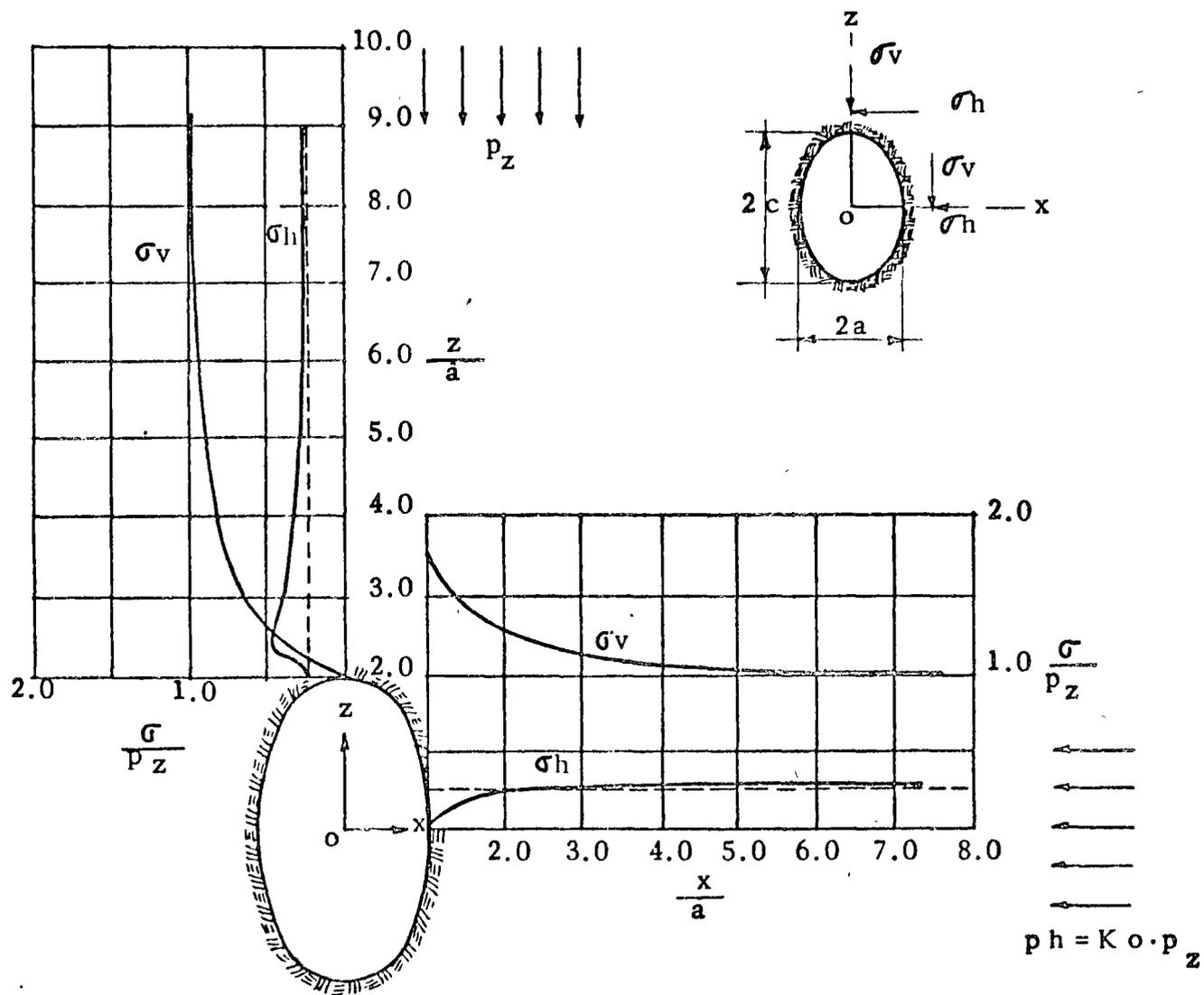


FIG. 3. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION $a/c = 2$ Y $K_o = 0.25$.

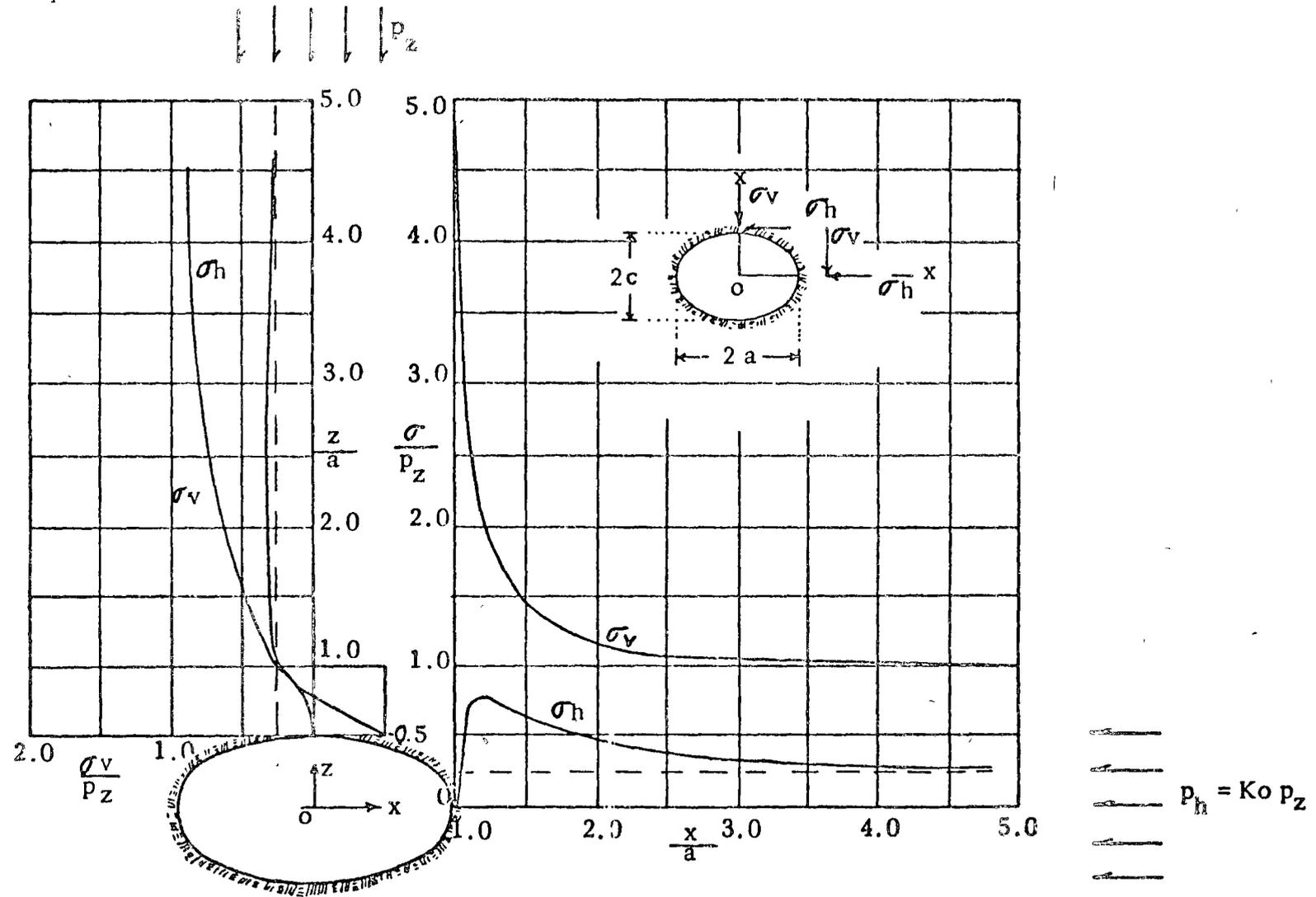


FIG. 4. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL, POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION $a/c = 2$ PARA $K_o = 0.25$.

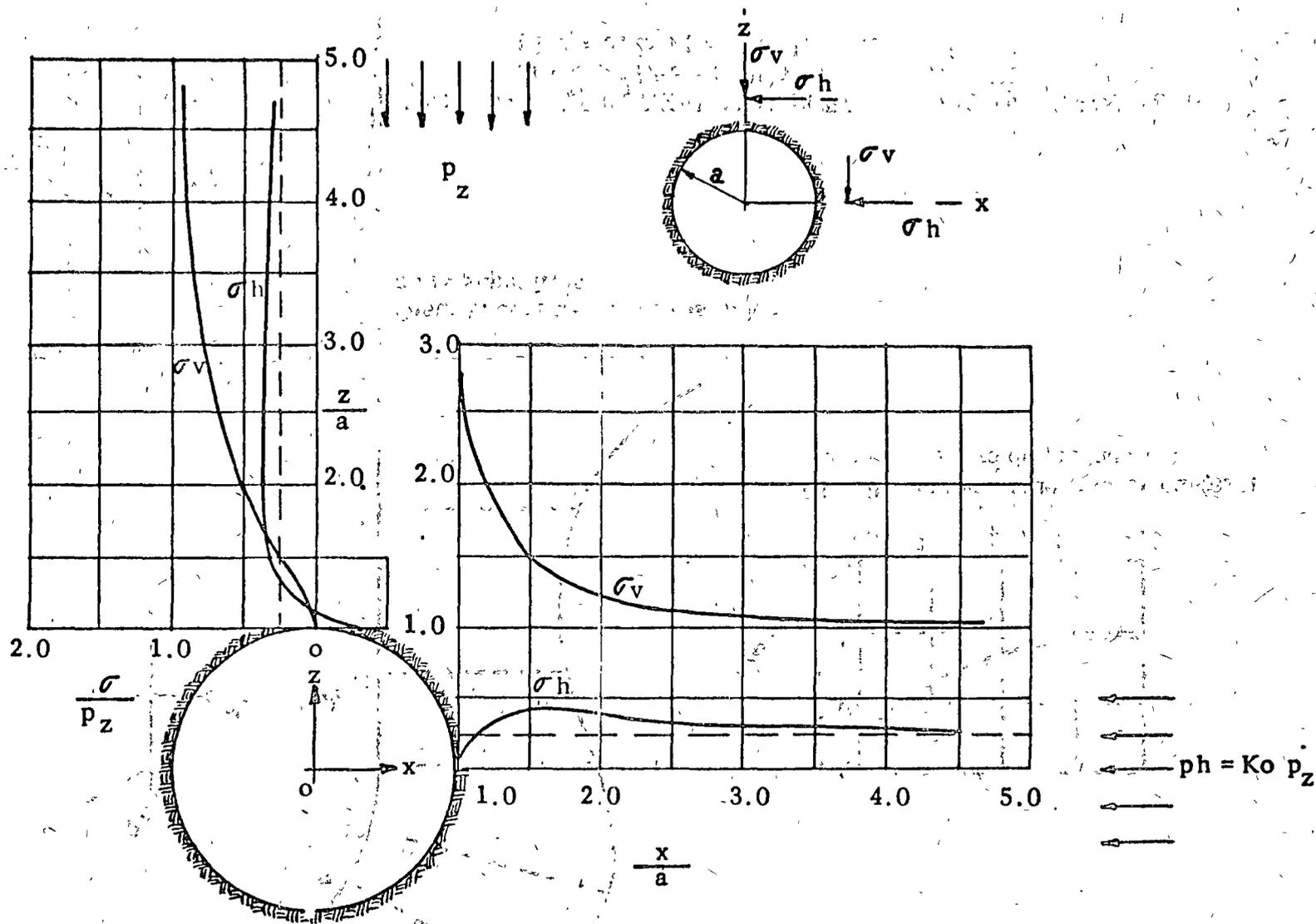
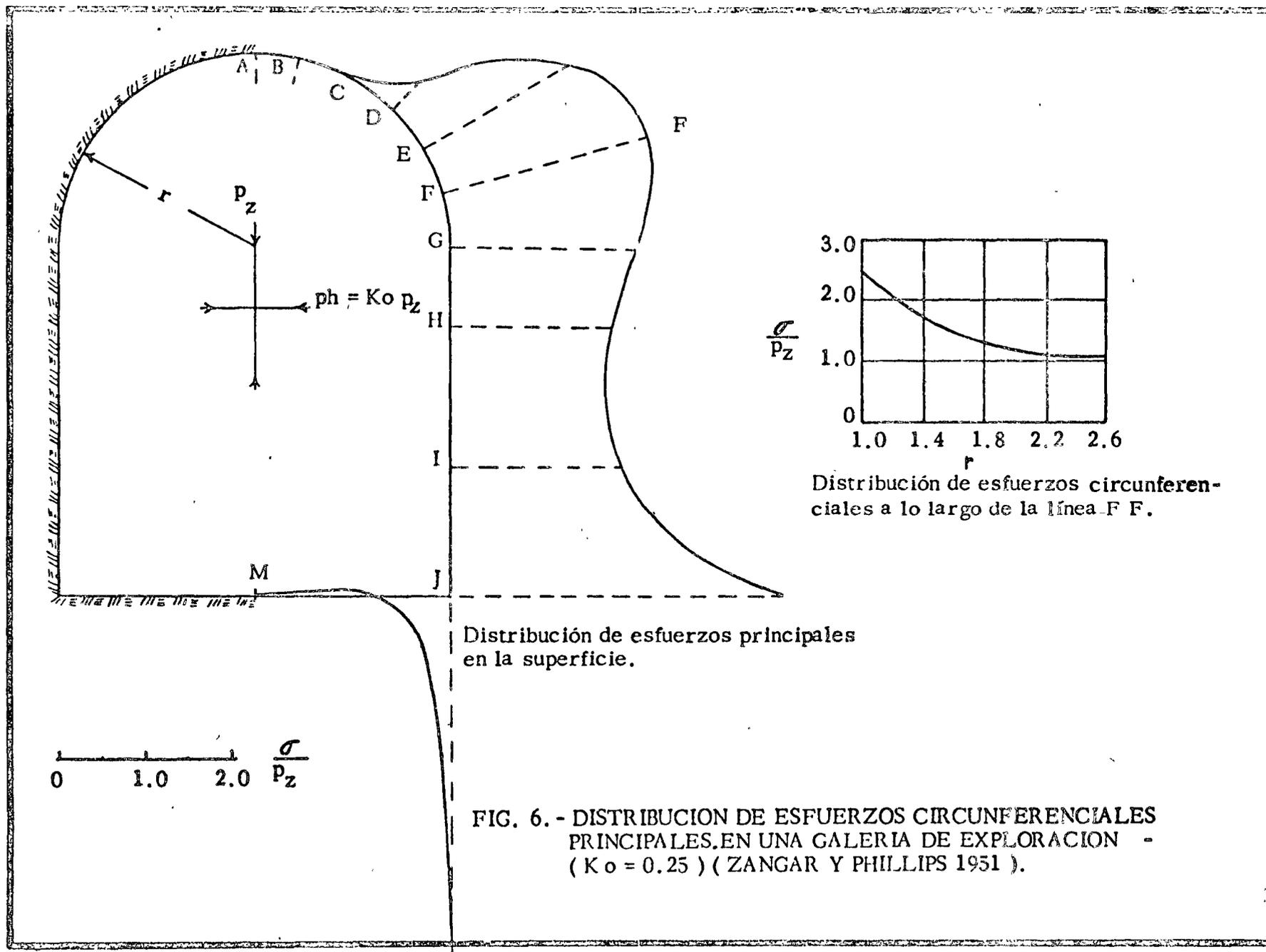


FIG.5. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ Y $K_o = 0.25$.



El caso más sencillo tomando en consideración las propiedades elastoplásticas consiste en el análisis de una sección circular - en donde $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_z$ suponiendo criterios de falla - en donde $s = c + \sigma \tan \phi$ en donde c = cohesión y ϕ -- ángulo de fricción interna $\neq 0$. (Mohr - Coulomb).

La resistencia "s" del material en la superficie de la excavación, donde el esfuerzo radial es nulo, está dado por una prueba de compresión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incrementa debido al confinamiento, o sea que puede determinarse por una prueba de compresión triaxial. Si aplicamos una presión interna en la excavación, dada por un sistema de soporte, aumenta el confinamiento "6" y por tanto la resistencia al corte, reduciendo consecuentemente el espesor de la zona plástica.

El radio de la zona plástica depende del estado de esfuerzos, de la presión interior, de la fricción "C", del ángulo de fricción interna ϕ ; vemos en las figuras 7, 8 y 9 lo definitivamente importante que son estos parámetros.

Se pueden determinar entonces las cargas -- sobre los sistemas de soporte, en todos aquellos casos en que se cumplen las hipótesis consideradas; así por ejemplo con la teoría de la Elasticidad, -- podemos determinar zonas de tensión sobre la clave de un túnel -- para diseñar el soporte temporal más adecuado que evite desprendimientos o sobre excavaciones importantes; con la teoría de la Plasticidad podemos determinar, el esfuerzo que es necesario pro

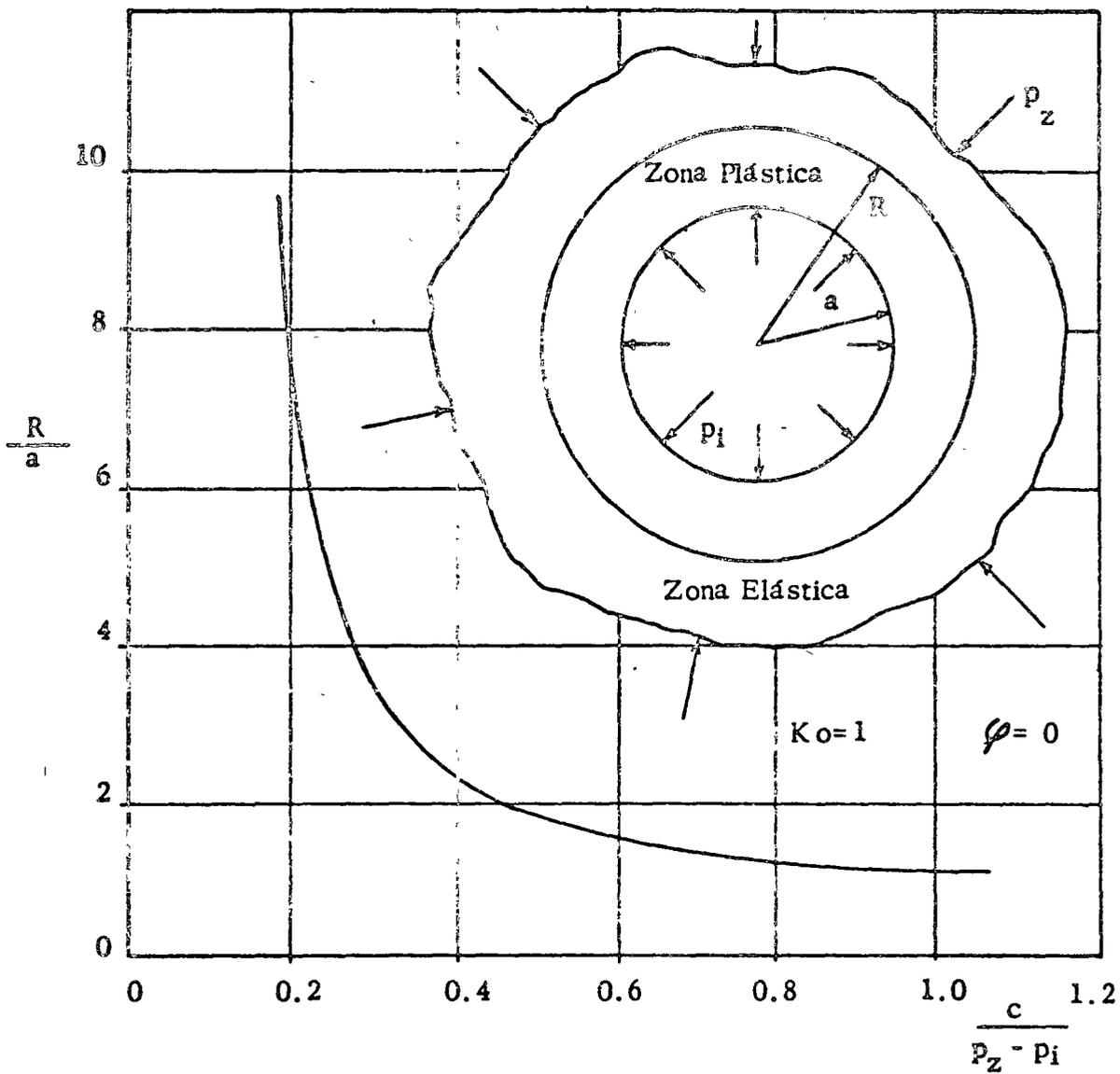


FIG. 7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION - DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c" , EL ESFUERZO VERTICAL "p_z" Y LA PRESION INTERIOR "p_i" .

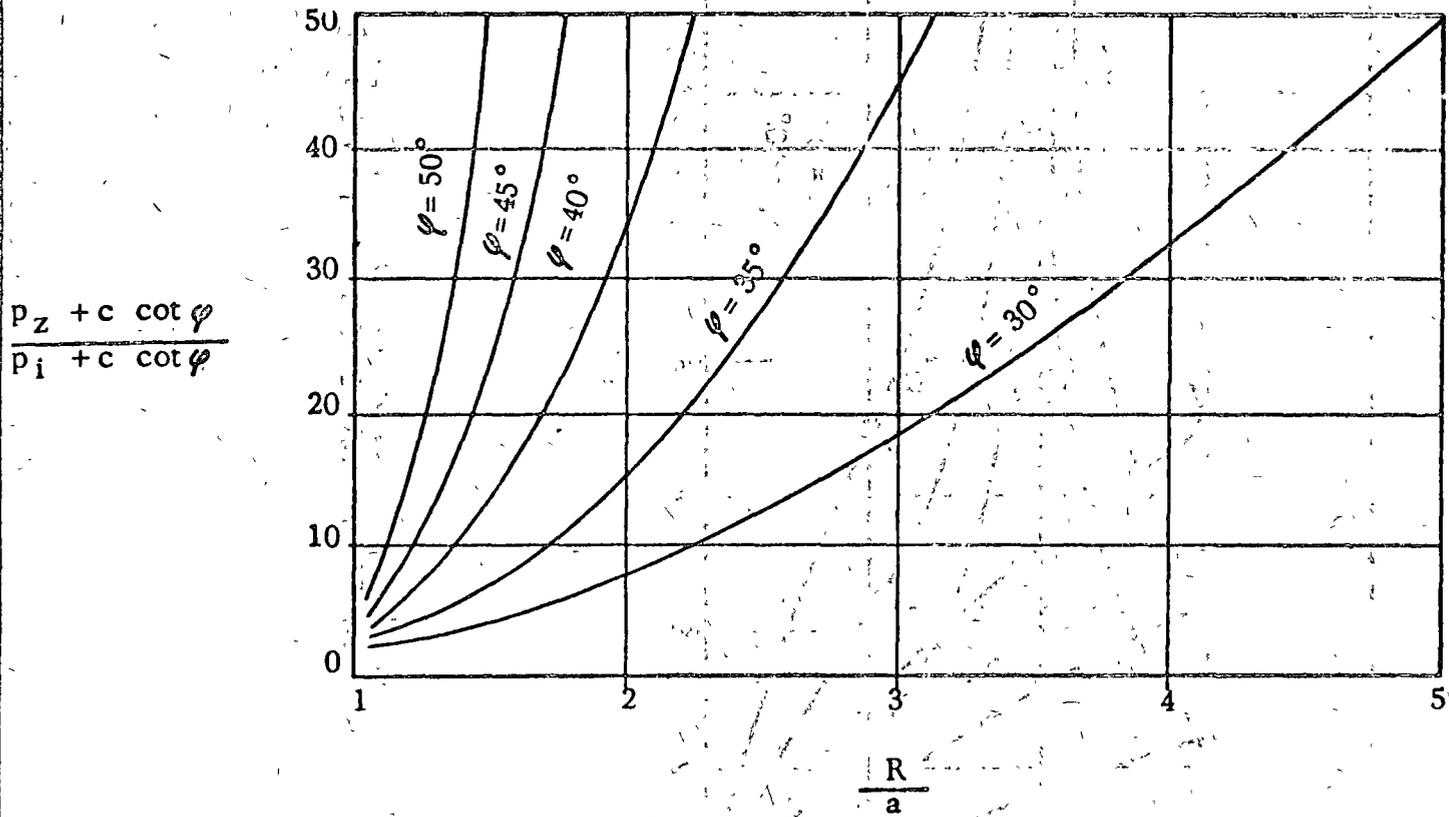


FIG. 8. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS. $\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$

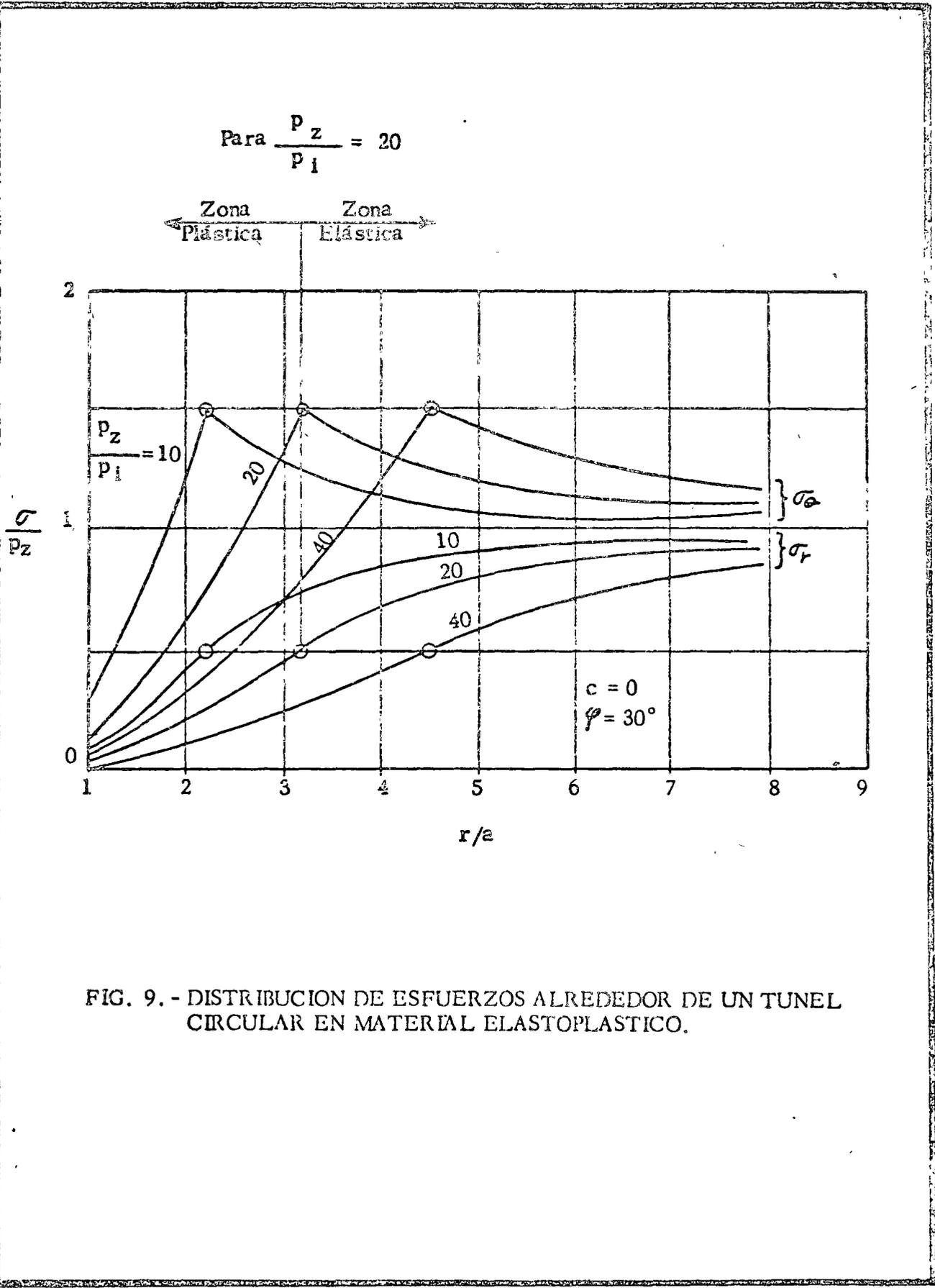


FIG. 9. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

porcionar como presión interior a través de los ademes utilizados, en materiales con criterio de falla de tipo Mohr - Coulomb, limitando los esfuerzos en el medio y disminuyendo el radio de la zona plástica. Debe hacerse hincapié que estas teorías son aplicables a problemas de excavación en masas de roca sana.

Algunas masas de roca que parecen rígidas, tienen también un comportamiento que puede definirse como viscoso o bien las deformaciones de una cavidad continúan mucho tiempo después de la excavación pudiendo ser de algunas horas para rocas de muy buena calidad, y -- hasta de semanas, meses o años para rocas de mala calidad, desde el punto de vista constructivo.

En la práctica se aplican algunos métodos empíricos, que toman en consideración nuestras teorías, pero basados en las experiencias -- de obras subterráneas construidas, tomando en consideración además de los aspectos geométricos, las características de las masas de roca, el efecto del tiempo, el agua, los tipos de ademes, etc.

El método con más utilidad práctica es el desarrollado por Karl -- Terzaghi en 1946.

2.e. Método de Terzaghi.

Supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como carga de roca el espesor de la masa de roca que -- gravita sobre el techo del túnel que es la que tiende a desprenderse del techo y que debe ser soportada por el ademe.

Si la carga de roca existe, y el túnel carece de ademe la masa del material en contacto con el techo tiende a penetrar en el túnel. Si la roca está sana o moderadamente agrietada, el techo puede autosoportarse o requerir un soporte relativamente débil; en tanto si hay alteraciones importantes y grietas se pueden tener empujes muy grandes y necesitarse por tanto ademes muy pesados.

Frecuentemente en un túnel se encuentran condiciones de carga muy diversas originadas por las diferentes características de las masas de roca y por la presencia de agua, por tanto, se requiere siempre estar preparados y tener todos los elementos necesarios dispuestos para modificar cualquier diseño preconcebido, de acuerdo a las condiciones que se vayan encontrando en el desarrollo de la excavación.

El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca.

La tabla No. 1 resume las recomendaciones de Terzaghi para determinar las cargas de diseño de las estructuras de soporte; en donde B es el ancho del túnel y H_p la altura de la carga sobre el techo.

En la tabla No. 2 vemos las recomendaciones de Terzaghi comparadas con las cargas de roca, sugeridas por Bierbaumer (1913), y por Stini (1950). En ambas tablas recomiendan ademe para soportar la carga de roca; difieren en la forma de la masa y en-

TABLA 1

ESTADO DE LA ROCA	CARGA Hp (m)	OBSERVACIONES
Roca sana e intacta	cero	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Roca sana estratificada	0 a 0.5 B	Cuando sea necesario ademe ligero
Roca moderadamente fisurada	0 a 0.25 B	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Roca moderadamente fragmentada.	0.25 B a 0.35 (B+Ht)	Ademe en techo, raro en paredes, nunca en piso.
Roca muy fragmentada	0.35 (B+Ht) a 1.10 (B+Ht)	Ademe en el techo y en las paredes
Roca triturada y químicamente intacta.	1.10 (B+Ht)	Recomendable ademe circular
Roca que fluye plásticamente (roca prof.)	1.10 (B+Ht) a 2.10 (B+Ht)	Conviene el ademe circular
Roca que fluye plásticamente (gran prof.)	2.10 (B+Ht) a 4.50 (B+Ht)	Ademe circular
Roca expansiva	Hasta 70 m. independiente del (B+Ht)	Indispensable el ademe circular

Tabla No. 2 - COMPASACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA DADOS POR TERZAGHI, BIRBAUMER Y STINI.

DISTANCIA ENTRE FRACTURAS cm.	CARGA DE ROCA HIP	CARGA DE ROCA HIP		OBSERVACIONES	Carga de roca H/m	OBSERVACIONES -	Carga de roca H/m	Presión lateral m/ton	Presión en pie	
		INICIAL	FINAL							
1' - 2'	1. DURA E INTACTA	0	0	Revestimiento solo al hay - POPPING -	1. ESTABLE	Ligeramente cueto	0.05			
	2. DURA ESTRATIFICADA O ESQUISIOSA	0	0.25 B	Adillamiento comun						
	3. Bloques pequeños, muy quebrada.	0	0.5 B	Presiones laterales en estratos inclinados						
	4. En bloques grandes	0	0.25 C 0.15 a C	Presiones laterales en estratos inclinados	2. Casi Estable	0.5 - 1	Algunas rocas caen por aflojamiento	Ligeramente quebrada.	Poco adojamiento	
	5. Bloques pequeños, muy quebrada.	0 a 0.6 C	0.35 C 1.1 C	Poca o ninguna presión lateral	3. Ligeramente quebrada	1 - 2	Aflojamiento con el tiempo			
	6. Completamente fracturada.		1.1 C	Considerables presiones laterales revestimiento continuo.	4. Mediamiento quebrada	2 - 4	Inicialmente estable se rompe después de meses	Muy quebrada.	Adojamiento con el tiempo	
	7. Grava y Arena	0.54 C 1.2 C 0.94 C 1.2 C	0.62 C 1.39 C 1.08 C 1.39 C	- Densa - Presión lateral Ph = 0.3 a (0.5 H+HIP) - Suelto -	5. Quebrada	4 - 10	Inicialmente estable luego se rompe rápidamente.			
	8. Fluye a profundidades moderadas.		1.1 C 2.1 C	Fuertes presiones laterales. Se requiere soporte continuo.	6. Muy quebrada	10 - 15	Aflojamiento durante la excavación, desplazamiento del techo	Sumamente quebrada.	Falta el techo, afloja alentar durante la excavación	
	9. Fluye a grandes profundidades.		2.1 C 4.3 C	Uso de soporte circular.	7. Fluye ligeramente	15 - 25	Presiones altas			
	10. Expansión		Arriba de 250 (80 m)		8. Fluye moderadamente	25 - 40		SUAVE. FLUYE FUERTE. MUERE A GRANDES PROFUNDIDADES.	10 - 15/15 - 25	6/4
				9. Fluye fuertemente	40 - 60	Presiones muy altas.	15-25/47-75			

TERZAGHI (1916)
 Nota: 1) Para clases de roca 4, 5, 6, 7 cuando está arriba del nivel de agua se reducen las cargas al 50%
 2) Para áreas (7) HIP mín. es para movimientos pequeños (-0.01 C a 0.02 C) HIP máx. para grandes movimientos (-0.15 C).
 3) Si es el ancho del túnel C = B + H₁ = ancho + altura del túnel
 Para túneles circulares H₁ = 0

STINI (1950)
 Nota: Las cargas son para túneles de 5 m de ancho. Para L metros de ancho HIP = H₁ (0.5 + 0.1 L) / 1.5 b.

BIRBAUMER (1913) y otros.
 REV. DEWIDEL (1943)
 Nota: Originalmente las cargas fueron dadas en t/m².

la manera en que los esfuerzos se transmiten al techo del túnel. Las recomendaciones de Bierbaumer y Stini se parecen a las de -- Terzaghi.

En la figura No. 10 se resume la tabla No. 2.

Cargas en roca estratificada. En la excavación de una galería en roca estratificada en planos horizontales, encontramos el problema del efecto de puente, según el cual la roca se sostiene -- con una losa en el techo sin ademe, cuando los esfuerzos de flexión son menores que la resistencia de la losa a la tensión; en caso contrario, habrá que ademar. Figura No. 11.

Las tronadas en la frente del túnel, producen siempre una sobreexcavación que depende de la separación de las juntas de roca, -- de la potencia de los explosivos y de la distancia entre el ademe colocado y la frente. En aquellos casos en los que dejamos -- por cualquier motivo desarrollar la sobreexcavación en este tipo de rocas llega a ser como máximo de $0.5 B$, pero colocando el ademe lo más cercano posible a la frente, la sobreexcavación será -- considerablemente menor. Figuras 12, 13 y 14.

En el caso de estratos verticales, la sobreexcavación también -- depende de la distancia entre la frente y el ademe colocado.

La masa de roca, sobre el techo se sostiene por fricción desarrollada en los planos de los estratos.

El ademe soporta el peso de la masa afectada por los explosivos, y no debe ser mayor de $0.25 B$., figuras 15 y 16.

Cuando los estratos son inclinados en relación al plano vertical que pasa por el eje del túnel se ejercen empujes sobre el techo y sobre la pared que recibe la estratificación. Figura No. 17.

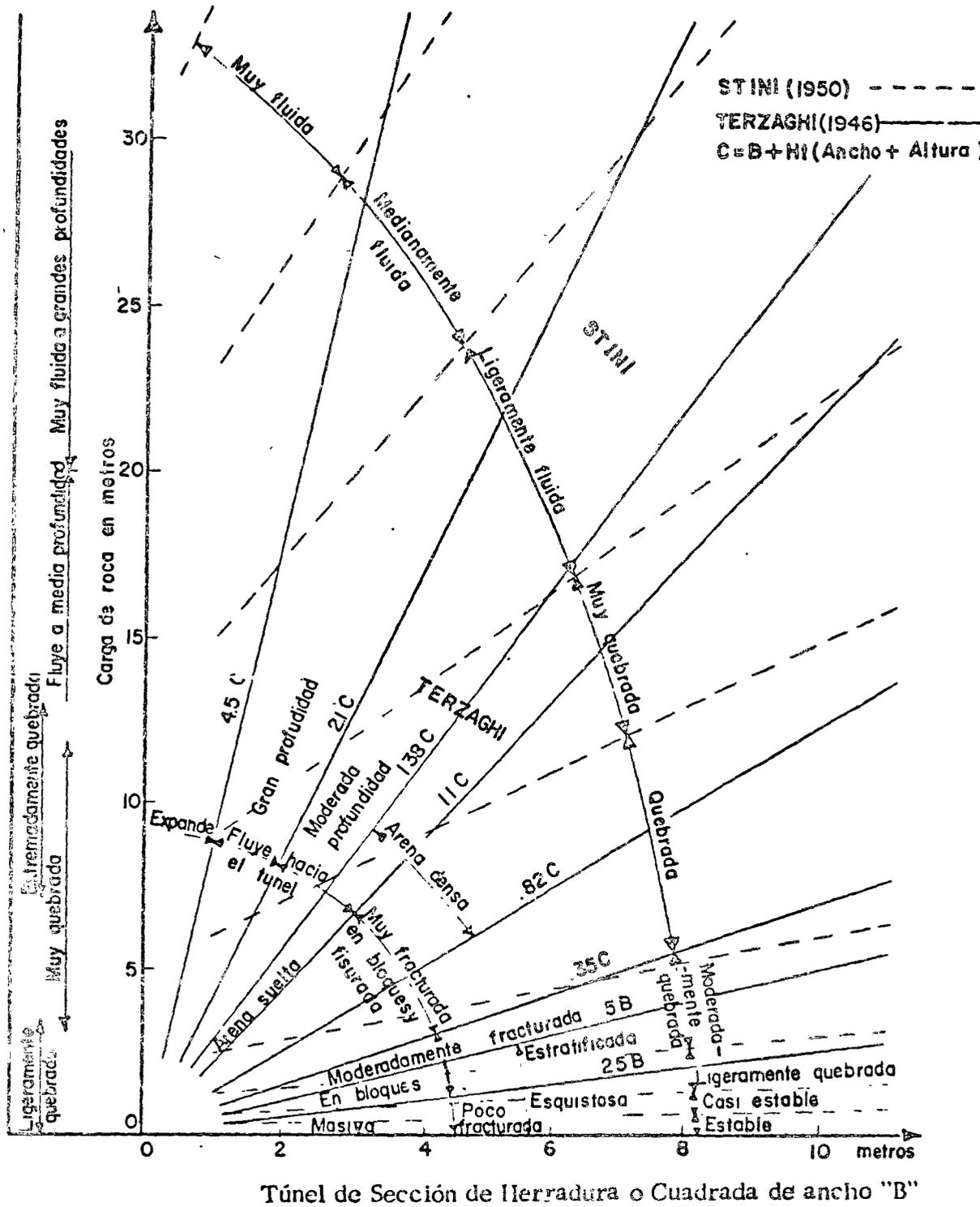


FIG. 10. - VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

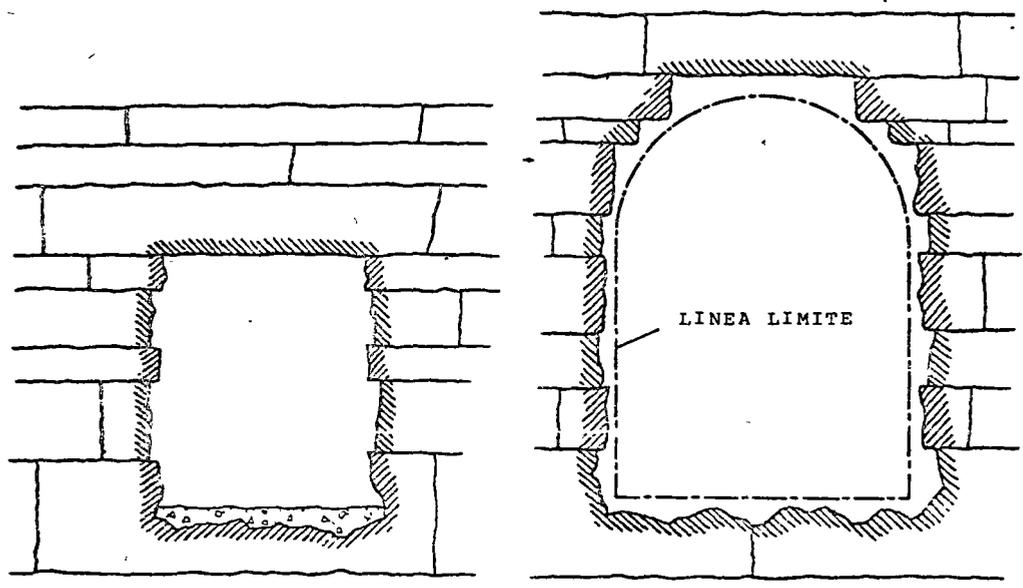


FIG. 11. Puente labrado en roca con poco espacio transversal y estratificación horizontal

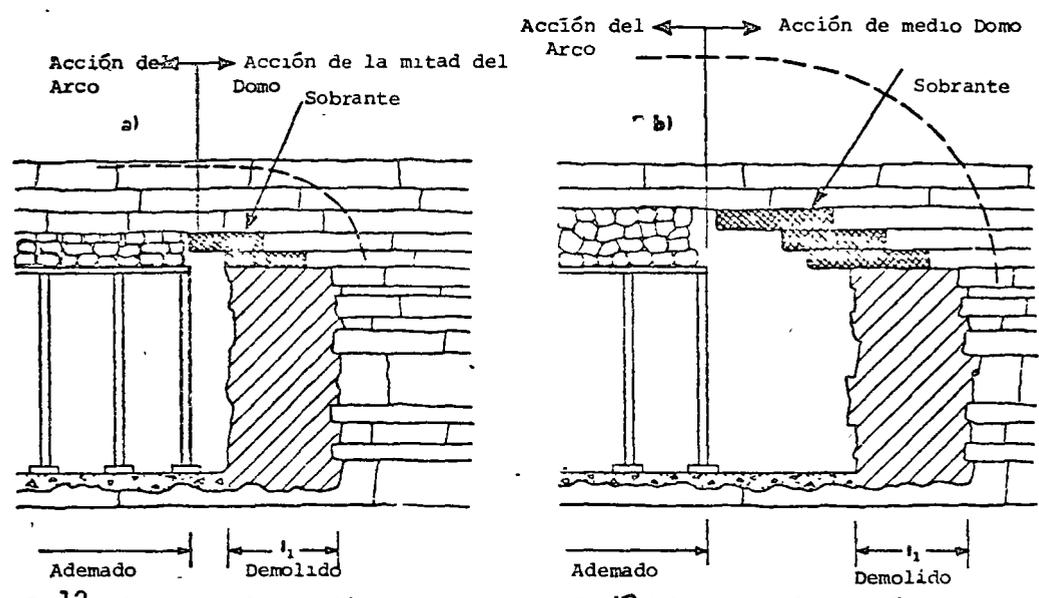


FIG. 12 Sobrante si la sección sin soporte muy chica

Fig. 13 Sobrante si la sección sin soporte es Larga

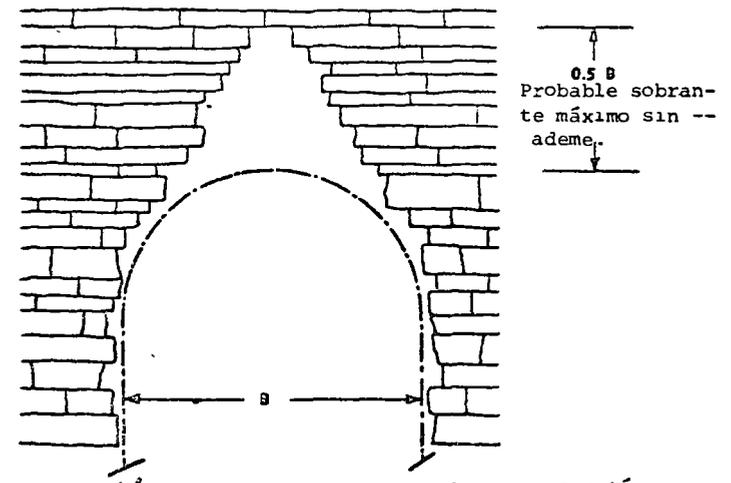


FIG. 14. Todo el Sobrante si el Soporte no está Instalado.

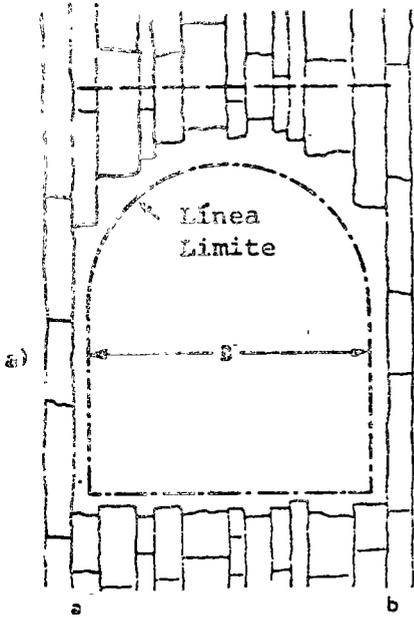


Fig. 15

Juntas Transversales.

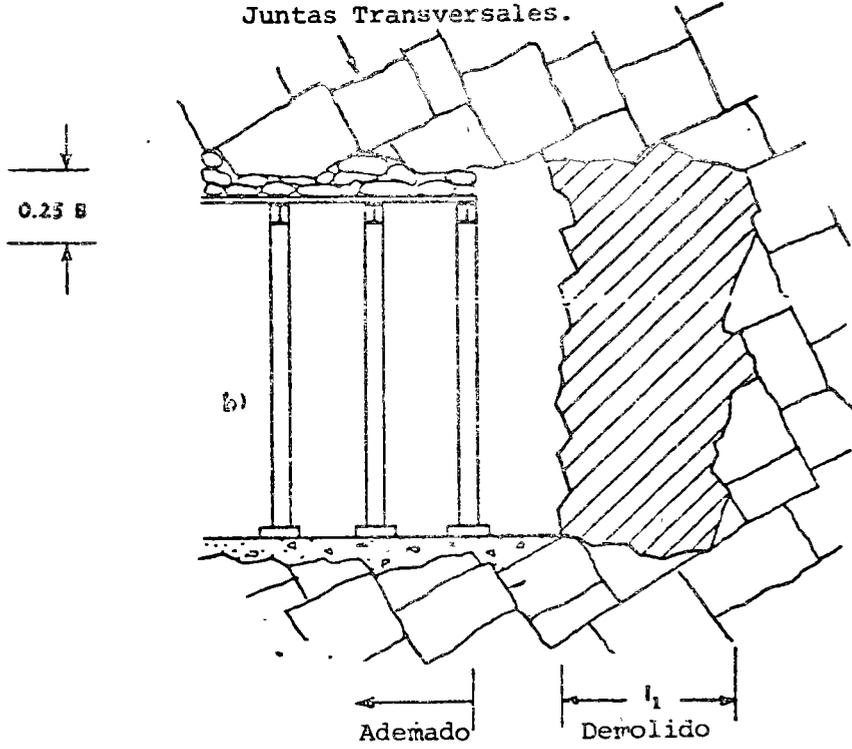


Fig. 16

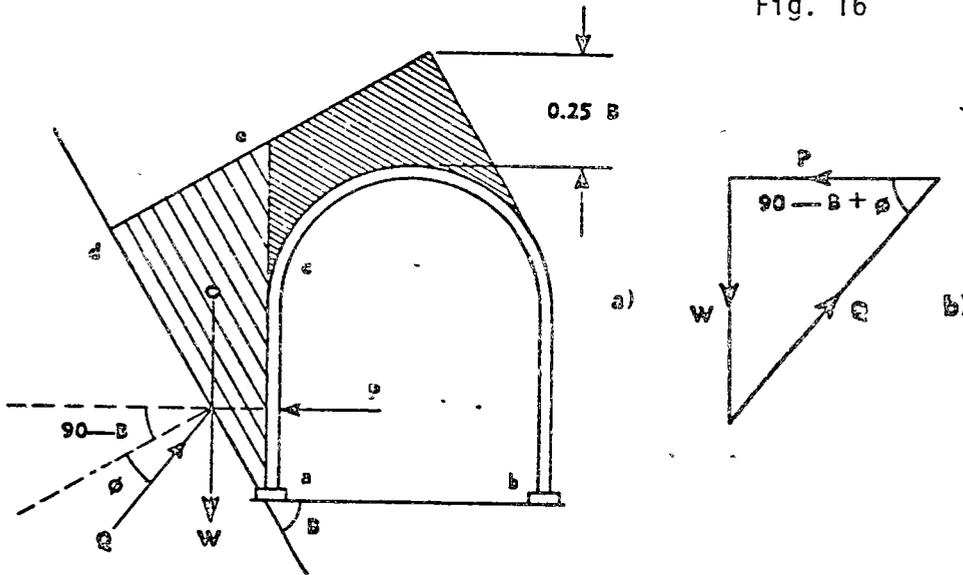


Fig. 17

la cuña ad empuja el soporte ac. Si en d no hay adherencia y c - está cortado, la masa cefg gravita sobre el techo del túnel y la cuña ade se mantiene en equilibrio por la acción de W (peso), y Q (reacción) y P (empuje) conociendo W en magnitud y dirección y Q y P en dirección, componemos el triángulo de fuerzas y determinamos Q y P.

El ángulo θ depende de la roca, de los planos de estratificación y de la presión del agua que pudieramos encontrar.

Cargas en roca explosiva. Si la roca se encuentra en un estado de intensa deformación elástica debido a estados permanente de presiones horizontales, originados por fenómenos de plegamientos tectónicos o por otras causas, se puede producir el fenómeno de la roca explosiva (Popping) manifestado por el desprendimiento violento de lajas de roca que salen proyectados a gran velocidad. Este fenómeno puede controlarse con un ademe sencillo y puede calcularse con $0.25 B$.

Cargas en roca fisurada. Las excavaciones subterráneas en rocas fisuradas depende de la orientación de las fisuras; si estas son paralelas a la superficie del terreno, se tratan similarmente a las estratificadas; pero si el fisuramiento es irregular, la fricción y la trabazón dentro de la masa rocosa actúan muy favorablemente siendo la carga de roca del orden de $0.25 B$.

Cargas en roca trituradas. En las excavaciones de galerías en roca quebrada que comprende desde roca muy fragmentada hasta roca muy triturada cuyo comportamiento puede caer dentro del de las arenas, es típico el fenómeno del arqueo, que puede definirse como la capacidad de la roca que situada sobre el techo del túnel --- transmite la presión debida a su peso a las masas colocadas a los lados del mismo. Este efecto es igual al del arqueo de arenas.

Fig. No. 18.

La masa de roca abcd afectada por el arqueo W_2 tiende a penetrar en el túnel en tanto, no se coloque el ademe adecuado, por el efecto del arqueo se transfiere en su mayor parte a las masas laterales de roca y es resistida por la fricción que se desarrolla en las superficies ac y bd.

$$B_1 > B, \quad D \approx 1.5 B_1$$

Si la roca cede un poco en el techo del túnel, la carga sobre el techo $H_{p \text{ mín}}$ es menor que la carga correspondiente a la zona de arqueo D ; si sigue aumentando la deformación del arco del túnel, tenemos un $H_{p \text{ mín}} < D$. En realidad la carga sobre el arco H_p real, queda comprendida por $H_{p \text{ mín}}$

$$H_{p \text{ mín}} < H_p < H_{p \text{ máx}}$$

Cuando el ademe ya está trabajando, la carga de roca aumenta con el tiempo, pero con velocidad decreciente hasta el valor dado por Terzaghi de $H_{p \text{ ult}} \approx 1.45 H_p$, $H_p = f(B_1)$, $H_p = CB_1$, en donde C es una constante que depende de la compacidad de la roca y de la distancia de cedencia del túnel antes de instalar el ademe.

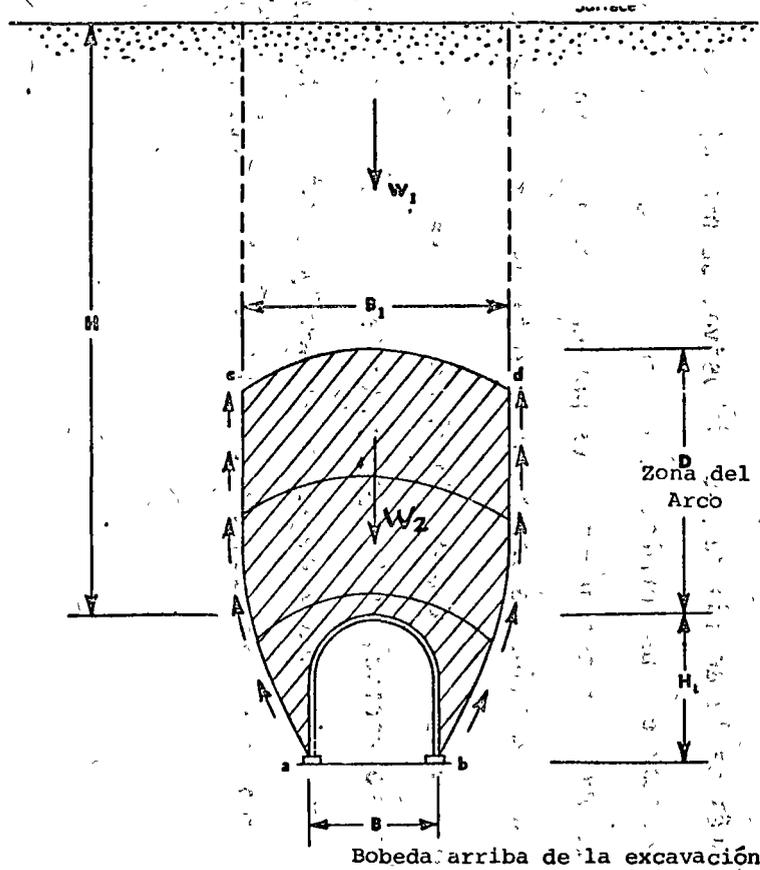


Fig. 18

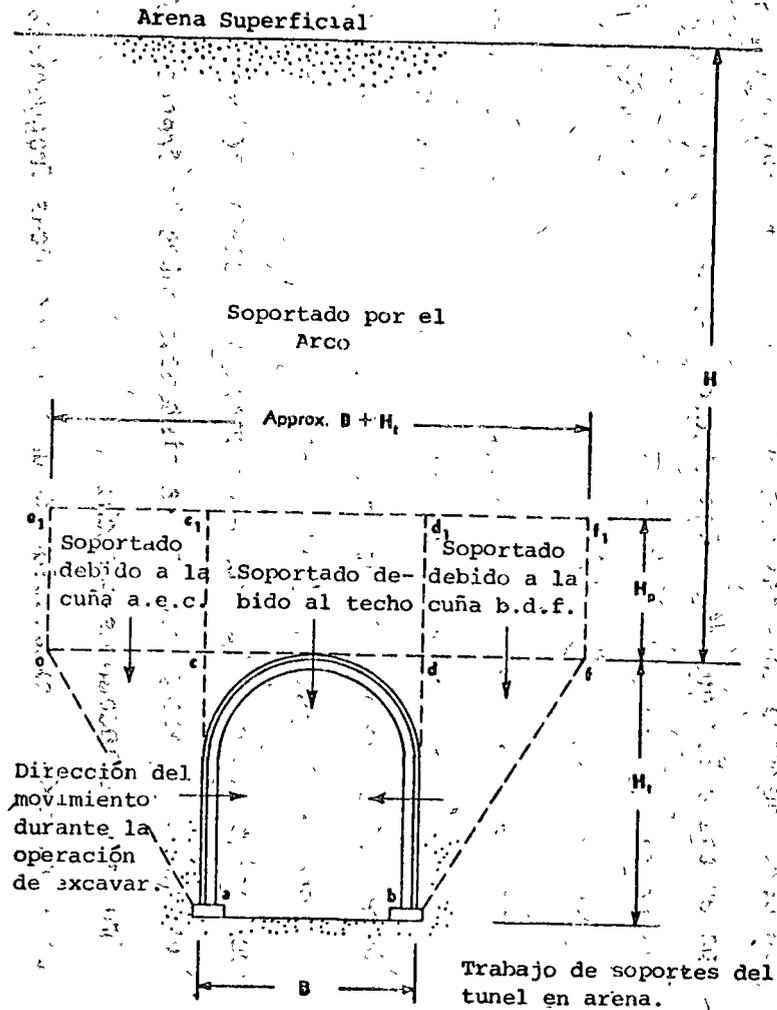


Fig. 19

queos son irregulares, es probable que se tengan presiones, en el techo y en las paredes de la excavación.

La carga de roca en estas formaciones está determinada por leyes parecidas a las que rigen los efectos del arqueo de las arenas;-- la carga H_p es independiente de la profundidad y depende linealmente de la suma $B + H_p$.

La acción de arco descrita se aplica al caso de una carga de roca soportada en dos sentidos localizados en el plano normal al eje del túnel pero en la vecindad inmediata al frente de trabajo,-- la roca está soportada tridimensionalmente, apoyada en las paredes del túnel y en la frente de trabajo. Esta acción de domo es por tanto más favorable, si la distancia entre la frente y el último marco colocado es pequeña.

En el caso de la excavación de un túnel en rocas fragmentadas y en general para cualquier tipo de roca, podemos decir, que no se adapta de inmediato al nuevo estado de esfuerzos; por lo que después de la acción de los explosivos se produce el domo de bloques inestables que termina en la zona ademada del túnel; el frente de ataque se sostiene entonces por un cierto tiempo, al cabo del cual, la caída de los bloques continua, formándose la cúpula de otro domo inestable. Si el ademe sigue sin colocarse, el efecto es progresivo; el tiempo que la masa inestable de bloques se sostiene así misma depende de la forma y tamaño de los bloques, del ancho de las juntas, de la matriz que las ocupe y de la distancia

Si la roca está totalmente triturada con aspecto de arena

$$B_1 = B + H_t$$

la carga H_p sobre el techo del túnel puede determinarse según

$H_p = C B_1$, con los siguientes valores dados por Terzaghi:

	H_p	Cedencia
Equivalente a:		
Arena suelta	$H_p \text{ min} = 0.27 (B + H_t)$ $H_p \text{ max} = 0.60 (B + H_t)$	$0.01 (B + H_t)$ $0.15 (B + H_t)$
Arena compac.	$H_p \text{ min} = 0.47 (B + H_t)$ $H_p \text{ max} = 0.60 (B + H_t)$	$0.02 (B + H_t)$ $0.15 (B + H_t)$

La presión sobre las paredes puede calcularse con la fórmula:

$$p_n = 0.30 w (0.5 H_t + H_p)$$

en donde w es el peso específico de la masa de roca totalmente triturada.

Los valores de las presiones consideradas H_p, p_n aumentan con el tiempo en 15% que debe tomarse en cuenta al diseñar el soporte.

Debe considerarse de acuerdo a la experiencia que los valores mínimos de las cargas son mas cercanos a la realidad. Los valores máximos son conservadores.

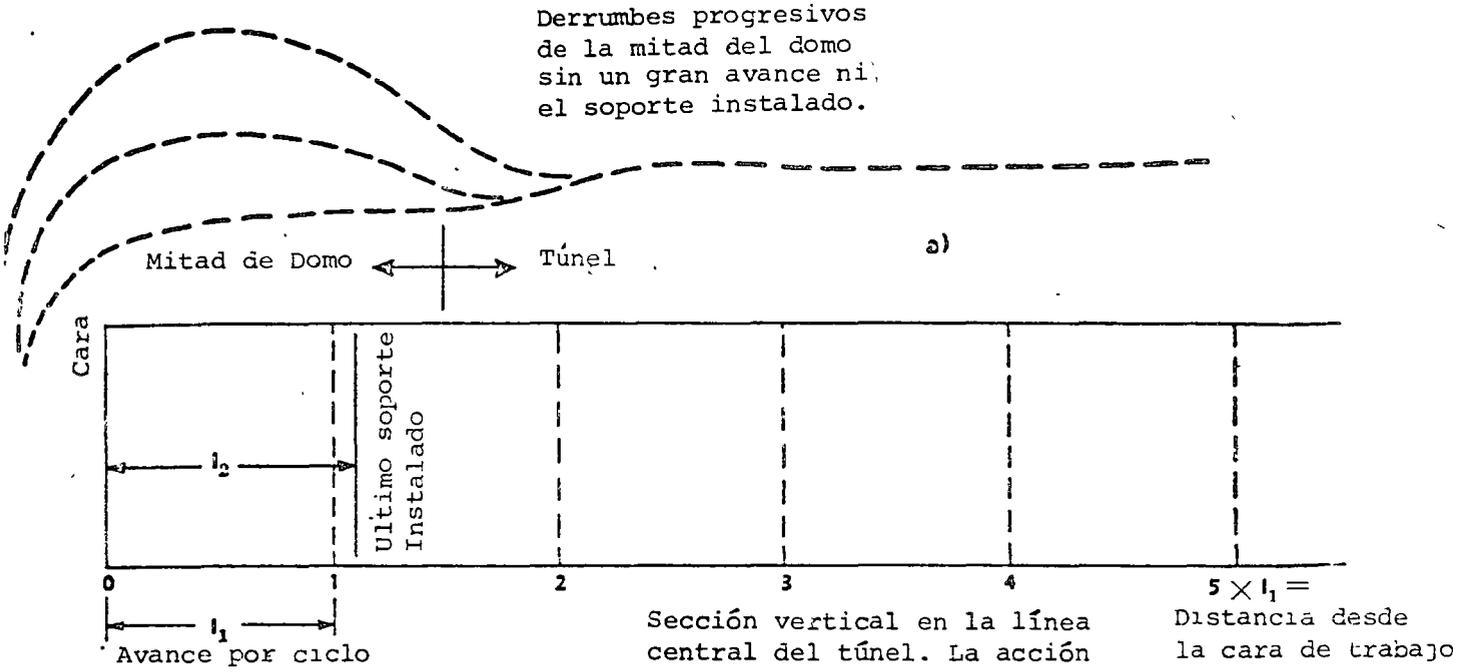
Cargas en roca fragmentada. Una roca fragmentada se define como aquella que por su gran cantidad de juntas, grietas y fisuras forma bloques independientes entre los que prácticamente no hay interacción.

El comportamiento de estas formaciones se parece al de arenas compactas de grano grueso sin cohesión. Si las juntas entre blo-

entre el frente de ataque y el ademe instalado. Al tiempo transcurrido entre la acción de los explosivos y la caída del primer domo de roca inestable se le llama Periodo de acción de puente.

En la figura No. 20 las abscisas representan el tiempo y las ordenadas la distancia vertical H entre la clave de la excavación a línea de pago y la clave de la sección de excavación real o sea la Sobreexcavación; t_b es el Periodo de acción de puente; el tiempo cero corresponde al instante de tronar la frente, H_0 es la altura de la sobreexcavación inmediatamente después de la tronada, t_c al tiempo del ciclo completo.

Si el Periodo de acción de puente, es sobrepasado y no se protege el frente con el soporte temporal indicado, la falla progresiva del domo se comporta como la curva punteada, pero si el soporte es colocado dentro del periodo de acción de puente, el frente se controla, pero debemos tomar una consideración que la carga de roca aumenta por dos razones; primero, porque al ir avanzando con el frente de ataque el efecto tridimensional de domo, se sustituye por el bidimensional de arqueado que es menos eficaz; en segundo lugar debido a que el acunamiento del ademe contra la roca no detiene el acomodamiento de ésta bajo el nuevo estado de esfuerzos producido por la excavación; estas deformaciones aumentan la carga de roca y el aumento no cesa hasta que los bloques se acomodan definitivamente. Aquí salta a la vista una condición definitivamente importante en el proceso de colocación del ademe:



Sección vertical en la línea central del túnel. La acción de puente de la roca en la mitad del domo es suficiente hasta que el soporte es colocado. La afinada (Peinada) para la colocación del soporte resulta de la nueva formación de domos superiores.

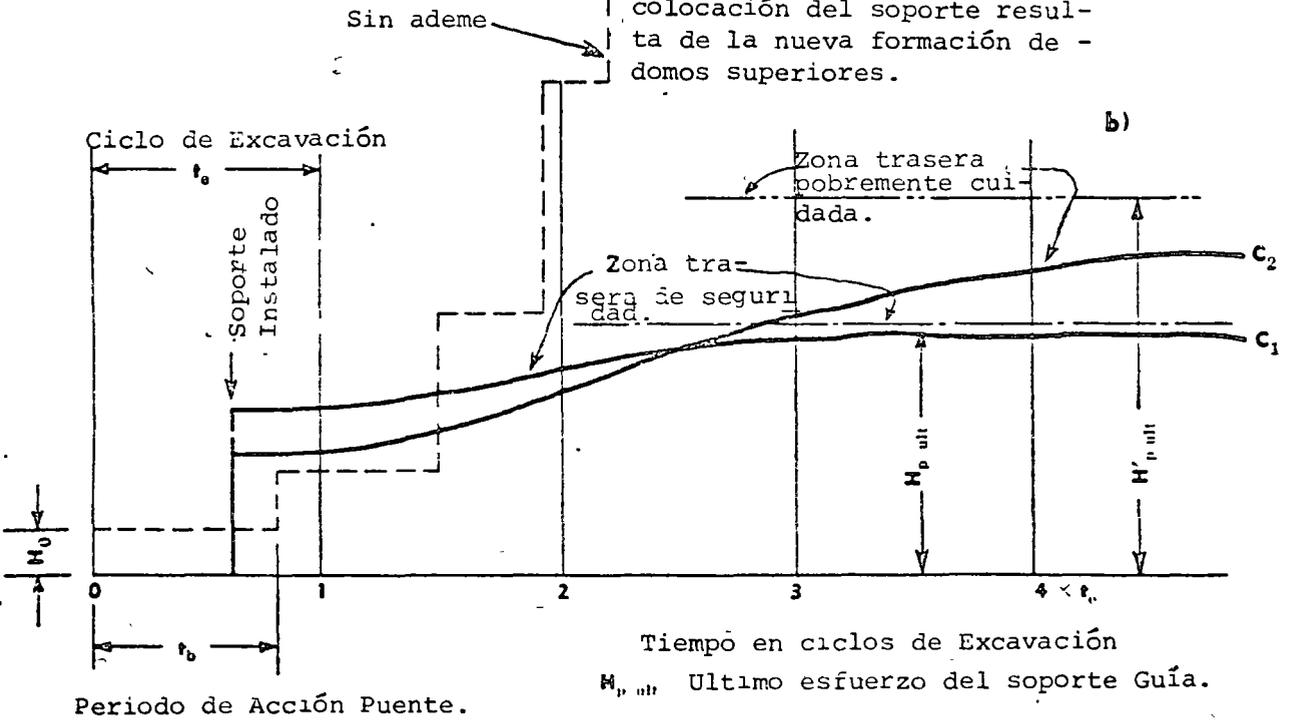


Fig. 20

"El aumento de la carga de roca y el tiempo transcurrido hasta -- que se detengan las deformaciones depende en alto grado de la calidad del acuíñamiento del ademe contra la excavación". El efecto, en la misma figura 20 podemos observar en las curvas C_1, C_2 que si acuíñamos debidamente, el tiempo mencionado es considerablemente menor, y si no acuíñamos correctamente el espacio entre el ademe y la roca, la carga inicial de roca puede ser pequeña, menor inclusive que cuando los acuíñamientos se ejecutan satisfactoriamente, pero esa carga crece durante un tiempo largo que puede ser de meses y su valor puede llegar a ser muy considerable.

La figura No. 21 nos indica también, valores de la carga de roca o de espesor de la sobreexcavación, en las ordenadas, y en las abscisas representan el tiempo de duración del ciclo de excavación para diferentes tipos de roca.

La sobreexcavación es función del tiempo que la galería permanece sin ademe mientras mayor es este tiempo mayor es el riesgo de "provocar un caído" o desprendimiento que pone en peligro la estabilidad de la excavación.

El ademe debe ser colocado antes que el tiempo de acción de puente expire ya que durante  la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento progresivo alrededor de la cavidad. Si permitimos que este proceso se desarrolle, el material caerá a la excavación hasta que el efecto de arco de las capas superiores impida la caída del material.

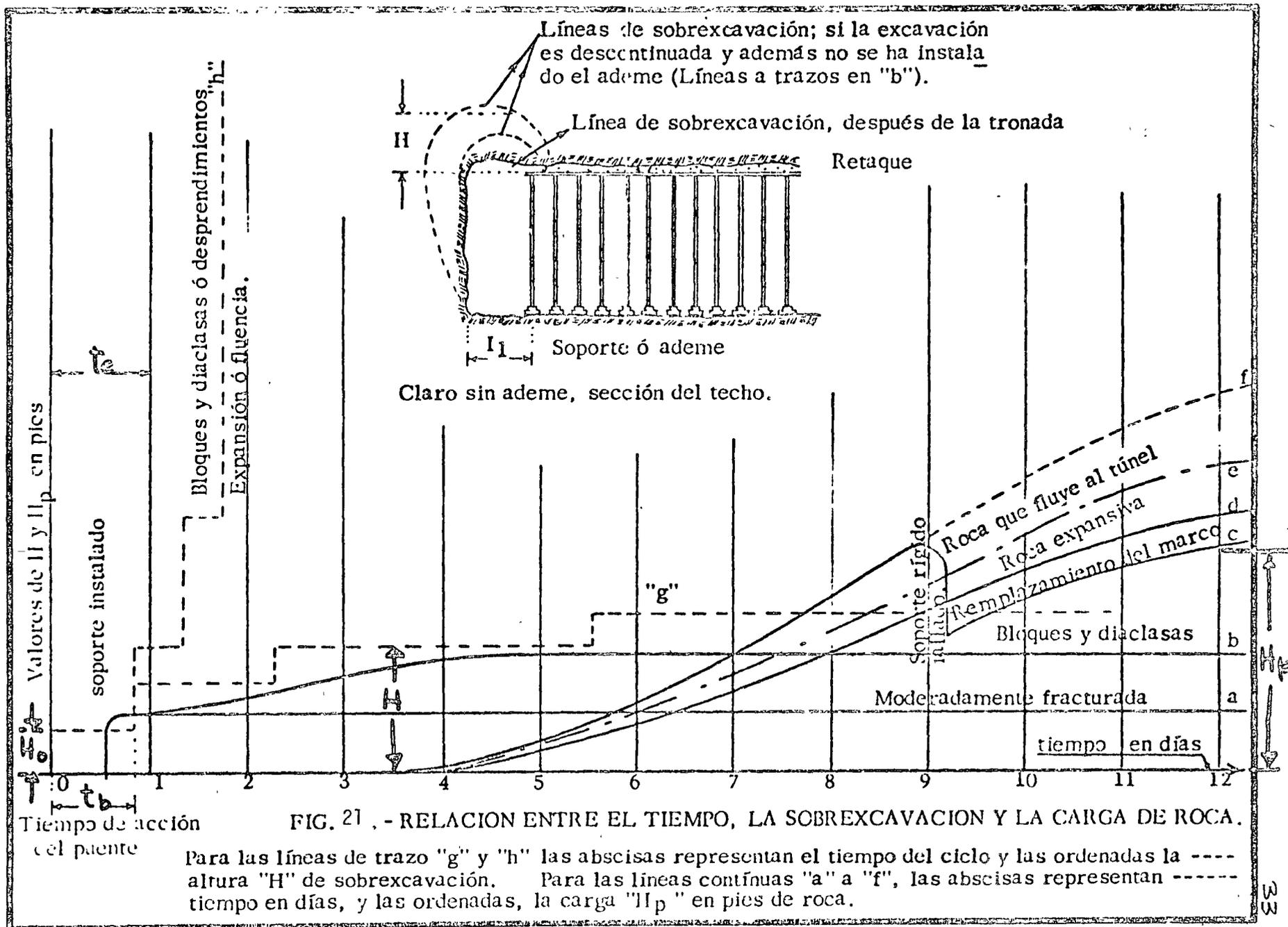


FIG. 21 . - RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBREXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA.

Para las líneas de trazo "g" y "h" las abscisas representan el tiempo del ciclo y las ordenadas la altura "H" de sobreexcavación. Para las líneas continuas "a" a "f", las abscisas representan tiempo en días, y las ordenadas, la carga "H_p" en pies de roca.

Si el ademe se coloca antes que termine ~~la~~ la carga de roca que soporta es menor que la ~~Hp~~ puesto que la formación completa del arco de material queda restringida por el propio soporte.

La distancia media que debemos considerar entre el soporte y la frente es algo mayor que el avance por ciclo de excavación y del orden del 60% del ancho B; varía con el tipo de roca y en general no debe ser mayor de 5.0 a 6.0 m.

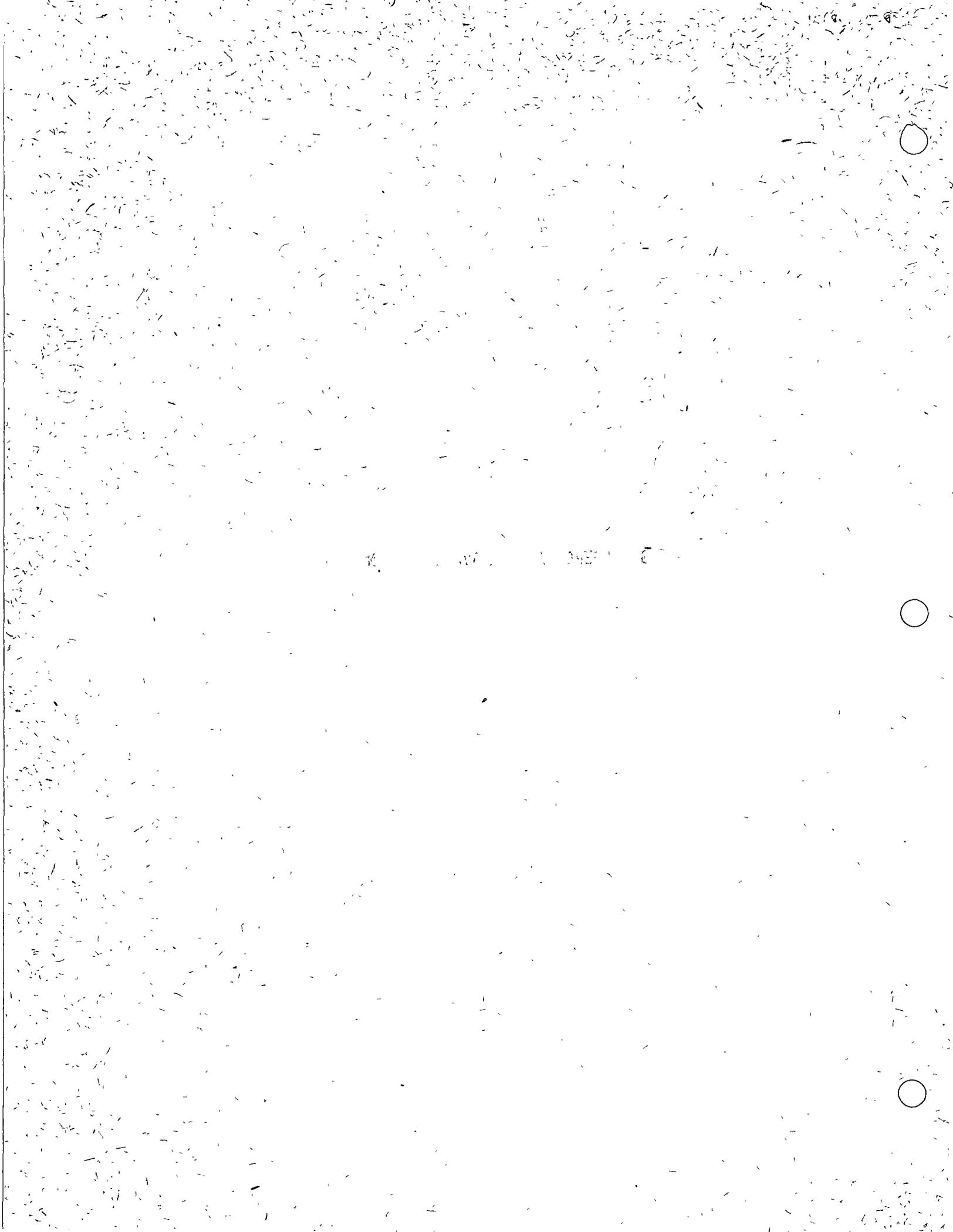
Debemos comentar adicionalmente que el período de acción de puente, evidentemente define el sistema de ataque de la galería influyendo en la programación de las operaciones de excavación.

La carga de roca puede resumirse con los siguientes números que son semejantes a los comentados en la tabla No. 1

Tipo de roca	Carga de roca Hp	
	Inicial	Ultima
Moderadamente agrietada	0	0.25 B a 0.35 (B + Ht)
Muy agrietada	0 a 0.6 (B + Ht)	0.35 (B + Ht) a 1.10 (B + Ht)

La roca triturada y la roca fragmentada no tienen una frontera específica y puede variar de 0.25 B a valores mayores, típicos de roca triturada. La presencia de agua y arcilla entre los bloques -- puede aumentar considerablemente la carga de roca.

3. ADEME-PARA EXCAVACIONES EN ROCA



3. ADEME PARA EXCAVACIONES EN ROCA

3.a. Marcos.

Podemos decir genéricamente que, el ademe en una cavidad subterránea, es la estructura que debe colocarse para proteger la excavación inmediatamente después de la tronada, llevando y no este soporte lo más cercano posible al frente de ataque; debe planearse para trabajar temporalmente hasta en tanto no sea colocado el revestimiento definitivo, y debe también diseñarse con una estimación de cargas que depende de las características de la roca que imperan en la vecindad de la galería, y de las dimensiones de la sección. Dentro de las estructuras de carácter temporal, destacan por su facilidad de colocación y por su versatilidad, los marcos que pueden ser metálicos o de madera; la elección en caso de duda, depende básicamente del punto de vista económico, sabiendo de antemano que para secciones medianas o grandes conviene el marco de acero.

En la figura No. 22, destacan las siguientes ventajas del marco metálico sobre el de madera:

- a. Más ligero, colocación rápida, mayor economía
- b. Menor sección de excavación
- c. Requiere menor volumen de concreto
- d. Refuerza la sección de concreto, ahogándolo
- e. Ocupa menor espacio en el túnel.

Para secciones pequeñas puede en algunos casos ser más económica la protección con marcos de madera. Los marcos de madera deben quedar--

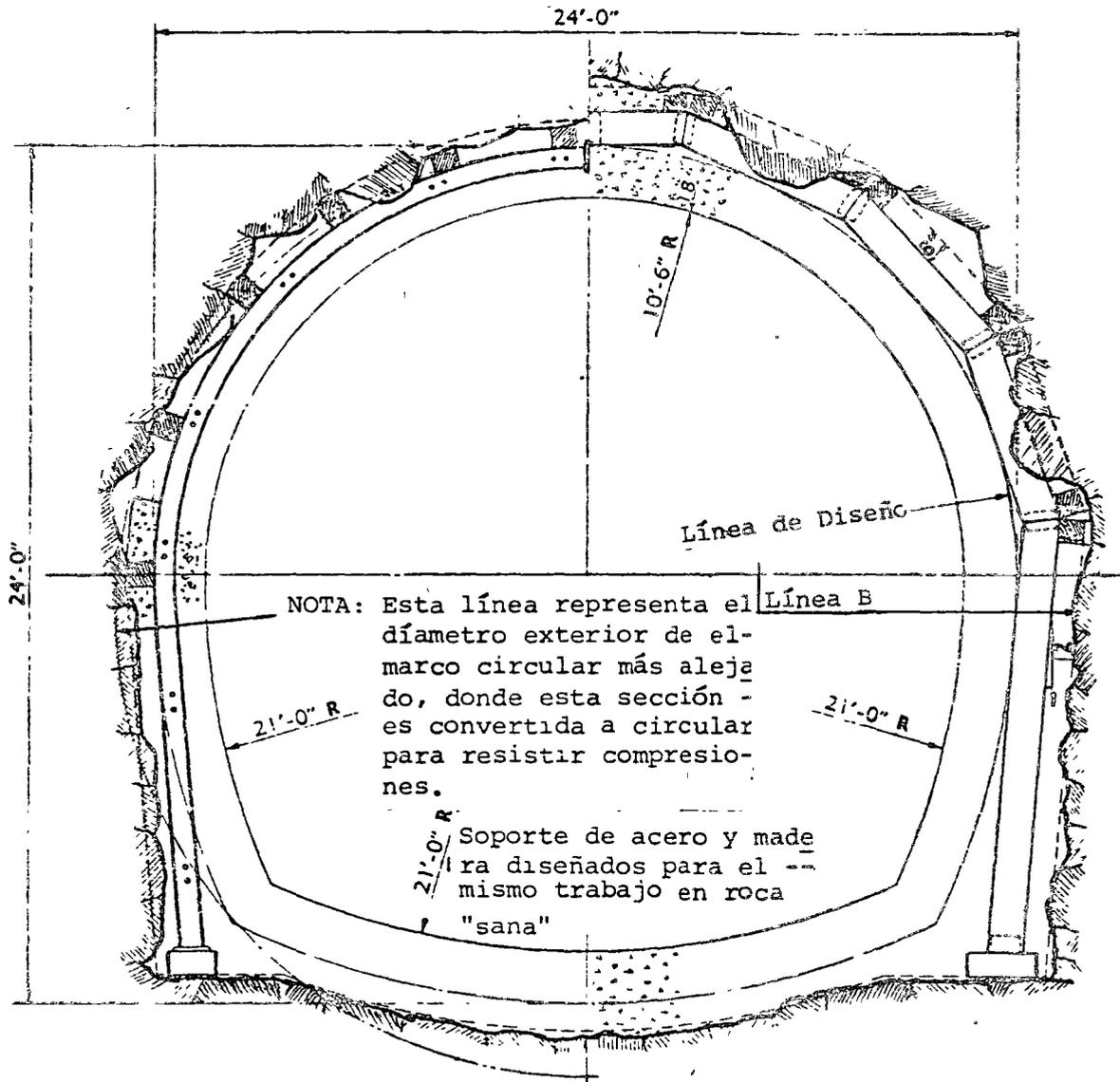


Fig. 22

fuera de la sección teórica de revestimiento ya que sus características de resistencia y duración son más desfavorables que las del concreto; en cambio el marco de acero debe quedar integrado a la sección teórica del revestimiento definitivo, esto queda previsto al diseñar el espesor del concreto; se preserva así el marco metálico, contra la corrosión y aumenta con esta combinación el factor de seguridad de la protección definitiva considerando que el ademe por sí, soporta la carga.

Otra ventaja favorable al marco metálico es que requiere de menor cantidad de personal para el montaje; el marco de madera se coloca con gente muy especializada que cada vez es más difícil de conseguir; el marco metálico se coloca casi armado, con mucha rapidez y requiere de personal que se habilita fácilmente.

Los marcos deben colocarse en línea y nivel, de acuerdo al proyecto al terminar la limpia de la rezaga, antes de iniciar la barrenación siguiente; el espacio entre la pared interior del marco y el terreno natural se retaca con madera formando "huacales" que transmiten las cargas al marco y que son fijados firmemente con cuñas de madera. Este retaque nunca se fija con clavos.

Los segmentos de los marcos de madera se ligan entre sí con clavos, así como los separadores; en el caso de los marcos metálicos se ligan con tornillos y soldadura.

Los ademes de lumbreras deben "colgarse" de un marco fijado muy firmemente, (de acero o de concreto), independientemente de que, demos

el "castigo" necesario con la presión de retaque y cuñas de madera o con anclas de fierro, estos marcos principales se llaman "marcos-madrina" y deben colocarse cada 10 ó 20 metros, de modo tal, que a determinada profundidad no todo el ademe quede suspendido del primer marco madrina.

Las "patas" de los marcos deben colocarse con un "escantillón" para garantizar la separación transversal, que tenga una marco o "punto" al centro del mismo, para que ligado provisionalmente a las patas-- del marco en su parte inferior se mueva a uno y a otro lado, según-- señales del topógrafo para que el punto quede en coincidencia con la visual del tránsito que dará el alineamiento por el eje del túnel.

La parte superior de los postes se alineará en la misma forma que-- la inferior. Una vez nivelados y centrados los postes del marco, se ligan al marco anterior con sus respectivos tensores y separadores. La verticalidad en el sentido longitudinal se comprueba con nivel de albañil.

Habiendo verificado la colocación de los postes se procede al montaje de los arcos que puede llevarse a cabo normalmente con un malacate de aire, estrobos y una "patesca" auxiliándose en caso necesario con el equipo de carga o bien con la plataforma de barrenación.

El topógrafo con el tránsito dirige la maniobra centrando el arco,-- dirigiendo su visual a la unión de las piezas.

Verificada la posición correcta del marco se atornillan fuertemente a las placas de unión. En algunas ocasiones sobre la plataforma de barrenación se montan las piezas que forman los arcos armados del --

marco, de tal manera que puedan deslizar, subir y bajar con mucha rapidez, deslizándolos sobre un riel o canal hacia la frente en donde son recibidos por alguna estructura móvil que nos auxiliara en el ensamble de las patas con el arco.

Con el marco en su posición correcta se procede de inmediato al retaque de madera que consiste en el aseguramiento (castigo) del marco y en el retaque.

El castigo del marco consiste, de acuerdo al diseño del marco en colocar en los puntos de transmisión de cargas, bloques de madera entre el patín exterior del marco y la superficie de la excavación, estos puntos deben ser dos en la clave, uno en cada extremo del eje horizontal y varios puntos más a uno y otro lado del eje, equidistantes del eje del marco, según sea el tamaño de la sección.

El retaque propiamente dicho consiste en rellenar en forma ordenada con madera de dimensiones adecuadas, el espacio entre los bloques de madera y el terreno en el claro entre dos marcos, soportando la roca, pero sin llegar a cubrirlo totalmente. Tanto el castigo como el retaque de madera, deben amacizarse con cuñas de madera colocadas convenientemente.

Las cuñas de madera deben colocarse como tales, por lo tanto "nunca deben usarse clavos" ya que son elementos indispensables para recastigar el ademe.

Debe tenerse siempre en el frente sobre la plataforma de barrenación madera para el retaque de 2"x8"x8', 4"x8"x8', 8"x8"x8' y cu-

ñas de 3"x6"x8' en cantidad razonable.

El período de acción de puente t_p afecta la secuencia de las operaciones; en efecto: Si el período de acción de puente es muy corto y no permite la rezaga con seguridad, es necesario cambiar la--secuencia de las operaciones y soportar el techo del túnel antes--de rezagar.

Si el período de acción de puente permite rezagar con seguridad,--las operaciones del ciclo se desarrollan normalmente y la erección del ademe se puede llevar a cabo desde el jumbo de barrenación.

Si el período de acción de puente es muy largo, equivalente a tener buenas condiciones de roca, el montaje del ademe se puede llevar independientemente del ciclo apoyándonos en una plataforma especial que permita el flujo permanente del equipo. Este caso, aunque no es muy recomendable, porque somos descuidados en los aspectos de "seguridad", es muy tentador ya que, acorta considerablemente el tiempo del ciclo de excavación.

La elección del sistema de ademe metálico depende del método de --ataque elegido y este depende de las características de la roca y de las dimensiones de la sección de excavación.

Los métodos de excavación más usados son: a) A sección completa;-- b) media sección superior y banqueo; c) Media sección superior en primera etapa y banqueo en segunda etapa; d) Con túneles piloto laterales; e) Con tres túneles piloto.

Los principales tipos de marco que se adaptan a los métodos de excavación son los que muestran en figura 23 denominados A, B, C, D, E y F.

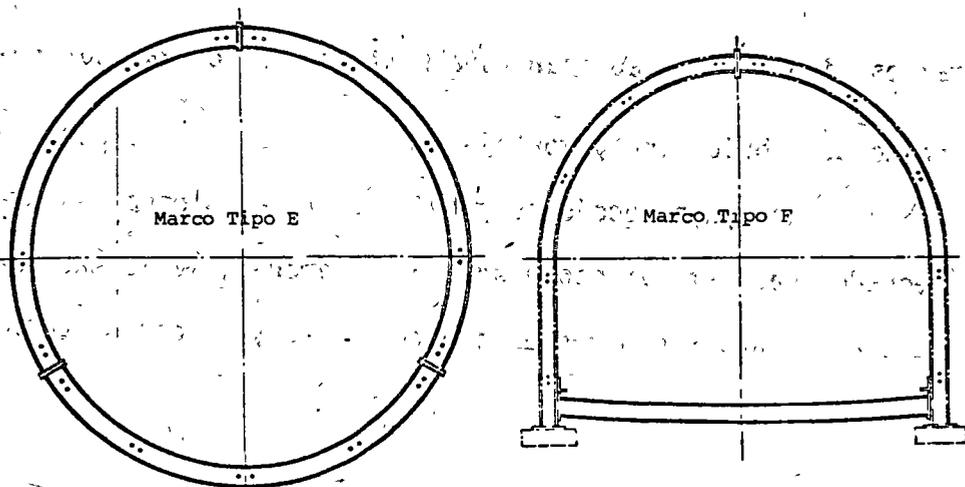
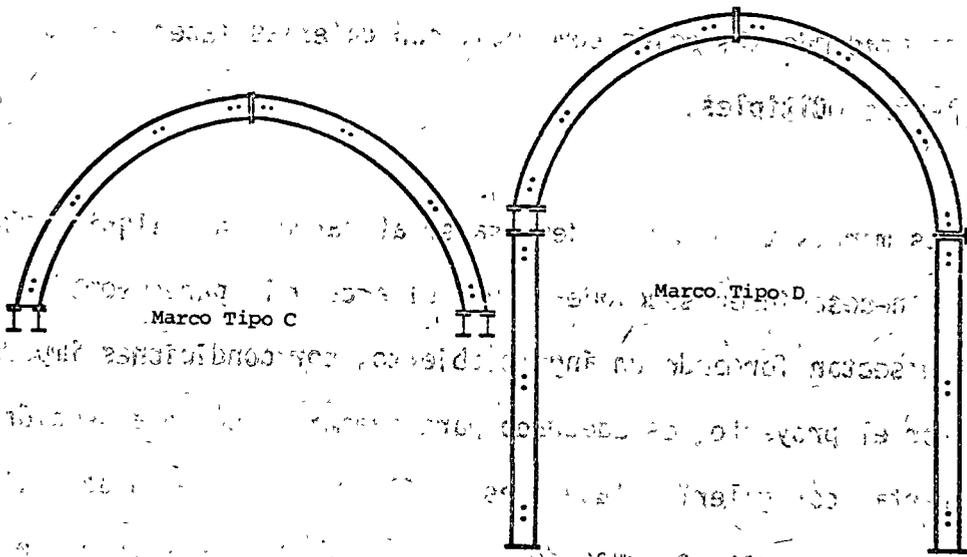
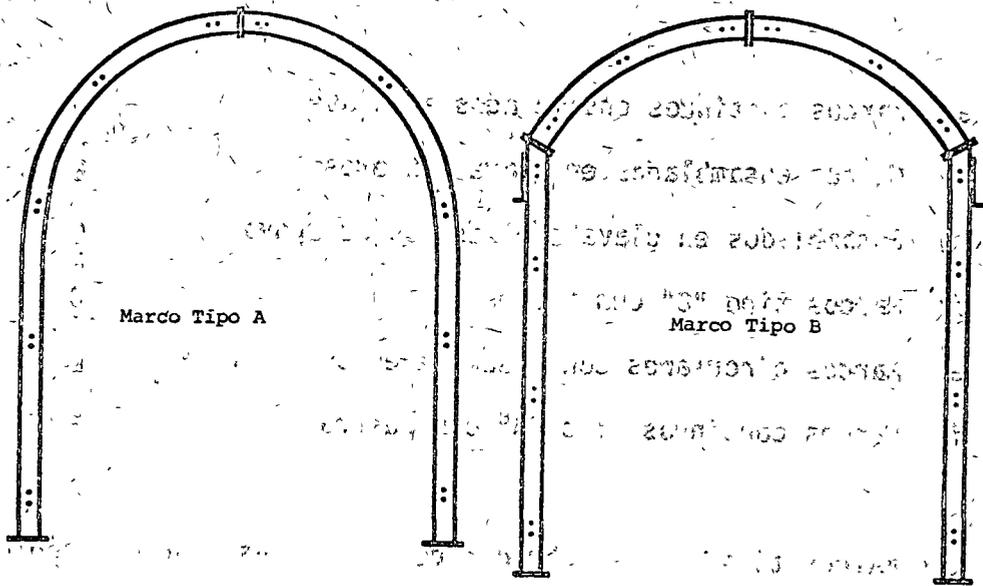


Fig. 23

- | | |
|--|---|
| a) Marcos continuos ensamblados en clave | A |
| b) Marcos ensamblados en clave y apoyos | B |
| c) Ensamblados en clave con rastras de apoyo | C |
| d) Marcos tipo "C" con postes | D |
| e) Marcos circulares con ensamble en tres puntos | E |
| f) Marcos continuos tipo "A" con rastra | F |

Los marcos tipo "A" se fabrican de dos piezas, son muy rápidos de colocar, el costo de fabricación y colocación es muy bajo. En algunas ocasiones se usan de dos, tres o cuatro piezas; pueden usarse atacando a sección completa, con galerías laterales, o con galerías múltiples.

Los marcos tipo "B" pueden usarse atacando con cualquier método; es necesario en secciones donde el arco y la pared vertical se intersectan formando un ángulo abierto, por condiciones impuestas-- por el proyecto, es adecuado para ademar atacando a sección completa, con galerías laterales y múltiples. También se utiliza en donde hay restricciones de embarque y de manejo puesto que las piezas son ligeras y manejables.

Los marcos tipo "C" se fabrican usualmente de dos piezas son de bajo costo de fabricación y montaje, algunas veces de fabrican de tres o más piezas para secciones grandes en roca no competente;-- son adecuados para atacar media sección y banqueo, media sección-- en la primera etapa y banqueo en segunda etapa y a sección comple

ta, en secciones grandes son indicados para excavaciones con sistemas de galerías laterales y múltiples.

Los marcos tipo "D" son usados en los ataques de media sección y banqueo simultáneo; colocando primero los arcos sobre las rastras y apoyando estas en los postes al banquear.

En túneles largos excavados en roca de mala calidad donde se requiere recibir rápidamente el techo con los sistemas de galerías laterales y múltiples son también convenientes.

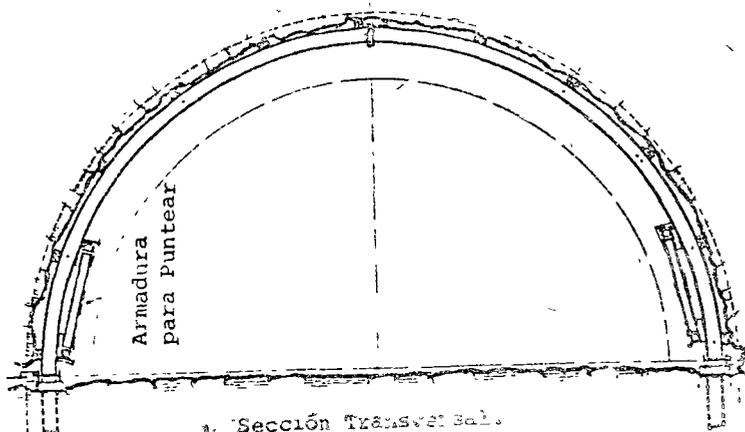
En galerías excavadas a sección completa donde los soportes no se requieren muy cercanos a la frente.

Se utilizan también para sección completa en donde el arco y la pared vertical, forman un ángulo abierto por condiciones impuestas por el diseño.

Los marcos tipo "E" para sección circular continua se utilizan en ataque a sección completa y en media sección superior y banqueo, en túneles donde se tienen empujes laterales provocados por rocas expansivas, por rocas trituradas o por arcillas que fluyen plásticamente, que tienden a cerrar la sección, con empujes radiales en todo el perímetro.

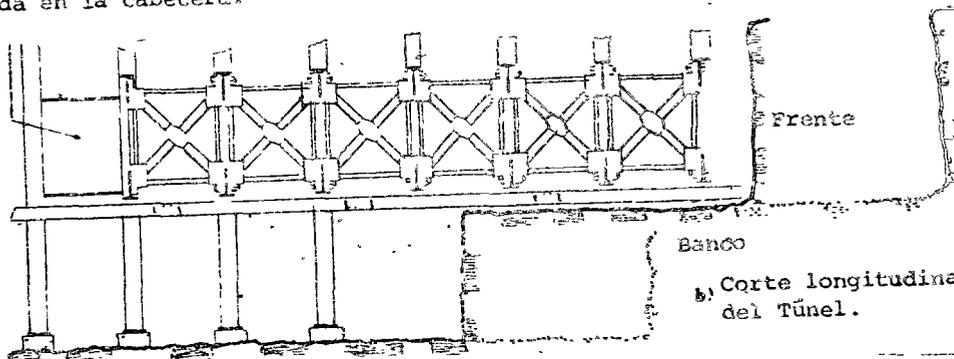
Los marcos tipo "F" son usados para problemas semejantes en empujes laterales.

En la Figura No. 24 y 24 bis., consideramos condiciones específicas de Soporte en terreno difícil y el montaje de tensores y piezas de compresión entre marcos.

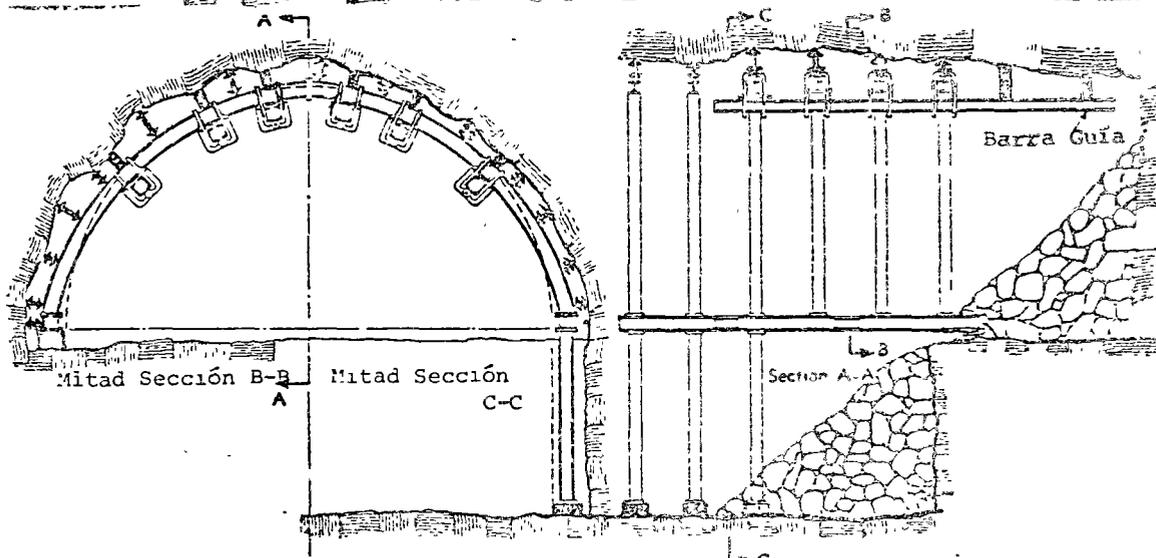


a. Sección Transversal.

La armadura ha sido removida y montada en la cabecera.



b. Corte longitudinal del Túnel.



NOTA: ↑ Indica calzas entre Roca y marco
 ↓ Indica calzas entre la barra guía y roca o marco.

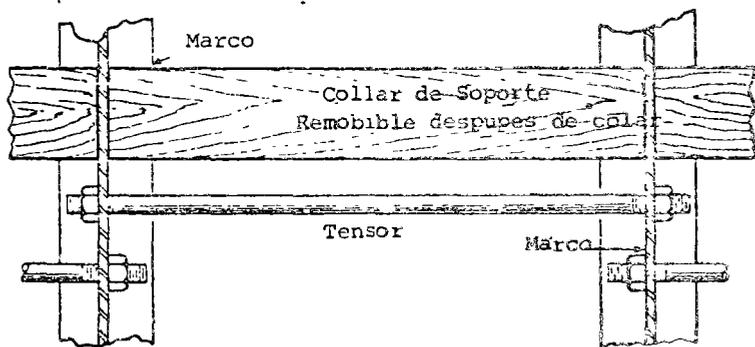


Fig. 24

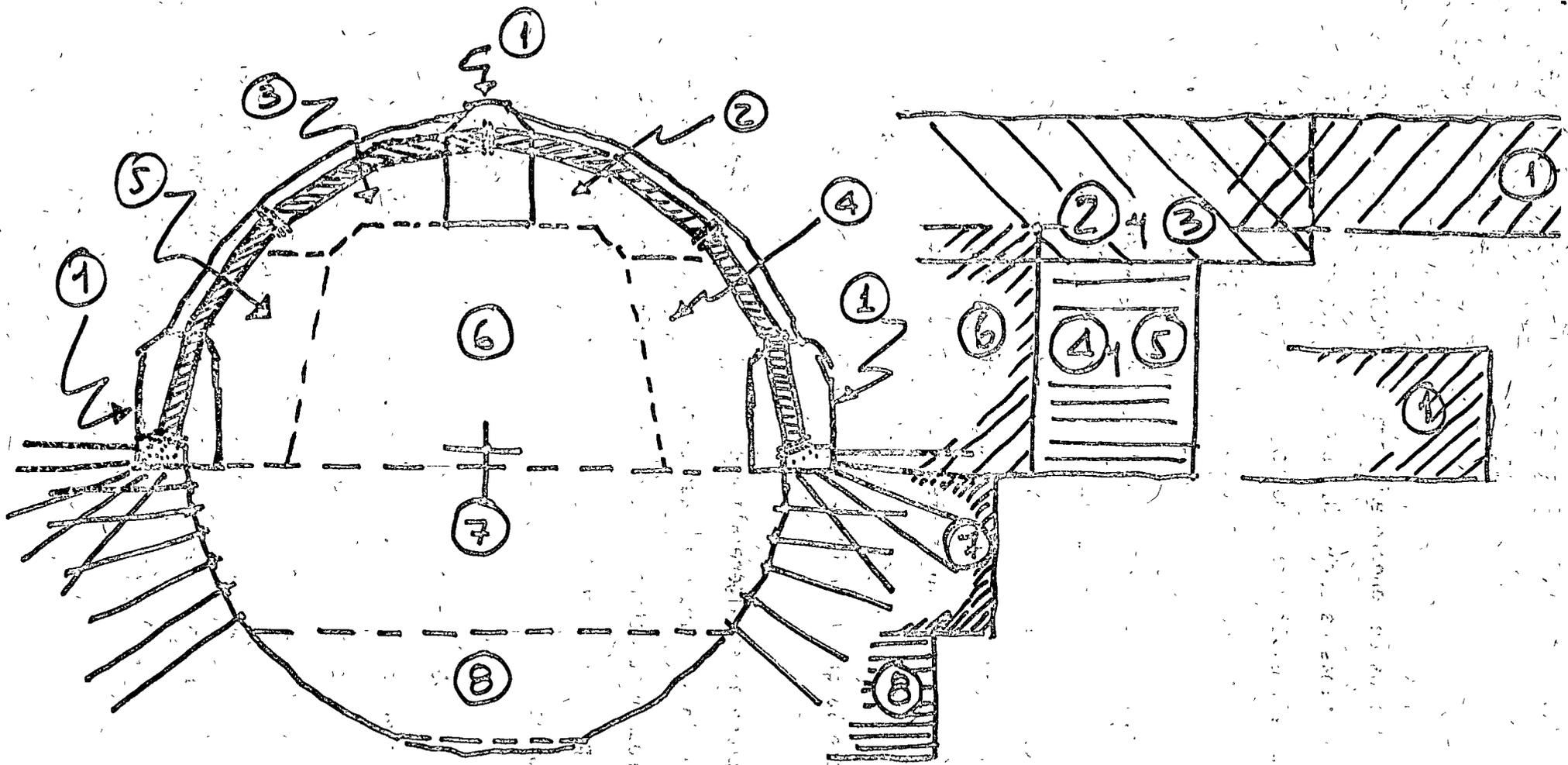


Figura 24 B

Colocación del soporte temporal en terreno muy difícil con galerías múltiples, excavando y colocando las piezas que forman el marco según el orden de la numeración y reforzados con anillos de adobermencia. Para $\phi > 10.0 \text{ m}$.

3.b. Anclas.

Las anclas o pernos de soporte empezaron a popularizarse a partir de 1948 en las minas de carbón de Estados Unidos, es por tanto un soporte temporal relativamente nuevo y no del todo conocido, que consiste en colocar los pernos del tipo y de la longitud adecuadas ligados o no, entre sí, con canales de fierro siguiendo un patrón previamente establecido, comprimiendo la roca antes de que empiece a sufrir deformaciones con el fin de que el sistema de roca-pernos sea capaz de autosoportarse y soportar la correspondiente carga de roca, excepto cuando las anclas soportan fragmentos sueltos. Será condición necesaria que los sistemas de anclaje se coloquen inmediatamente después de abrir las excavaciones y que la roca sea competente, para lo que deben hacerse pruebas previas de la capacidad de la roca.

No hay un procedimiento generalizado para calcular un sistema de anclaje, por lo que para cada caso se analiza el mecanismo de falla de la roca y se determina el número de anclas necesario de acuerdo al patrón de barrenación más conveniente en función de la capacidad de los pernos.

Los detalles del refuerzo con pernos deben basarse en la información geológica sobre la localización de fallas, grietas, juntas, sismos, propiedades físicas de la roca, etc. Un espaciamiento basado en las condiciones de la superficie de la excavación, puede tener consecuencias graves.

El perno de anclaje o perno de roca consiste en una varilla de fierro liso o corrugado que se hace trabajar a tensión, quedando fijo un extremo dentro de la masa de roca en un barreno perforado pre-

viamente, de diámetro y longitud adecuados, el otro extremo generalmente con cuerda, fuera de la roca, sirve para aplicar la tensión, con el par indicado, con una llave de impacto.

En algunas ocasiones se utilizan barras de acero de refuerzo sintensar para estabilizar la roca, actuando pasivamente es decir la roca se afloja antes que el perno puede ejercer compresión alrededor de la excavación.

La resistencia de un perno de roca está definida por su longitud de anclaje y se considera competente si la tensión aplicada puede llegar al límite elástico del acero; en la práctica la tensión que se aplica a los pernos es del orden de $2/3$ del límite elástico.

Desde hace algún tiempo se han venido usando los pernos con mortero de cemento con el fin de que trabajen permanentemente, protegiéndolos contra la corrosión y contra posibles pérdidas de tensión originadas por sismos, voladuras, etc; esta condición favorable que hace que la compresión efectiva de la roca no se pierda, ha difundido más la utilización de los pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje se pueden dividir por otra parte en dos clases principales:

a) Pernos de expansión. Son los que se pueden subdividir en pernos que se fabrican en la obra, los de cuña y en pernos de concha de expansión que se fabrican en varios tipos.

b) Pernos de fricción o inyectados. Pueden ser desde simples varillas de fierro corrugado de corta longitud introducidas en un barrero que previamente ha sido llenado con mortero fresco y los per-

nos de expansión de cuña o de concha con inyección de mortero posterior al tensado. Una variante del perno de fricción es el tipo-PERFO.

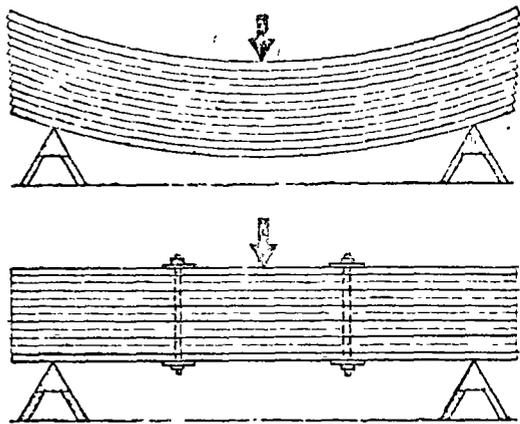
En las figuras Nos. 25 y 26 se aprecian el mecanismo de soporte y los principales tipos de pernos.

Las anclas soportan la roca de las excavaciones subterráneas mediante las suposiciones siguientes:

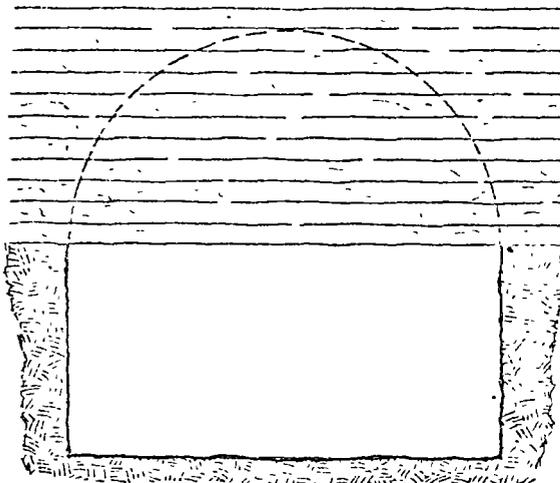
a) Por suspensión. Cuando se colocan aisladamente para soportar fragmentos de roca que pueden desprenderse.

b) Formando vigas o losas. Este concepto se ha utilizado con buenos resultados en rocas sedimentarias aunque es válido para cualquier tipo de roca de buena calidad, en los techos planos de las excavaciones, en donde se utilizan para completar el concepto de trabe compuesta, tirantes o canales para absorber las tensiones. Las anclas unen entre sí a los estratos que no tienen adherencia, formando la viga autosoportante, capaz de soportar la correspondiente carga de roca. Fig. No. 27.

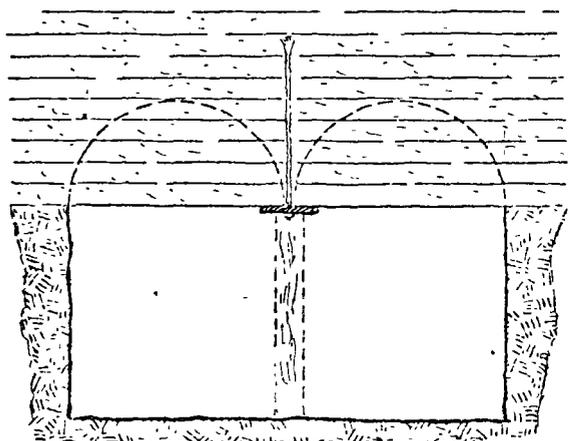
c) Formando arcos. Los arcos de la sección de las galerías se refuerzan igualmente, formando una sección capaz de resistir la carga de roca; la tensión de los pernos, forma una zona de compresión alrededor de la excavación. Fig. No. 28



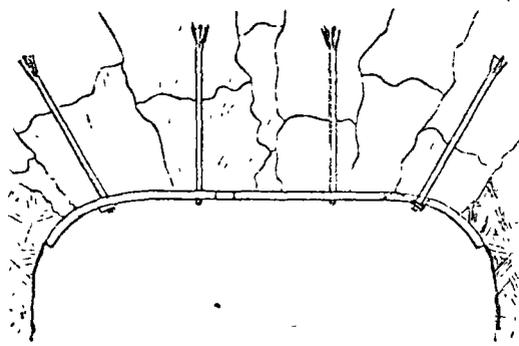
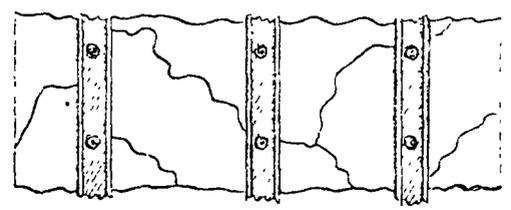
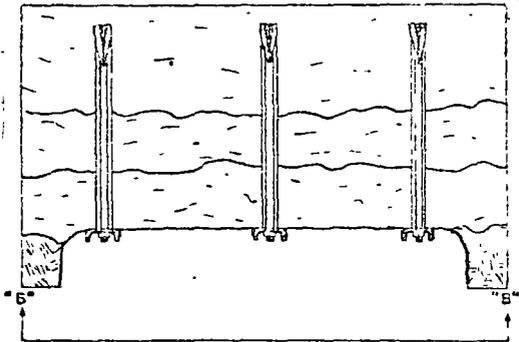
Los estratos apernados trabajan de conjunto como una sola viga



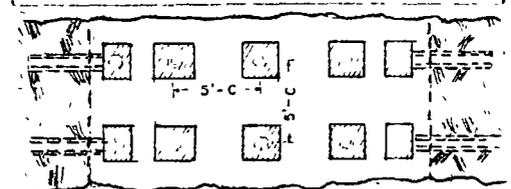
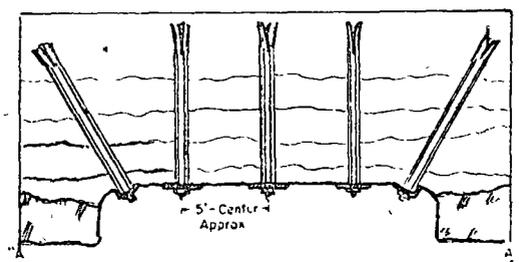
Un arco limita la carga sobre 2 apoyos



Dos arcos limitan la carga sobre 3 apoyos.



Pernos de anclaje en el Techo del Túnel



SECTION "AA"

9171

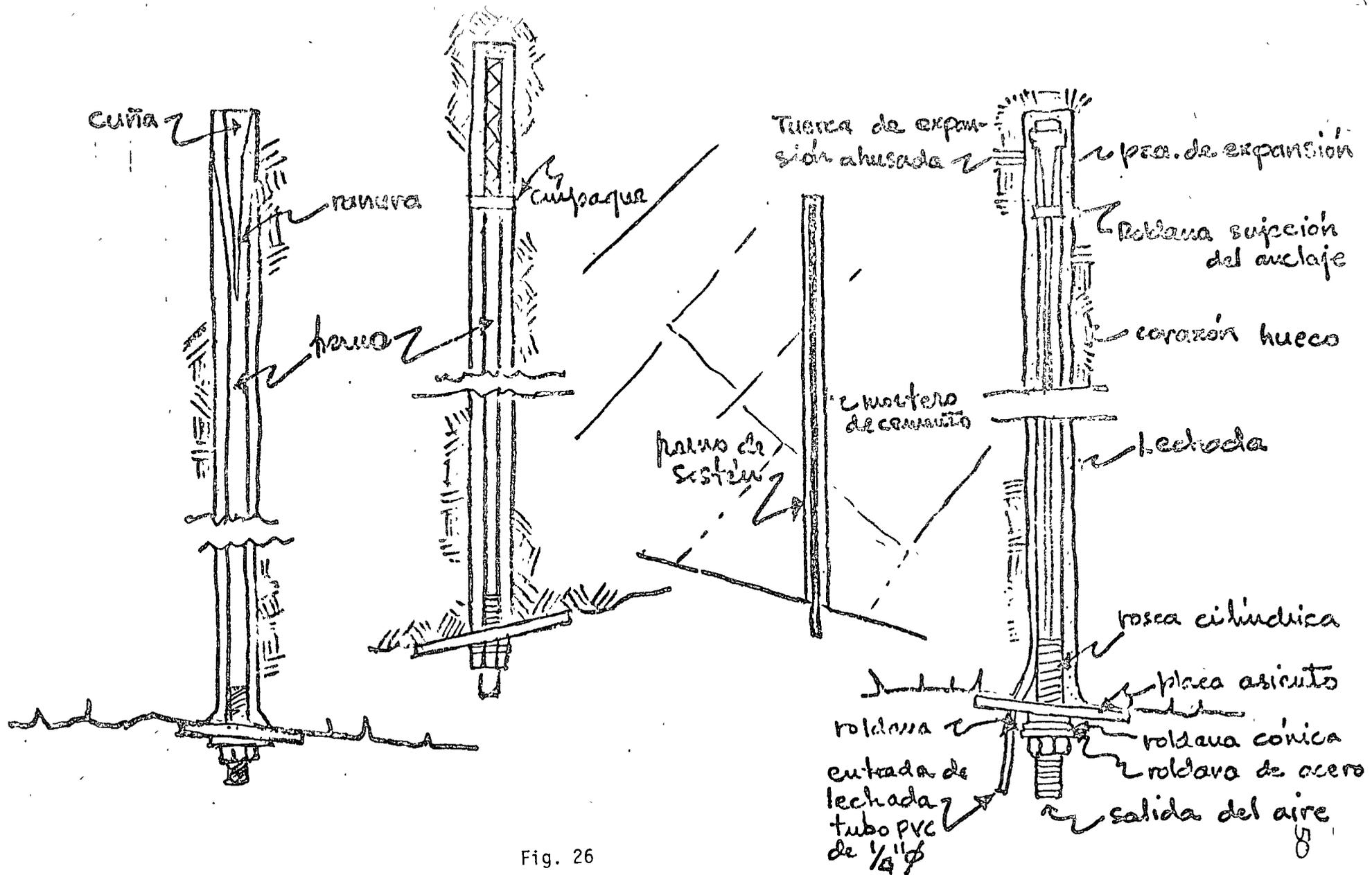
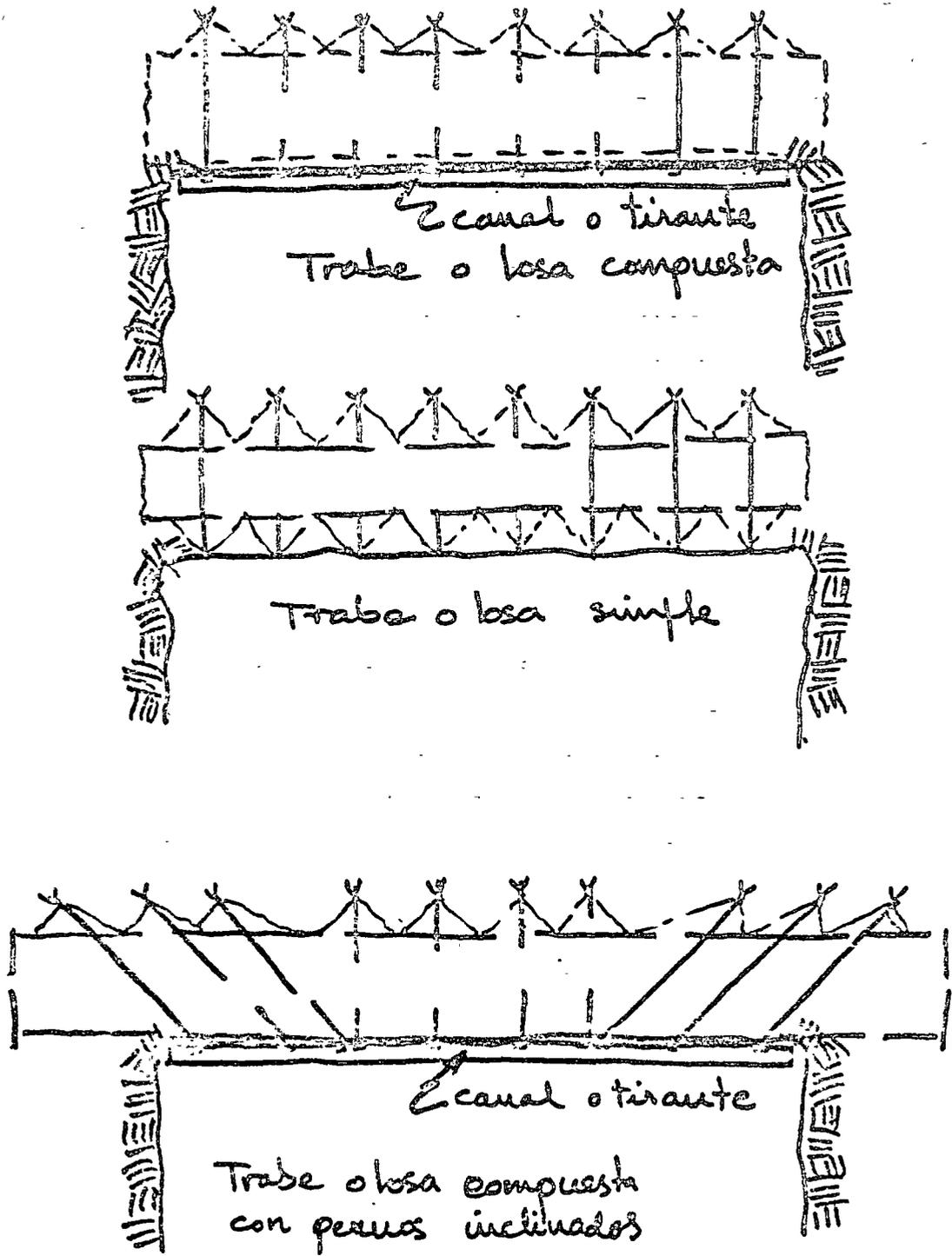
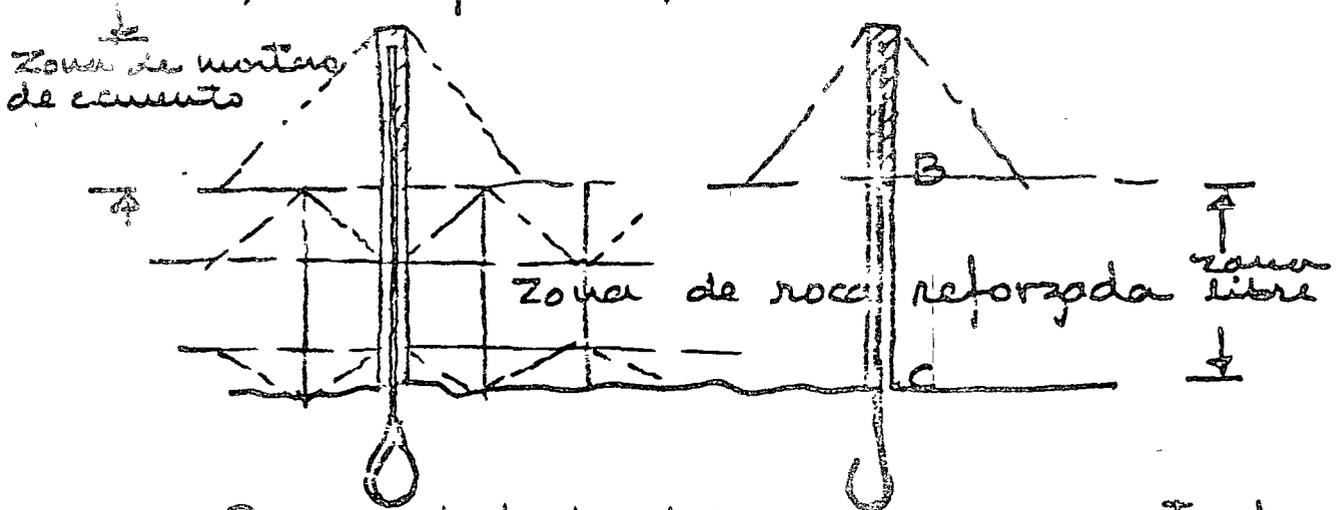
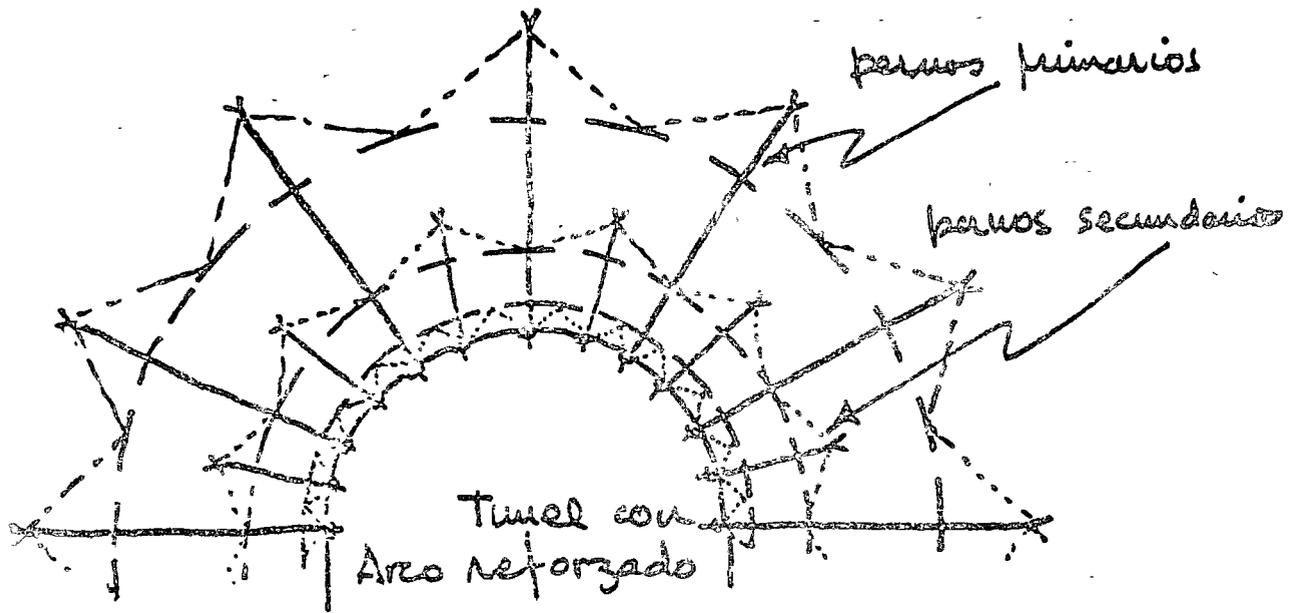


Fig. 26

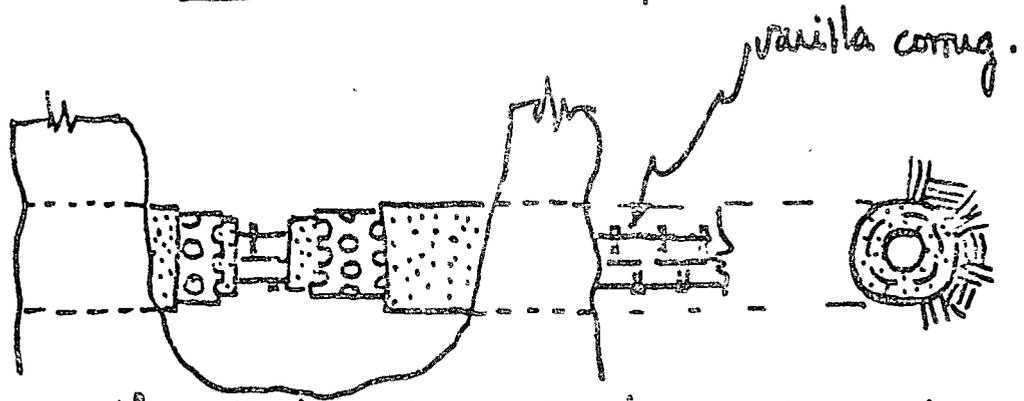


La zona de roca por efecto de los pernos anclados se convierte en una trabe o losa armada.

Fig. 27



Pernos lechadeados para carga concentrada la zona BC del barrero queda libre



Perno tipo Perfo llenando la camisa perforada con mortero rico y plásticos "previamente".

Fig. 28

d) Reforzando excavaciones de secciones irregulares. En donde se presentan concentraciones de esfuerzos de compresión, tensión o --- corte ocasionados por la geometría o por el método de construcción. Las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad estudian según -- comentamos estos esfuerzos:

e) Reforzando zonas sujetas a grandes esfuerzos cortantes y de com presión. Como en túneles muy inclinados y algunas lumbreras.

Debemos hacer hincapié en la necesidad de realizar todas las operaciones con la oportunidad necesaria, ya que las relaciones Deformación-Tiempo y Deformación-Carga, comentadas para el ademe con marcos, tienen la misma validez para un eficaz refuerzo con pernos de anclaje.

En el campo, con el fin de que este sistema de protección nos dé - los resultados buscados, es necesario seguir las siguientes reglas básicas:

- 1) Localizar con pintura en el perímetro de la sección del túnel - la posición de los pernos.
- 2) Perforar los barrenos en la dirección indicada en el diseño. - En túneles con techo circular, los barrenos son radiales o nor males a la estratificación de una longitud igual a la del perno de soporte menos media longitud de la zona de cuerda.

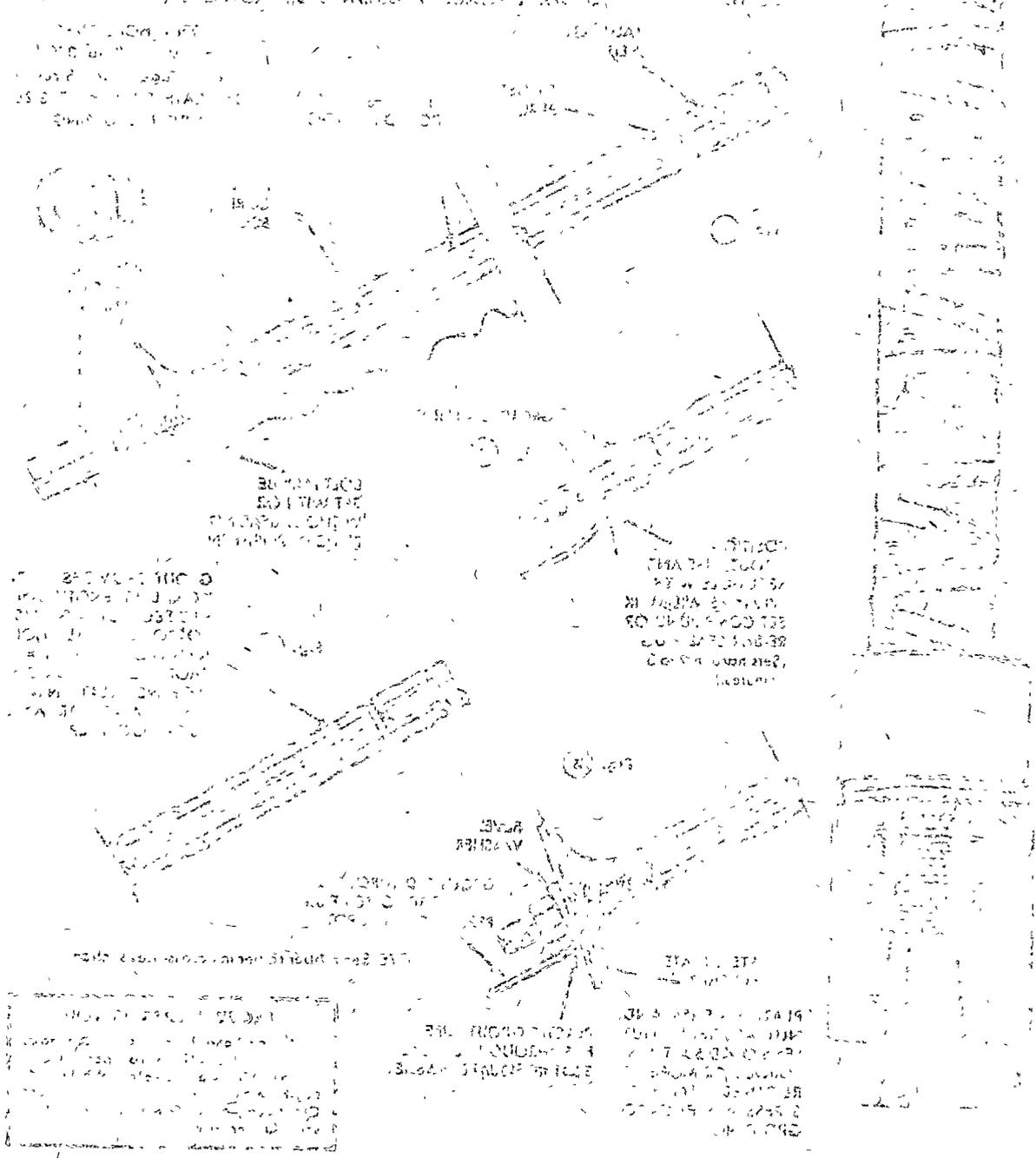
- 3) Colocar el perno con la concha de expansión casi totalmente cerrada, inmediatamente y sostenida en la posición, se efectúa la expansión, girando el cuerpo del perno a mano.
- 4) Se coloca después la placa y tuerca y demás accesorios, apretando la tuerca a mano.
- 5) Se aprieta el perno de acuerdo con las pruebas previas con una llave de par (torquímetro).
- 6) Si hay que ligar las anclas con fierro canal o malla de alambre, estos elementos se dejan sujetos debajo de la placa.
- 7) Después de cada voladura, los pernos de soporte deben revisarse apretando si es necesario de acuerdo a las recomendaciones dadas.

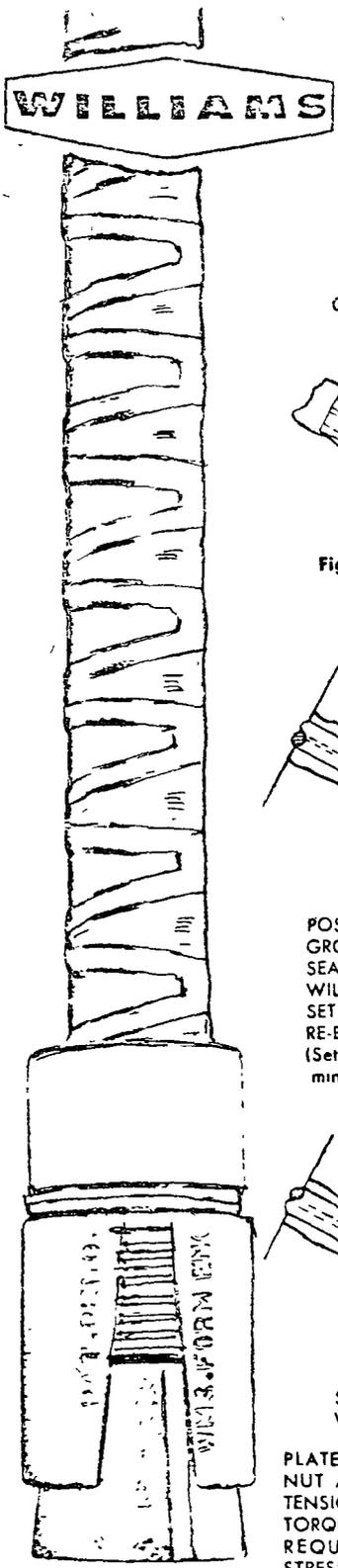
Si la masa de roca no es suficientemente competente conviene inyectar; en terrenos suaves convienen anclas de fricción.

Un sistema de soporte debe vigilarse sobre todo si está formado -- por anclas de expansión ya que la tensión puede variar con el tiempo por flujo plástico de la roca, por comportamiento viscoso, por la acción de los explosivos, por falla de las conchas o de las cuerdas o por acción del intemperismo; será necesario tener un mantenimiento, y una supervisión estricta, tanto más si se trata de pernos de expansión.

En general son más recomendables los pernos de concha de expansión
inyectados.

Se anexan copias de literatura técnica de uno de los fabricantes
de anclas de expansión:

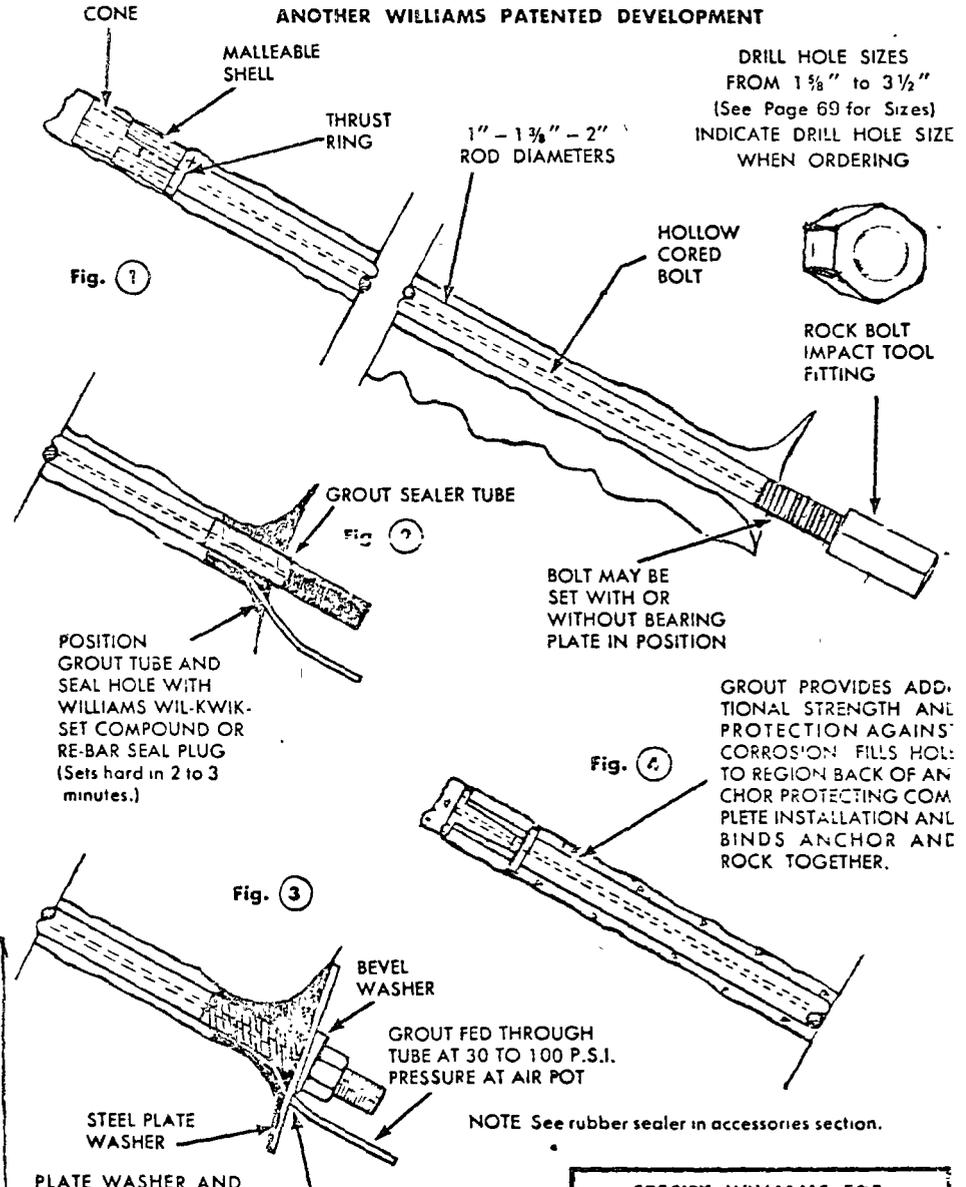




HOLLOW BAR "SPIN-LOCK"
PRE-STRESSED GROUTABLE
 THE GREATEST ADVANCE IN ROOF BOLTS
 APPLICATIONS IN TUNNEL CONSTRUCTION

SHIPPED COMPLETELY ASSEMBLED

ANOTHER WILLIAMS PATENTED DEVELOPMENT



DRILL HOLE SIZES
 FROM 1 5/8" to 3 1/2"
 (See Page 69 for Sizes)
 INDICATE DRILL HOLE SIZE
 WHEN ORDERING

Fig. 1

Fig. 2

Fig. 3

Fig. 4

POSITION
 GROUT TUBE AND
 SEAL HOLE WITH
 WILLIAMS WIL-KWIK-
 SET COMPOUND OR
 RE-BAR SEAL PLUG
 (Sets hard in 2 to 3
 minutes.)

BOLT MAY BE
 SET WITH OR
 WITHOUT BEARING
 PLATE IN POSITION

GROUT PROVIDES ADDI-
 TIONAL STRENGTH AND
 PROTECTION AGAINST
 CORROSION FILLS HOLE
 TO REGION BACK OF AN-
 CHOR PROTECTING COM-
 PLETE INSTALLATION AND
 BINDS ANCHOR AND
 ROCK TOGETHER.

GROUT FED THROUGH
 TUBE AT 30 TO 100 P.S.I.
 PRESSURE AT AIR POT

NOTE See rubber sealer in accessories section.

PLATE WASHER AND
 NUT ASSEMBLY NUT
 TENSIONED 50 FT LBS
 TORQUE OR MORE AS
 REQUIRED TO PRE-
 STRESS BOLT PRIOR TO
 GROUTING

PLASTIC GROUT TUBE
 FITS THROUGH KEYHOLE
 SLOT IN SQUARE WASHER

- SPECIFY WILLIAMS FOR**
- 1 A high bond Rebar with De-Air Hole
 - 2 Highest test Wil-Grip Rock Anchor
 - 3 The Wil-Clear Beveled Washer
 - 4 Key-Hole Pressure Plate
 - 5 Wil-Kwik Set Grout Seal
 - 6 Wil-GROUT Additive (1 tea-spoonful per sack)

'RE-BAR' ROCK BOLT

FOR HI-BOND PRESSURE GROUTING

For permanent anchorages — for temporary anchorages in hard or weak strata

INSTALLATION AND GROUTING PROCEDURE FOR WILLIAMS PRE-STRESSED GROUTABLE HOLLOW RE-BAR ROCK BOLTS USE OF "WIL-KWIK-SET" and "WIL-GROUT ADDITIVE"

THIS SYSTEM OF PRE STRESSING GROUTABLE HOLLOW ROCK BOLTS TO THE WORKING LOAD BEFORE GROUTING WAS ORIGINATED, DEVELOPED, AND PATENTED BY WILLIAMS.

1. Drill hole, of prescribed diameter, to suitable depth in rock. Clean drill hole. Insert bolt, with thrust-ring, malleable shell, and cone set in position on the inner threaded portion of bolt. Expand rock bolt, by rotating rod clock-wise with a wrench (preferably an impact wrench) applied to protruding end of bolt rod. The Williams Rock Bolt impact tool fitting is especially designed for this purpose. The bolt can be set either with or without the steel bearing plate in place, and with any desired amount of thread extending beyond the hex-nut. After setting the bolt, reverse direction of the wrench, to remove the setting tool.
2. Place a short length of grout tube in place, and seal the hole entrance with Williams 'Wil-Kwik-Set' (sets in 2-3 minutes).
3. The special Williams keyhole bearing plate is immediately applied to the face of the hole (if not cone previously), with the grout tube extending about 6" through the hole provided for this purpose. Apply two beveled washers, if required, and steel hex nut. Torque the nut to stress the rock bolt to desired loading, consistent with compressive strength of the rock, but not to exceed the working load of the bolt (see tables, Engineering Charts). In soft rock or muddy drill-holes, it is advisable, at this stage, to insure de-air hole is clear, by blowing out with air prior to grouting.
4. Grouting Procedures

- A. Grout should be mixed in approximately 0.4 water/cement ratio by weight. Cement should have a fineness as in high early-strength cements such as Portland Type 3 (4500 cm²/gm), as measured by the Blaine method.
- B. Use "Wil-GROUT" powder additive 0.005% by weight of cement (two grams, or one level teaspoonful for each sack of cement), or use Williams 'Wil-GROUT' already mixed Additive expands grout 3 to 4% by volume prior to the gel stage.
- B. (Alternative) If "Wil-GROUT" is mixed on the job, it can best be accomplished by use of a four-blade air-or electric-driven mixer. Three minutes mixing produces excellent results.
- C. FOR UP-GROUTING, inject grout at the pressure required to offset static head (usually about 30 PSI). Grout should be forced through the short tube which will be placed at the lower level of the hole (See Fig. 2 Page 66) until it spurts through the de-air hole in the end of the bar. Then plug both openings with Williams Plugs supplied for this purpose. Discharge of grout in a steady stream through the de-air hole is positive proof that the entire hole is filled and entire area of the bolt including seams is well grouted.
- D. IN HORIZONTAL OR DOWN-GROUTING, reverse the above procedure and grout through the hollow core using Williams Grout Adapter Fitting, Page 89, venting through the short tubing placed at the highest point of the hole.
- E. WHEN GROUTING IN WATER USE THE SAME PROCEDURES OUTLINED ABOVE. By utilizing Williams Pre-stressed Groutable Hollow Re-Bar Rock Bolts, grout is forced into areas in back of the anchorage, as well as into all porous rock-seams, fracture zones, and voids in the area of the drill hole. Only Williams pre-stressed Patented Hollow Re-Bar Anchor in combination with special plates for grouting after prestressing, gives external proof (return grout flow) of a job well done.

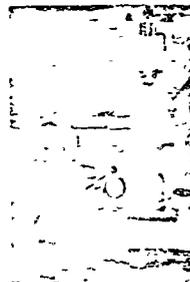


Fig. 5

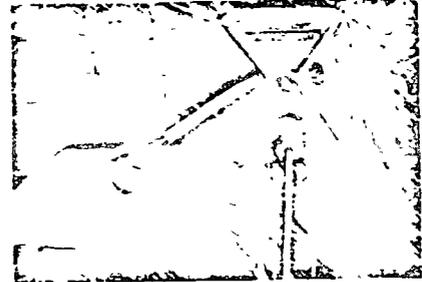
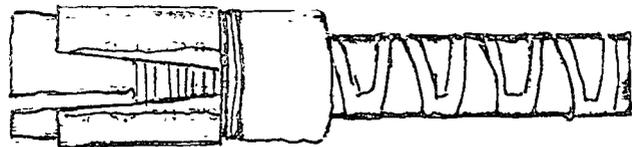


Fig. 6

Figure 5 Hydraulic jack used to pre-tension Rock Bolt prior to pressure grouting. Note cavity in housing an underside of ram for access to tighten down nut sustaining required final tension. A special extension rod and coupling are supplied for this tensioning operation (Pg. 90).

Figure 6. Pressure grouting hollow core Rock Bolt with Williams Air Driven Grout Pump. Note return flow of grout through hollow core of bolt giving positive proof of the grouting operation. Bearing plate is Williams AGB type angularly adjustable up to and including a 45° angle, keeping tension in Rock Bolt uniform (Pg. 89).

A STANDARD EXPANSION SHELL HEAD ASSEMBLY FOR ALL ROOF AND ROCK BOLTS



As a convenience to the user, Williams has developed and job proven a standard expansion shell assembly for all bolts. This minimizes the number of sizes and types and makes it simpler to specify, or order, the correct bolt.

The Williams System features outer threads and heavy duty hex nuts against the steel bearing plate, on all models. This provides the following efficient and economical advantages:

1. Strata can be bolted and pre-stressed prior to grouting in order to hold grouting pressures.
2. Outer threads can be utilized for secondary bolting, such as coupling-on supports for slick lines, air ventilation pipes, air, water, electric, or trolley line supports, and aligning transition or jumbo forms used for lining tunnels with concrete.
3. Low labor cost pressure grouting, with assurance all voids and open fissures are thoroughly grouted.
4. Easy removal of steel bearing plates for various purposes, such as later attachment of other bearing plates, ties, wire mesh, or utility line supports. Without relieving the stress on a bolt, these can be added later and secured with a second nut and washer, if required.
5. Added high strength of Williams expansion rock bolt shell, plus complete grouting.
6. "Shimming out" and re-use of a bolt in the event of over-break in the rock face due to blasting.
7. Ease of coupling two or more rods, as the bolt is inserted, to accomplish deeper bolting. This is especially advantageous in working in small diameter shafts, on high faces, or hard-to-reach places.
8. Placement of steel bearing plates over the bolt rod at any time before or after the anchor is set.
9. Proof positive of thorough grouting as proven by the return flow of grout thru de-air hole in re-bar.
10. When desired, a Williams Bolt can be set by expansion, but not stressed in tension until so desired.
11. Ease of tensile testing (threaded end for convenience).
12. Low ratio of labor cost to hardware. Bolts can be set in two minutes or more and grouted in one minute or more depending upon diameter, length of bolt and setting conditions.
13. Adaptable to any simple type of grout pump or grouting procedure.

SPIN-LOCK ROCK BOLT

Pre-Stressed Hollow Groutable "Re-Bar" Rock Bolts and Concrete Anchor Bolts. (For Hi Bond Pressure Grouting)

Unit Stock Numbers, Nomenclature, Major Component Stock Numbers, Strength Ratings.
Specify by Unit Stock No., Bolt Length Required, and Size of Keyhole (Grouting) Plate Washer Desired.

1 Unit Stk. No. Consists of Bolt Rod Expansion Shell Head Assy. and Outer Hex Nut w/hardened washer	2 Nominal Pcd Dia. (In Inches) And No. of Threads per In.	3 Drill Dia. (Inches) Note (1)	4 Type of Rock	5 Cone Type Length (in.) Part No.	6 Expansion Shell Type Length (in.) Part No.	Type of Head Assy. See Head Assy Sec.	8 TORQUE-FT LBS		9 Max. Wgt Load of Bolt To Elastic Limit (lbs.) Note (5)	10 Ultimate Strength of Bolt (lbs.)
							To Expand Shell Note (2)	On Nut To Place Bolt in Tension Note (3)		
US-8 HC SCS 158	1" 8 NC	1 1/8" (1 1/8")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 158 B	Std. Mal 1 1/2" SS 158	A	50-200	250	37,000	50,000
US-8-HC-SCS-175	1" 8 NC	1 1/4" (1 1/4")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 158 B	Std. Mal 1 1/2" SS 175	A	50-250	250	37,000	50,000
US-8 HC-SCS-178	1" 8 NC	1 3/8" (1 3/8")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 158 B	Std. Mal 1 1/2" SS 178	A	50-250	250	37,000	50,000
US-8 HC SCS 200	1" 8 NC	2" (2")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC-200 B	Std. Mal 1 1/2" SS-200	A	50-250	250	37,000	50,000
US-8 HC SCS 225	1" 8 NC	2 1/8" (2 1/8")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 200 B	Std. Mal 1 1/2" SS 225	A	50-250	250	37,000	50,000
US-8-HC-LCS 158	1" 8 NC	1 1/2" (1 1/2")	Medium Weak Rock	Long Mal 2 1/4" LC 158 B	Long Mal 3 1/4" LS 158	B	200-250	250	37,000	50,000
US-8 HC LCS-175	1" 8 NC	1 1/2" (1 1/2")	Medium Weak Rock	Long Mal 2 1/4" LC 158-B	Long Mal 3 1/4" LS-175	B	200-250	250	37,000	50,000
US-8-HC-LCS 178	1" 8 NC	1 1/2" (1 1/2")	Medium Weak Rock	Long Mal 2 1/4" LC-158 B	Long Mal 3 1/4" LS 178	B	200-250	250	37,000	50,000
US-8-HC LCSF 175	1" 8 NC	1 1/2"	Weak Rock Concrete	Long Mal w/short stop flange 4 1/2" LCSF 175 B	Long Mal 3 1/4" LS-175	C	200-250	250	37,000	50,000
US-8 HC-LCSLF 175	1" 8 NC	1 1/2"	Weak Rock Concrete	Long Mal w/long stop flange 4 1/2" LCLF-175 B	Long Mal 3 1/4" LS-175	D	200-250	250	37,000	50,000
US-11 HC SCS 200	1 1/2" 8	2 (2")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 200-11	Std. Mal 2" SS 200	A	250-350	To place bolt in tension Note (4)	74,000	100,000
US-11 HC SCS-225	1 1/2" 8	2 1/4" (2 1/4")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 200 11	Std. Mal 2" SS 225	A	250-350	Note (4)	74,000	100,000
US-11 HC SCS 300	1 1/2" 8	3" (3")	Hard Medium Rock	Std. Mal 1 1/2" SC 300 11	Std. Mal 2 1/2" SS 300	A	250-350	Note (4)	74,000	100,000
US-11 HC LCS 225	1 1/2" 8	2 1/4" (2 1/4")	Medium Weak Rock	Long Mal 3" LC 200 11	Long Mal 4" LS 225	B	400-550	Note (4)	74,000	100,000
US-11-HC LCSF-225	1 1/2" 8	2 1/4"	Weak Rock Concrete	Long Mal w/short Flange 4 3/4" LCSF 225 11	Long Mal 4" LS-225	C	400-750	Note (4)	74,000	100,000
US-11-HC LCSLF 225	1 1/2" 8	2 1/4"	Weak Rock Concrete	Long Mal w/long Flange 5 1/2" LCLF 225 11	Long Mal 4" LS-225	D	400-750	Note (4)	74,000	100,000
US-16 HC SCS 300	2" 6	3 (3")	Hard Medium Rock	Std. Mal 2 1/4" SC 300 16	Std. Mal 2 1/2" SS 300	A	350-700	Note (4)	148,000	200,000
US-16 HC TCS 300	2" 6	3 (3")	Weak Rock Concrete	2 Each Same as Above	2 Each Same as Above	Twin	500-1000	Note (4)	148,000	200,000
US-16-HC LCSHF 300	2" 6	3	Weak Rock Concrete	Long Mal w/Hex Flange 5 1/4" LCHF 300 16	Long Mal 6" LS 300	E	500-1000	Note (4)	148,000	200,000
US-16 HC LCSLF 350	2" 6	3 1/2"	Weak rock Concrete	Long Mal w/long Flange 8" LCLF 350-16	Long Mal 6" LS-350	D	500-1000	Note (4)	148,000	200,000

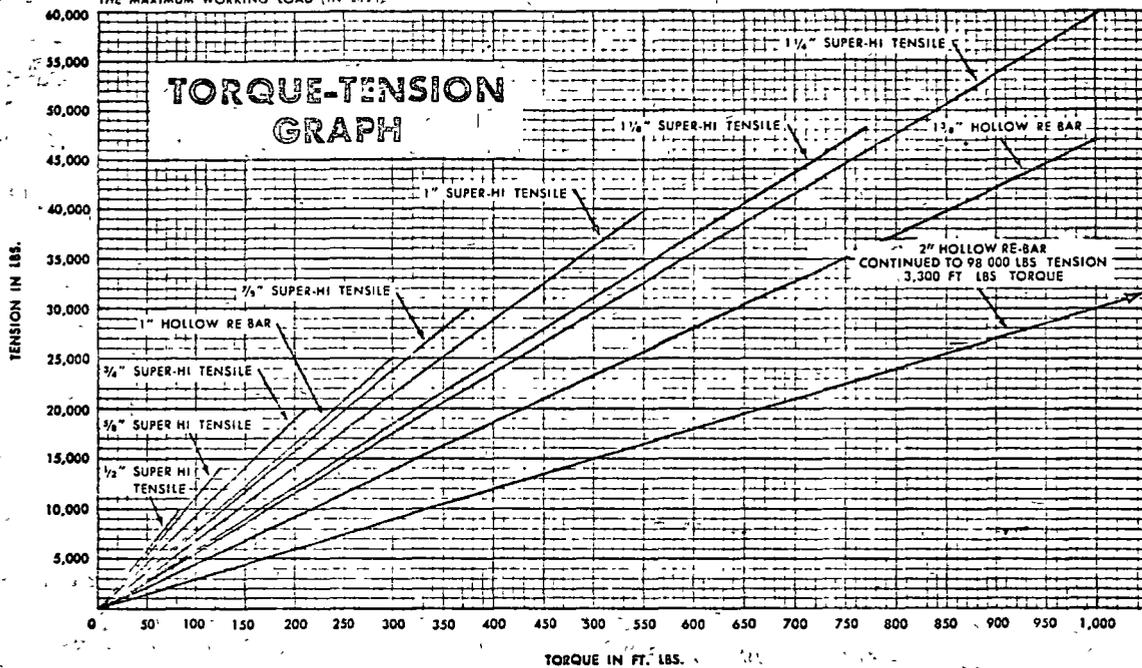
NOTES:

- (1) Top Number is standard. Lower number is optional. Use standard for best results.
- (2) A function of strata strength. Consult your Williams Representative for more specific data.
- (3) Load to approximately 2/3 of the working load. See torque-tension graph. Varies with type of lubricant used.
- (4) Preferred method is to pre-stress to desired tensile load using a hollow ram hydraulic jack. Consult your Williams Representative.
- (5) For recommended design loading under average conditions use 2/3 of the rated working load.

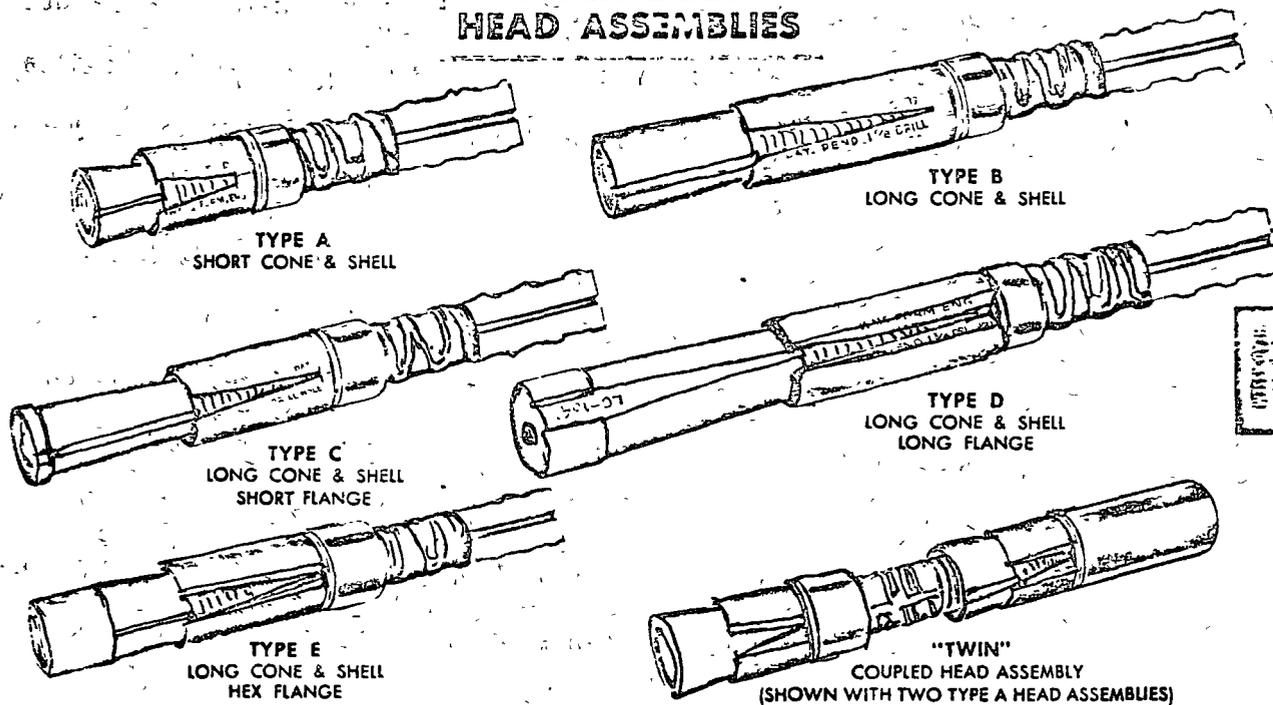
EXTENSION RODS
US-(No. Indicating Dia.) EXR
Example US-8 EXR
Indicate Length & Thd. Length Required

EXTENSION ROD COUPLINGS
US-(No. Indicating Dia.) TORK-TEN
Example US-8 TORK-TEN

TORQUE TENSION GRAPH—USING WILLIAMS HOLLOW BAR GROUTABLE REBAR ROCK BOLTS AND WILLIAMS SUPER HIGH TENSILE STEEL TIE RODS AND HEAVY DUTY COLD-FINISHED NUTS WITH HARDENED WASHER (CLEAN, NO LUBRICANT) LOADAGE IS TO NOT GROUTED RATING, USING 1/3 OF THE MAXIMUM WORKING LOAD (IN LBS.)



ROCK BOLT HEAD ASSEMBLIES



Head assemblies are shown on Williams Hollow Rebar. Identical assemblies are used on Williams Super-Hi Tensile solid rock bolts (smooth bars).

3.c. Concreto Lanzado

El concreto lanzado, ha venido a revolucionar la técnica de la excavación de túneles en determinado tipo de rocas; consiste en conducir y proyectar neumáticamente a través de una manguera de alta presión y resistente al desgaste una mezcla convenientemente dosificada de concreto fresco.

El procedimiento de mezcla húmeda consiste en mezclar agregados y cemento con el agua previamente y expulsar el producto por una boquilla en el extremo de la manguera; tiene la ventaja del control rígido de la relación agua_cemento considerando la resistencia buscada; desde el punto de vista de la colocación, es menos flexible que la mezcla seca por esta misma condición; tiene la desventaja de no poder mezclar correctamente los aditivos acelerantes ya que, por su acción rápida deben añadirse necesariamente en la boquilla no siendo posible hacer una buena mezcla entre el acelerante y el concreto fresco antes de la expulsión.

La mezcla seca consiste en dosificar en seco y pasar la mezcla a la lanzadora; el agua se añade en la boquilla y la regula el operador de lanzado, los aditivos se añaden en la lanzadora si son polvos, si son líquidos se mezclan con el agua antes de llegar a la boquilla.

Puede usarse como soporte temporal haciendo las veces de ademe pesado trabajando monolíticamente con la roca, con la condición de--

que se coloque inmediatamente después de la excavación y de que la mezcla con el aditivo produzca un fraguado muy rápido y una buena-resistencia temprana.

Es aceptado que al permitir un desplazamiento o flujo plástico disminuye la carga de roca sobre los ademes; si el concreto lanzado se coloca sobre la superficie de la excavación recién expuesta con la condición anterior, parece ser que se adapta a la masa de roca, fluyendo plásticamente, sin perder su capacidad estructural, junto con la roca vecina.

Los Señores Mason de Canadá (1972) basándose en la experiencia Europea comentan que el concreto lanzado y la roca colaboran convenientemente, desarrollando una función más completa que la simple de soportar presiones de aflojamiento, y citan también a Muller -- diciendo, que la estabilidad de un túnel se garantiza cumpliendo con los requisitos siguientes:

- a) Evítese lo más posible el aflojamiento.
- b) Aprovechese la más posible el tiempo que la roca requiere para deformarse.
- c) Provéase de soporte lateral a la roca, mediante fuerzas aplicadas oportunamente, para evitar esfuerzos uniaxiales.

Los esfuerzos en un sistema de concreto lanzado son el resultado de un flujo plástico de la roca, desarrollado a medida que la roca y el concreto adherido a ella, se ajustan a un estado de equilibrio, En otras palabras, el concreto lanzado mantiene el equili-

brio de la roca alrededor del túnel, reforzando su capacidad de autosuporte en lugar de, sustituir la capacidad de soporte de la roca que se removió.

FUNCIONES. El concreto lanzado cumple sus funciones como soporte temporal y de protección de una excavación subterránea según C. Alberts. (1963-1965), de la técnica sueca como sigue:

1. El concreto lanzado es forzado a entrar en las fracturas - abiertas, en fisuras y en las irregularidades de la superficie de la roca, cumpliendo la misma función de liga que la del mortero en un muro de mampostería.
2. El concreto lanzado impide el drenaje del agua a través de las juntas, evitando la socavación de los materiales de relleno, y la intemperización de la roca.
3. El concreto lanzado trabajando al esfuerzo cortante y colocado oportunamente, impide la caída de bloques sueltos del techo de un túnel.
4. Una capa de concreto lanzado de 15 a 20 cm. de espesor constituye un soporte estructural semejante a un anillo o a un arco.

MEZCLAS.

La calidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales de la granulometría de los agregados, de la relación agua-cemento y del grado de compactación; un agregado bien graduado,--

nos da buena compactación y densidad, impermeabilidad, resistencia y mínimo rebote. Un contenido de cemento exagerado, buscando máxima resistencia da lugar a contracciones y agrietamientos; 400 a 450 kg/m³. da buenas características. En el Drenaje Profundo de la Cd. de México el consumo fue de 450 kg/m³. y no se presentaron agrietamientos importantes.

El concreto ya aplicado contiene más cemento que la mezcla seca y una relación agua-cemento menor que la considerada ya que el rebote se forma por grava y en menor grado por arena y lechada.

Los aditivos acelerantes del fraguado, dan al concreto lanzado sus características más apreciadas, debe dosificarse entre 2 y 6% del peso del cemento y debe ser compatible con el cemento.

Las resistencias reales a los 28 días andan por el orden de 150 a 300 Kg/cm².

Los agregados deben tener humedades antes de mezclar en seco de 3% a 6%; y deben dosificarse en peso. En época de lluvias en el Emisor Central de la Ciudad de México fue difícil bajar el contenido de agua a menos de 8%, ocasionando frecuentes tapones en las tuberías de bajada, y en las mangueras y tuberías de conducción de la mezcla.

Hay diversos procedimientos para preparar las mezclas y transportarlas al frente de excavación, también en el Emisor Central se usaron carros tolva con mezcladores de gusano de Stabilator A B de Suecia con muy buenos resultados, la mezcla con el cemento se lle-

vó a cabo en los carros tolva de dos compartimientos, el cemento en el compartimiento delantero y los agregados dosificados en el compartimiento posterior. Los transportadores helicoidales sincronizados nos dan de acuerdo a su velocidad de rotación la mezcla en la proporción calculada.

Las máquinas lanzadoras pueden ser de descarga intermitente o de descarga continua.

Las máquinas de descarga continua como la BSM 603 de doble compartimiento requieren de una hábil y cuidadosa operación, es una máquina muy robusta, de fácil mantenimiento y muy competente.

Las máquinas intermitentes como la Aliva de Suiza o la Reed Americana, son de tipo revólver, el mantenimiento debe ser muy cuidadoso, la operación es más simple que la de la BSM.

La aplicación del concreto lanzado sobre la superficie rocosa, requiere de la habilidad de los operadores de lanzadora y de chiflón; se debe entrenar a los operadores, de esto depende la calidad de la colocación; un concreto bien colocado tiene poco rebote; en el techo de los túneles se tiene el máximo desperdicio, nunca debe exceder en los del 50% y en las paredes debe ser de 15 o 20%.

La aplicación debe desarrollarse en capas sucesivas de 2 cm., hasta completar el espesor de proyecto; para controlar el espesor es necesario colocar testigos apropiados y medirlos constantemente.

El aire y el agua deben mantenerse a presiones constantes de 3.5- a 4.0 k/cm². y de 1.0 k/c². respectivamente. La presión del aire

debe aumentarse 0.3 k/c². por cada 15.0 m. de manguera, que se añade a los primeros 30.0 m.

En la fig. No. 29 vemos una instalación típica para concreto lanzado en un túnel con lumbrera de acceso.

El lanzador debe siempre estar en posición de colocar el concreto-- en dirección normal a la superficie a una distancia de 1.0 a 1.2 -- m; es por tanto necesario tener una buena superficie de apoyo.

La superficie que se va a proteger debe quedar limpia de rebote, de polvo o de cualquier otra materia extraña, debe quedar también húmeda.

REBOTE. Las superficies húmedas y el agua de filtración aumentan el rebote, también depende de la calidad del lanzado.

El rebote es función de la calidad de los agregados, aumenta con segregación con las presiones variables del agua y del aire, descarga irregular, etc.

Entre un buen trabajo de lanzado y otro malo, puede fácilmente haber una diferencia de 20%, solamente en rebote.

En la Fig. no. 30 se analizan las indicaciones comentadas.

COLOCACION. Como hemos comentado la aplicación debe ser, inmediatamente después de la excavación para evitar el aflojamiento de la roca expuesta; es necesario realizar esta operación dentro del tiempo-puente en que la roca se autosporta. Debe protegerse primeramente, la bóveda o arco, apoyándose en la plataforma con piso deslizante,--

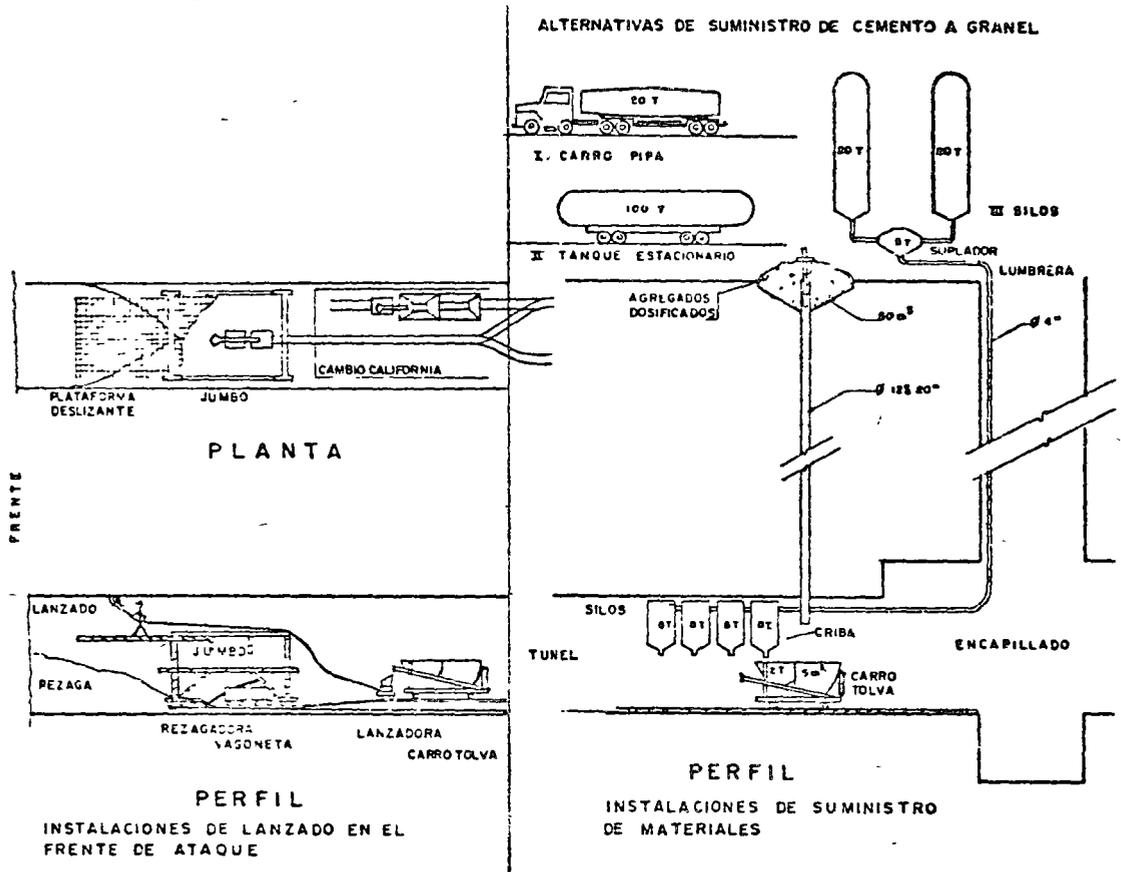
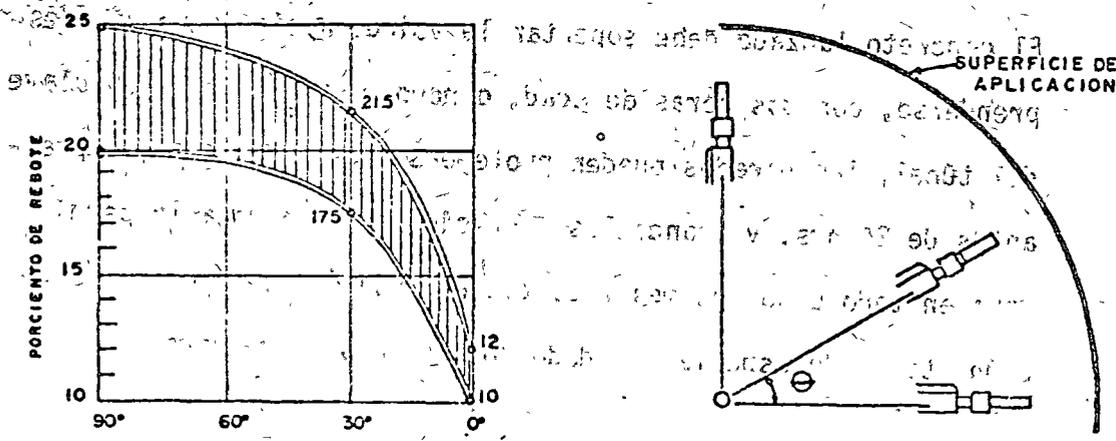


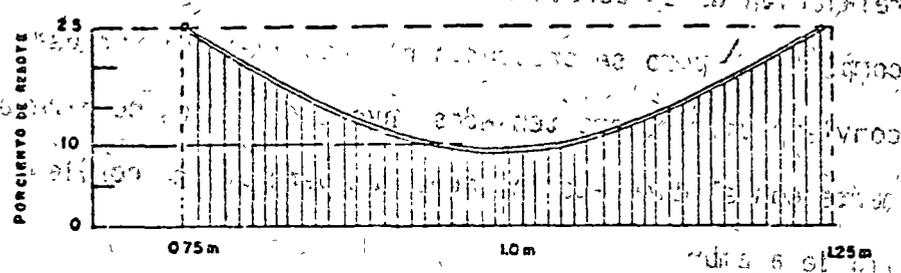
FIG. 29

INFLUENCIA QUE TIENEN EN LA CANTIDAD DE REBOTE EL ANGULO Y LA DISTANCIA DEL LANZADO.

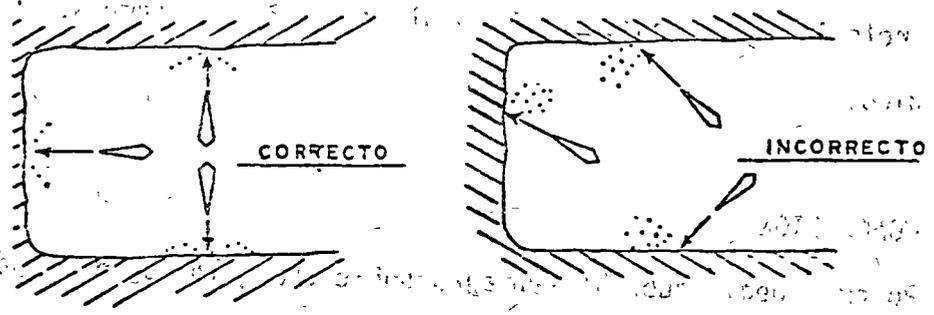


ANGULO ϕ DE LA BOQUILLA CON LA HORIZONTAL ENGRADOS

E F E C T O D E L A D I R E C C I O N D E L L A N Z A D O E N E L P O R C I E N T O — DE REBOTE NOTESE QUE LA BOQUILLA SE MANTIENE ORTOGONAL A LA SUPERFICIE MIENTRAS QUE EL ANGULO CON LA HORIZONTAL VARIA. (SEGUN DROGSLER)



DISTANCIA DE LA BOQUILLA A LA SUPERFICIE DE APLICACION



ANGULO DE LANZADO

Fig. 30

para librar la rezaga. Se puede diseñar un Jumbo de barrenación para rezagar y lanzar simultáneamente, acortando el ciclo de excavación.

El concreto lanzado debe soportar la voladura siguiente sin desprenderse, con dos horas de edad, o poco más; protegida la clave del túnel, las paredes pueden protegerse después, pero siempre antes de 24 hrs. y cuando las condiciones de la roca lo permitan; en todo caso, es mejor completar cuanto antes toda la sección, teniendo especial cuidado con los apoyos del arco.

SOPORTES.

Conviene usar pernos de adherencia de cualquier tipo, cuando la roca no es competente, donde se pueden presentar movimientos por relajación de esfuerzos al abrir la excavación; donde la roca es competente, pero se presentan bloques que pudieran desprenderse, conviene usar pernos tensados inyectados o no, combinados íntimamente con el concreto lanzado. En general, no conviene usar malla de alambre.

Los marcos metálicos se usan a veces en combinación con el concreto lanzado y anclas, el resultado es de un ademe sumamente rígido.

CONCLUSION.

Podemos decir que las ventajas sobre cualquier otro ademe son las siguientes:

- a) Disminuye el tiempo del ciclo (mayor avance)
- b) Puede ser aplicado rápidamente
- c) El equipo utilizado es ligero y fácil de maniobrar.
- d) Disminuye el tamaño de la sección de excavación.
- e) Presenta enormes ventajas para recibir y controlar caídos.



4. EL ADEME MAS ADECUADO.

4.a. Características de la roca. Se observa en las tablas 1 y 2, y en las figuras de 1 a 9, el comportamiento de las masas rocosas, de acuerdo con sus propiedades mecánicas, alrededor de las cavidades subterráneas; vimos también que los esfuerzos pueden determinarse en algunos casos utilizando las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad; debemos comentar también, que en algunas ocasiones, un indicio algo confiable, como es el porcentaje de recuperación de un barrenado de exploración, es utilizado, para formarse una idea de lo que puede encontrarse en la excavación de una galería subterránea.

La Universidad de Illinois (Deer, 1967), ha desarrollado el coeficiente R.Q.D. (Rock Quality Designation), que refleja parcialmente los grados de alteración y fisuramiento de la roca, eliminando algunas de las incertidumbres que nos da el porcentaje de recuperación de las muestras analizadas.

La tabla No. 3 nos da según Deer (1967), y Merrit (1968), la relación entre el R.Q.D. y la velocidad sísmica.

La tabla No. 4 nos da según Coon (1968) la relación que hay entre el ademe necesario y el R.Q.D.

Conocer el R.Q.D. a lo largo de un túnel, no siempre es posible, ya que con frecuencia los túneles se localizan a grandes profundidades o bajo el mar, sin embargo, cuando la profundidad de las exploraciones lo permita, siempre serán de mucha utilidad.

T A B L A 3

71

RELACION ENTRE EL R.Q.D. INDICE DE VELOCIDAD Y LA CALIDAD DE LA ROCA.

R.Q.D.	INDICE DE VELOCIDAD	DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.
0 - 25	0 a 0.20	Muy mala
25 - 50	0.20 a 0.40	Mala
50 - 75	0.40 a 0.60	Regular
75 - 90	0.60 a 0.80	Buena
90 - 100	0.80 a 1.00	Excelente

INDICE DE VELOCIDAD = $\left(\frac{V_F}{V_L}\right)^2$ V_F = VELOCIDAD SISMICA IN-SITU

V_L = VELOCIDAD SONICA EN EL LABORATORIO.

T A B L A 4

RELACION ENTRE EL R.Q.D. Y LAS NECESIDADES DE SOPORTE

R.Q.D.	ADEME REQUERIDO ANCHO DEL TUNEL		
	3.04 m. (10 ft)	7.60 m. (25 ft)	15.20 m. (50 ft)
90-100	Mín	Mín a Int	Int a Max
75-90	Min a Int	Int a Max	Max
50-75	Int a Max	Max	Max
25-50	Max	Max	Max
0-25	Max	Max	Max

SopORTE Mínimo = Mín. = No necesita ademe ó anclas ocasionales.

SopORTE Intermedio = Int = Marcos ligeros ó plantilla de anclaje.

SopORTE Máximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y mallá.

T A B L A 5

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

PROFUNDIDAD DEL TUNEL.	ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS DE EXPLORACION
227 m. (750 ft)	304-760 m. (1000-2500 ft)
91-227 m. (300-750 ft)	152-304 m. (500-1000 ft)
91 m. (300 ft)	30-152 m. (100- 500 ft)

Como una idea que pudiera ser remota la tabla No. 5 nos da la separación de los sondeos en función de la profundidad del túnel.

4.b. Factores que influyen en el soporte temporal.

a. El soporte debe ser compatible con los métodos constructivos; en efecto; deben ser simples, ligeros, fáciles y rápidos de colocar; cada túnel es un caso particular, y así debe tratarse. Deben adaptarse en cada caso las soluciones más adecuadas, con toda rapidez, de acuerdo con las condiciones cambiantes de la roca, o lo que es lo mismo, de acuerdo con los cambios o variantes al procedimiento de excavación.

b. El Soporte debe colocarse lo más cercano posible al frente de excavación; ya comentamos lo importante que es determinar el período de acción de puente, y la influencia que tiene en las cargas de roca el desarrollo de la etapa del soporte temporal.

c. El montaje del sistema de soporte temporal requiere en general, que se suspendan las otras actividades de excavación.

d. El sistema de soporte temporal debe ser flexible y resistente, con objeto de permitir movimientos de bloques en la vecindad, y admitir una nueva redistribución de esfuerzos, con el fin de admitir la carga que no puede soportar la roca, sin perder sus características de estabilidad y geometría.

Otros factores que deben considerarse:

a₁ Características de la roca; como calidad de la masa rocosa, in

temperismo, fracturamiento, orientación de los planos de debilidad, geohidrología, etc.

- b) Tamaño del túnel.
- c) Características de los sistemas de soporte y de los procedimientos de construcción.
- d) Esfuerzos naturales en la vecindad de la excavación.
- e) Geometría del túnel.

Se pueden incrementar las cargas sobre una cavidad cuando:

- a) La masa de roca tiene poca cohesión, con planos de debilidad desfavorables y cuando encontramos agua.
- b) Aumentamos la sección de la excavación.
- c) Alteramos la roca abusando de los explosivos y sobreexcavamos más de lo debido o debilitamos la vecindad de la cavidad.
- d) Queriendo avanzar más de lo normal no llevamos el ademe junto con la frente.
- e) Encontramos esfuerzos naturales altos
- f) La sección tiene una forma desfavorable.

Es recomendable cortar la sección del túnel con pre-corte (Smooth-Blasting) con el fin de alterar menos por la acción de los explosivos la zona vecina de la cavidad, las anclas y el concreto lanzado evitan desplazamientos y aflojamientos, colocados oportunamente.

Si admitimos un comportamiento elasto-plástico, se pueden calcular las fuerzas aplicadas desde el interior como una respuesta del soporte con objeto de mantener la zona plástica dentro de los límites aceptables.

Está establecido que si la roca se comporta dentro del límite elástico, cualquier excavación subterránea será estable y no requiere soporte temporal. Cuando estando dentro del límite elástico por su forma irregular tiene concentraciones de esfuerzos, requiere--- de un soporte específico.

Los ademes deben observarse cuidadosamente durante todo el tiempo de desarrollo de las obras subterráneas, falla gradualmente empezando con deformación de marcos, aflojamiento de pernos de anclaje y agrietamiento del concreto lanzado. Cuando las fallas se detectan oportunamente se pueden tomar medidas para reforzarlos.

4.c. DISEÑO.

Ejemplo 1. Aplicando los principios establecidos por Terzaghi, su ponemos una sección de túnel como la de la figura no. 31, en donde $B = 5 \text{ m.}$ y $H_p = 0.35 (B + H_t)$ en donde $H_t = 14.76 \text{ ft.}$ Suponiendo los límites entre roca moderadamente fracturada y muy fracturada. $H_p = 0.35 (16.40 + 14.76) = 10.9 \text{ ft} = 3.32 \text{ m.}$

Suponemos H de 6" y peso específico de roca de 170 lbs/ft³.

(2,734 kg/m³) y separación entre marcos de 1.20 m C. a C.

El peso del volumen de roca por metro lineal de marco es:

$p = 2734 \times 3.32 \times 1.20 = 10,892.25 \text{ kgs.}$

Esta fuerza por la distancia entre los puntos de concentración de-

carga (fig. no. 31), determina las fuerzas verticales W.

$$W_2 = 10,892.25 \times 0.44 = 4792.59 \text{ Kgs.}$$

$$W_3 = 10,892.25 \times 0.61 = 6644.27 \text{ Kgs.}$$

$$W_4 = 10,892.25 \times 0.83 = 9040.56 \text{ Kgs.}$$

$$W_5 = 10,892.25 \times 0.62 = 6753.19 \text{ Kgs.}$$

Cada fuerza vertical se descompone en una fuerza radial F y una tangencial Ft.

Tomando en cuenta las fuerzas radiales, se calculan los esfuerzos en los miembros con el polígono de fuerzas, suponiendo el marco poligonal (fig. No. 31), conocidos los esfuerzos en el marco, se chequea la sección con la fórmula:

$$h = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{C}{2}\right)^2}$$

en donde:

h = flecha entre el arco de la línea del eje del marco y la cuerda entre dos puntos de concentración de carga.

R = 2.275 = radio del eje del marco.

C = 0.79 mts. = cuerda entre dos puntos de concentración de carga.

$$h = 227.5 - \sqrt{227.5^2 - \left(\frac{79}{2}\right)^2} = 3.5 \text{ cm.}$$

Se calcula el momento tomando el esfuerzo mayor entre los puntos 4-5.

$$M_t = h t = 3.5 \times 27,800 = 97,300 \text{ Kg.}$$

siendo:

$$M_{\text{max}} = 0.86 M_t = 0.86 \times 97,300 = 83,678 \text{ Kg-cm.}$$

La fatiga de trabajo será:

$$f_t = \frac{T}{A} + \frac{M_{\max}}{S} = \frac{27,800}{43.7} + \frac{83,678}{246} = 976.30 \text{ Kg/cm}^2.$$

Siendo:

$$A = \text{Area neta de la sección} = 43.7 \text{ cm}^2.$$

$$S = \text{Módulo de sección} = 246 \text{ cm}^2.$$

Es aceptable la viga "H" de 6" considerando fatiga de trabajo del acero de 1265 kg/cm². En el caso de que las condiciones del terreno se presenten diferentes a las consideradas para el cálculo, se pondrán los marcos a una distancia menor o mayor de 1.20 m.; - si la roca es sana no colocaremos ademe.

Las tablas 6 y 7 nos dan la capacidad de carga uniforme de marcos metálicos en función del ancho de la sección, del espaciamiento de los puntos de transmisión de carga (Blocking Points) y de las dimensiones de la sección para marcos continuos y para marcos de clave con rastras de acuerdo con las cargas de la figura No. 32.

Ejemplo 2. Consideramos una sección de portal con bóveda da semi-circular de 24 ft de ancho por 25 ft de altura. Supongamos una carga de roca de 10 ft de altura y marcos de 4 ft de separación. Peso volumétrico de la roca = 170 lbs/ft³ = 6,800 lbs/ft ancho. Espaciamiento máximo supuesto de concentración de cargas 50".

$$R_{vt} = W_2 \dots 6 = 86,133 \text{ lbs.} ; 80\% R_{vt} = 68,906 \text{ lbs.}$$

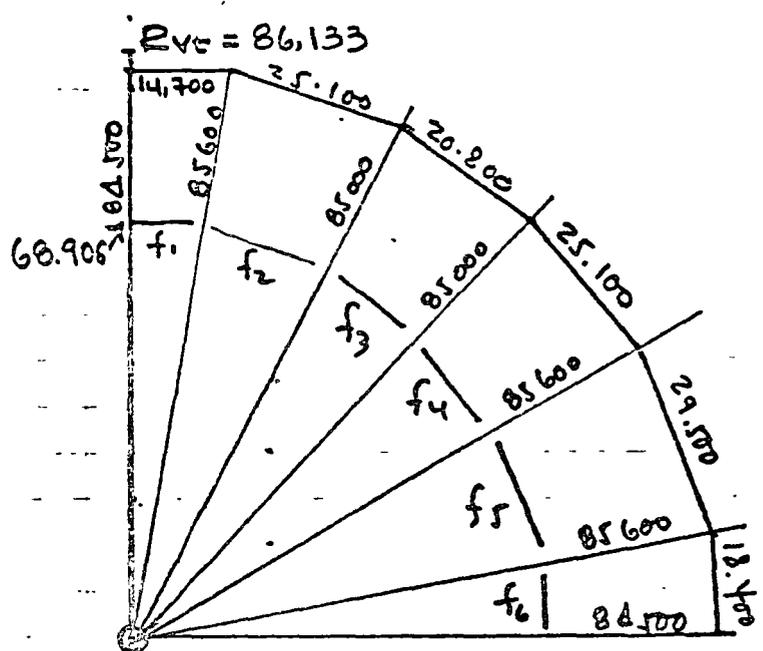
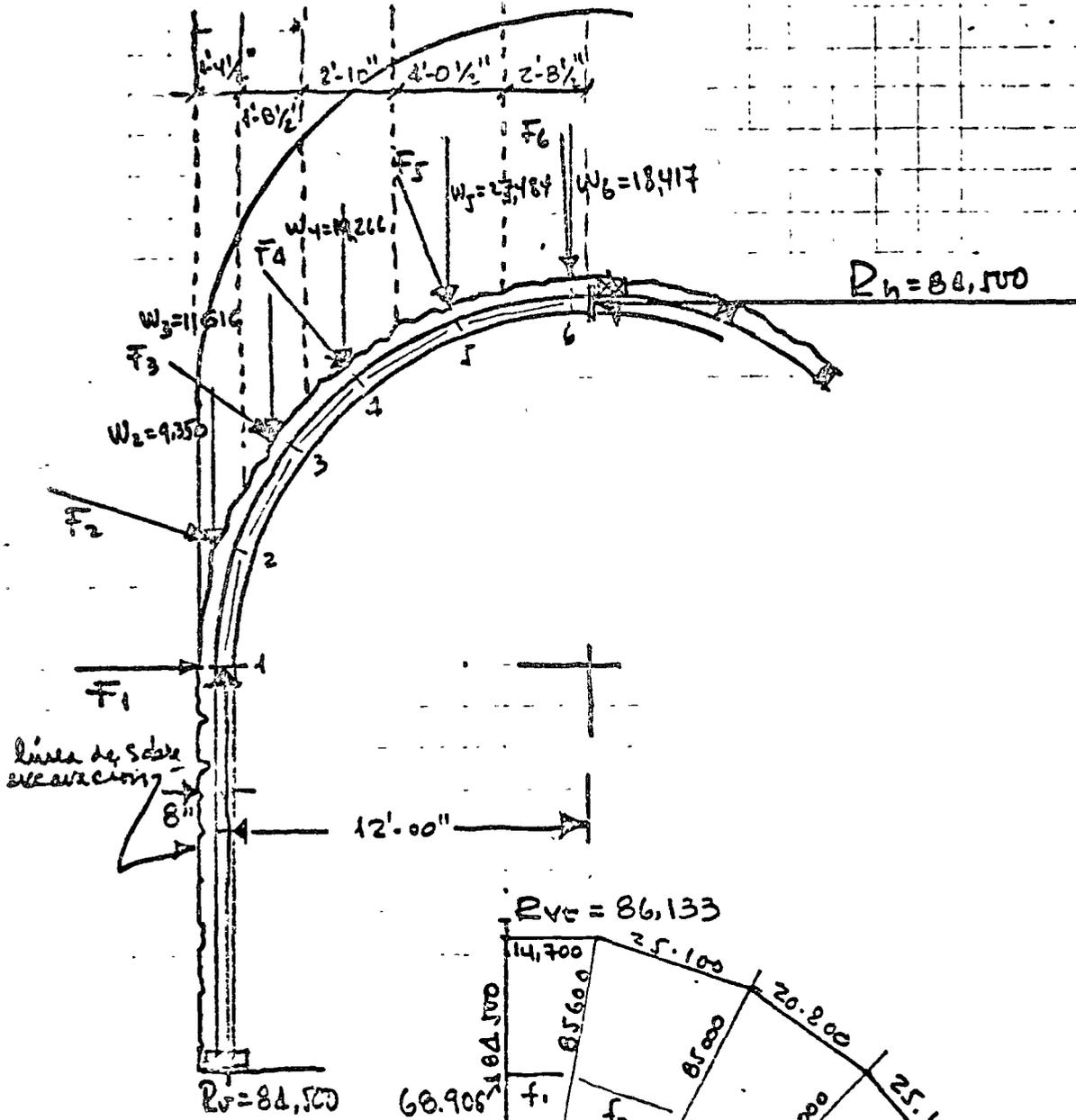


Fig. 32

Construimos el polígono de fuerzas supuesto y real, y determinamos la carga máxima de 85,600 lbs, de acuerdo con la figura No. 32.

R = Radio del eje del marco = 144" = 4' = 140"

C = Longitud de la cuerda = 48.4"

h = 140 - $\sqrt{140^2 - \left(\frac{48.4}{2}\right)^2}$ = 2.1"

Mt = ht = 2.1 x 85,600 = 179,760 lb-in

M max = 0.86 Mt = 0.86 x 179,760 = 154,594 lbs-in

fr = $\frac{T}{A} + \frac{M \text{ max}}{S} = \frac{85,600}{5.96} + \frac{154,594}{18} = 22950 \text{ lb/in}^2$.

22,950 lb/in² < 24,000 lb/in²

Transformando la carga máxima F = 29,500 lb, a uniforme en 4.1 ft de ancho, de acuerdo con las indicaciones de la tabla No. 6 para marcos continuos.

Carga/ft = $\frac{29,500 \text{ lb}}{4.1 \text{ ft.}}$ = 7,195 lb/ft.

En la misma tabla vemos que para B = 24 ft, separación entre puntos de carga = 50" y para fs = 27,000 lbs/in² una sección de 8" x 5 1/4" W.F. tiene una capacidad de carga de 7,550 lb/ft > 7195.

En método Terzaghi, es satisfactorio pero algo conservador; el ademe necesario para soportar cuñas de roca es generalmente más robusto que el ademe diseñado para una zona fracturada.

La utilización de las tablas 6 y 7 contempla las siguientes consideraciones:

- a) La fatiga de trabajo es de 27,000 p.s.i.
- b) Se han deducido de la sección los agujeros correspondientes a las varillas de tensión solamente; en caso de tener perforaciones adicionales debe reducirse la capacidad de carga.
- c) La separación de los bloques de transmisión de carga debe respetarse; si la sobrepasamos, se reduce considerablemente la capacidad de carga; decrece proporcionalmente al cuadrado del incremento de la separación máxima recomendada, inversamente, aumenta cerrando la separación de los bloques.
- d) No se contemplan cargas laterales sobre los postes.
- e) En general los postes de los marcos continuos son suficientemente fuertes para soportar las cargas del techo. Deben chequearse como columnas. Si reducimos a cero el espaciamiento de los bloques de transmisión de carga, puede en algunos casos aumentar la capacidad tal, que la capacidad global del marco queda limitado por la capacidad del poste.
- f) El aseguramiento (castigo) con bloques de madera y el retaque (tupido) o relleno ordenado entre los bloques debe acuñarse consistentemente.

TABLA No. 6. - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line															
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt Per Foot	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
		Maximum Blocking Point Spacing															
4" I	7.7	3090	2750														
4" x 4" H	13.0	5280	4250	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7730	7000	6330	5770												
5" x 5" H	18.9	8240	7940	7190	6550												
6" I	12.5	6270	5660	5110	4650	4260											
6" I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010										
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" " "	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8360	7500	6780	6180	5660	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8930	8260	7680	7190	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 8" H	31.3			10620	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" " "	20.0			9270	8440	7810	7250	6700	6200	5700	5200	4700	4200	3700	3200	2700	2200
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7970	7560	7150	6790	6470
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310
8" x 8" " "	40.0			20160	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350
8" x 8" " "	46.0				22090	20210	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000
8" x 8" " "	58.0					24110	22530	20880	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180
8" x 8" " "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110
10" I	25.4					10810	9970	9240	8550	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400
10" I	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9170	8670	8200	7760	7370	7010
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5880	5590
10" x 8" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380
10" x 8" " "	39.0					17320	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790
10" x 8" " "	45.0					20360	18760	17380	16170	15160	14150	13310	12550	11750	11090	10590	10170
10" x 10" " "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170
10" x 10" " "	51.0							22720	21070	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960
10" x 10" " "	60.0								26070	25760	23940	22350	20960	19710	18530	17570	16660
12" x 8" " "	45.0									15940	14640	14050	13260	12540	11890	11310	10750
12" x 10" " "	53.0									18920	17600	16740	15790	14940	14170	13450	12820
12" x 12" " "	65.0										21210	20020	19350	18420	17470	16520	15510

TABLE No. 7. - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RASTRAS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS. PER SQ. IN.

BEAM		Wt. Per Foot	Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line														
Nominal Depth, Flange Width & Type	12'-0"		14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"
	40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"	
	Maximum Blocking Point Spacing																
4" I	7.7	3090	2760														
4" x 4" H	13.0	5380	4850	4400	4020												
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360												
5" x 5" Stanchion	16.0	7780	7000	6330	5770												
5" x 5" H	18.9	6840	7940	7190	6550												
6" I	12.5	6290	5660	5110	4650	4260											
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200											
6" x 4" "	16.0	6350	7600	6870	6270	5740	5300										
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230										
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780								
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8280	7680	7140	6670							
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190										
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610										
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250				
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470										
8" x 6" H	34.3			16620	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890									
8" x 5 1/4" "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070							
8" x 6 1/2" "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490		
8" x 6 1/2" "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410		
8" x 8" "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7920	7560	7150	6790	
8" x 8" "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9010	8550	8100	7680	
8" x 8" "	39.0			19180	17300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	
8" x 8" "	43.0			20180	22090	20240	18570	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	
8" x 8" "	52.0					24410	22530	20680	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	
8" x 8" "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19550	18470	17410	16480	15610	14800	
10" I	25.4					10810	9970	9210	8580	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	
10" I	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	
10" x 5 1/4" "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	
10" x 8" "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	
10" x 8" "	39.0					17550	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	
10" x 8" "	45.0					20350	18760	17260	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	
10" x 10" "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	
10" x 10" "	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	
10" x 10" "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18530	17570	16660	15830	
12" x 8" "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	
12" x 10" "	53.0									18920	17800	16740	15790	14940	14170	13450	
12" x 12" "	65.0									23700	21700	20620	19450	18420	17470	16590	

En el año 1968 Coon mostró la relación entre el R.Q.D. y el ademe necesario para soportar excavaciones en roca; estas recomendaciones se muestran en la tabla No. 8 y se basan en las siguientes su posiciones:

- 1) El R.Q.D. supone conocer la calidad de la roca.
- 2) Los ademes se colocan correctamente lo más cercano posible al frente (de 0.60 a 1.20 mts.) para marcos de acero y anclas, -- y hasta el frente para el concreto lanzado, colocación correcta del retaque y separadores, tensión adecuada, etc.
- 3) Las dimensiones de la sección, ancho y altura, son iguales -- (herradura, portal y circular)
- 4) El ancho del túnel está comprendido entre 6 m y 12 m.
- 5) Los esfuerzos naturales son tales, que las concentraciones de esfuerzos en la periferia de la excavación no son mayores que la resistencia a la comprensión simple.

Las técnicas y procedimientos utilizados en el montaje de los marcos pueden tener mucha influencia en la carga de roca, si los ademes se colocan incorrectamente o fuera del período de acción de--- puente se permite el aflojamiento de la roca, se mueven las cuñas y la carga de roca puede duplicar el valor consignado en la tabla No. 8.

Los factores de carga de la tabla No. 8 son aproximadamente del -- 80% de las cargas recomendadas por Terzaghi, y están basados en mediciones de campo.

TABLA No. 8. - RECOMENDACION PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN TUNELES EN ROCA

CALIDAD DE LA ROCA.	METODO CONSTRUCTIVO	S I S T E M A DE S O P O R T E		
		MARCOS METALICOS 2	A N C L A S 3	CONCRETO LANZADO
EXCELENTE 1 RQD > 90	A. Perforadora Integral.	Ninguno a ligero. carga de roca - (0.0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno ó aplicaciones locales.
	B. Convencional.	Ninguno a ligero carga de roca - (0.0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno ó aplicación local 2 a 3 pulg.
BUENA 1 75 < RQD < 90	A. Perforadora Integral.	Ocasionalmente Marcos ligeros colocados entre 1.5 y 1.8 m. carga de roca - (0.0 a 0.4) B	Ocasionalmente - anclas separadas a 1.50 ó 1.8 m. - centro a centro.	Ocasional aplicación local 2 a 3 pulg.
	B. Convencional	Marcos colocados a 1.5 ó 1.8 m. - carga de roca -- (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas 1.50 - 1.8 m. centro a - centro.	Ocasionalmente aplicación local 2 a 3 pulg.
REGULAR 50 < RQD < 75	A. Perforadora Integral.	Marcos ligeros a - mediano 1.5 a 1.8 m. c.a.c. carga de roca (0.4 a 1.0) B	Plantilla de anclas de 1.2 a 1.8 m. - c.a.c.	2 ó 4 pulg. en la clave.
	B. Convencional	Marcos ligeros a --- medianos con 1.20 a 1.5 mts. c.a.c. --- carga de roca - (0.6 a 1.3) B	Plantilla de 0.9 a 1.5 m. c.a.c.	4 pulg. ó más en la clave y en las paredes.

MALA 254 RQD450	2	A. Perforadora Integral.	Marcos circulares medianos separados entre 1.20 y 1.60 mts. carga de roca (1.0 a 1.6) B	Plantilla de 0.9 a 1.5m c.a.c.	4 a 6 pulg. en clave y paredes combinado con anclas.
		B. Convencional	Marcos de medianos a pesados colocados entre 0.6 y 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de 0.6 a 1.20 mts. c.a.c.	6 pulg. ó más en la clave y paredes, combinado con anclas.
MUY MALA RQD425	3	A. Perforadora Integral.	Circulares medianos a pesados colocados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca (1.6 a 2.2) B	Plantilla de 0.60 a 1.20 m.	6 pulg. ó más en toda la sección combinado con marcos medianos.
		B. Convencional	Circulares pesados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.90 m. c.a.c.	6 pulg. ó más en toda la sección combinado con marcos medianos ó pesados.
MUY MALA (roca que fluye ó expansiva)	4	A. Perforadora Integral.	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca arriba de 75 mts.	Plantillas 0.60 a 0.90 m c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.
		B. Convencional	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca arriba de 75 mts.	Plantillas de 0.60 a 0.40 c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.

- NOTAS: —
1. — En roca buena y excelente, el soporte requerido en general es mínimo pero puede depender de la geometría de los factores, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.
 2. — El retaque de madera usualmente es igual a cero en la roca excelente y varía entre 25% en roca buena y 100% en roca muy mala.
 3. — La necesidad de poner malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena hasta 100% en roca muy mala.
 4. — B = ancho del túnel

En túneles excavados con perforadora integral el factor de carga es aproximadamente 25% menor, que el correspondiente a túneles--excavados con explosivos.

Ejemplo 3. Suponemos un túnel en roca completamente fracturada.

$$B = 24 \text{ ft}; \quad \gamma = 160 \text{ lb/ft}^3 = 2,550 \text{ kg/m}^3.$$

$$Ht = 24 \text{ ft}; \quad \text{Sección de Portal.}$$

1) Entramos en la tabla No. 2 para determinar la carga de roca.

$$H_p = 1.1C = 1.1 (B + Ht) = 1.1 (2 \times 24) = 52.8 \text{ ft.}$$

2) Suponemos separación entre marcos de 3 ft.

$$\text{Carga/marco} = 52.8 \times 3 \times 160 = 25,400 \text{ lb/ft.}$$

3) Entramos en tabla No. 6 para marco continuo y encontramos para $B = 24 \text{ ft}$, dos perfiles.

$$\text{a) } 8'' \times 8'' \text{ WF; } W_a = 67 \text{ lb/ft; } \quad 26,090 \text{ lb/ft.}$$

$$\text{b) } 10'' \times 10'' \text{ WF; } W_b = 66 \text{ lb/ft; } \quad 28,070 \text{ lb/ft.}$$

Los bloques de madera quedarán a una separación máxima de 50".

Los perfiles resultan sumamente pesados y de difícil manejo.

4) Suponiendo que el perfil disponible es 8" x 8" de 40 lb/ft,-- que es más ligero, encontramos que la capacidad por pie de ancho de túnel es de 15,470 lb/ft.

$$15,470 = 52.8 \times 160 \times \text{Separación}$$

$$S = 1.83 \text{ ft.} \approx 2.0 \text{ ft.}$$

5. CONCLUSIONES



5. CONCLUSIONES.

Desde el punto de vista constructivo debemos decir, que para desarrollar una excavación subterránea, podemos estudiar previamente, con aproximación, el soporte temporal; con más precisión que la que se deduce del análisis objetivo de datos disponibles; suponiendo, deduciendo o conociendo hasta donde sea posible, las propiedades mecánicas de la roca, la geohidrología que encontraremos durante las excavaciones, la geometría de las secciones y los procedimientos de construcción.

Debemos comentar entonces que:

1. Una geología permanente, intuitiva, deductiva y comprobatoria, durante el desarrollo de las excavaciones, es casi siempre necesaria; puede llegar en muchos casos a ser tan precisa, que puede lograrse, aún en casos difíciles, prever con bastante certeza, el soporte temporal más adecuado, modificando solamente algunos detalles simples antes de colocarlos.

2. Debe realizarse un estudio previo del costo por metro lineal, de los diferentes tipos de ademe que se usarán como soporte temporal, con base en el costo real de los materiales necesarios.

3. Debe realizarse con base en la geología deducida, o real, un estudio previo del soporte que debe utilizarse en cada caso,

calculando espesores de concreto lanzado, secciones y separaciones de marcos tipo, separaciones, capacidades y tamaños de pernos de anclaje, sistemas combinados, etc., determinando las cantidades de obra de acuerdo a la clasificación de las necesidades de ademe con sideradas.

4. Debe formularse un programa previo, en función de las necesida des de los diferentes tipos de ademe, de los materiales y equipo-- auxiliar necesarios, que se modificará convenientemente a medida-- que las excavaciones se van desarrollando.

5. Debemos hacer hincapié que las excavaciones subterráneas son-- todas diferentes entre sí; cada túnel es un caso especial, y como-- tal debe analizarse; cuando la roca no se presenta competente, y-- se complica con la presencia de agua, es determinante el análisis-- exhaustivo del soporte temporal previo a las excavaciones.

6. Debido a que el soporte es solamente una etapa del ciclo de ex cavación, la menos conocida, y buscando un mayor avance, general-- mente no le prestamos la debida atención, por lo que frecuentemen-- te se abusa en exceso, y a veces en defecto, con las consecuencias conocidas; es por tanto imperativo insistir que la técnica cons--- tructiva, cubra con mayor eficiencia esta actividad tan importan-- te.

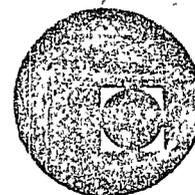
6. REFERENCIAS

6. REFERENCIAS

1. Cuaderno 2. Sistemas de Soporte. Andrés Moreno Fernández. ICA
2. Cuaderno 3. Concreto lanzado. Luis Vieitez U. ICA
3. D.V. Deere, Design of Tunnel liners and Support Systems. University of Illinois (1969)
4. The Rock Tunneling. Proctor and White
5. The art of Tunneling. K. Szechy
6. Mecánica de Suelos. Juárez Badillo y Rico
7. Stress in Rock about Cavities. Terzaghi y Richart
8. Apuntes de excavaciones subterráneas. Víctor M. Hardy
9. Refuerzo de Roca. Cuaderno SRH. Thomas A. Lang
10. Mecánica de Suelos. Karl Terzaghi y Peck



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

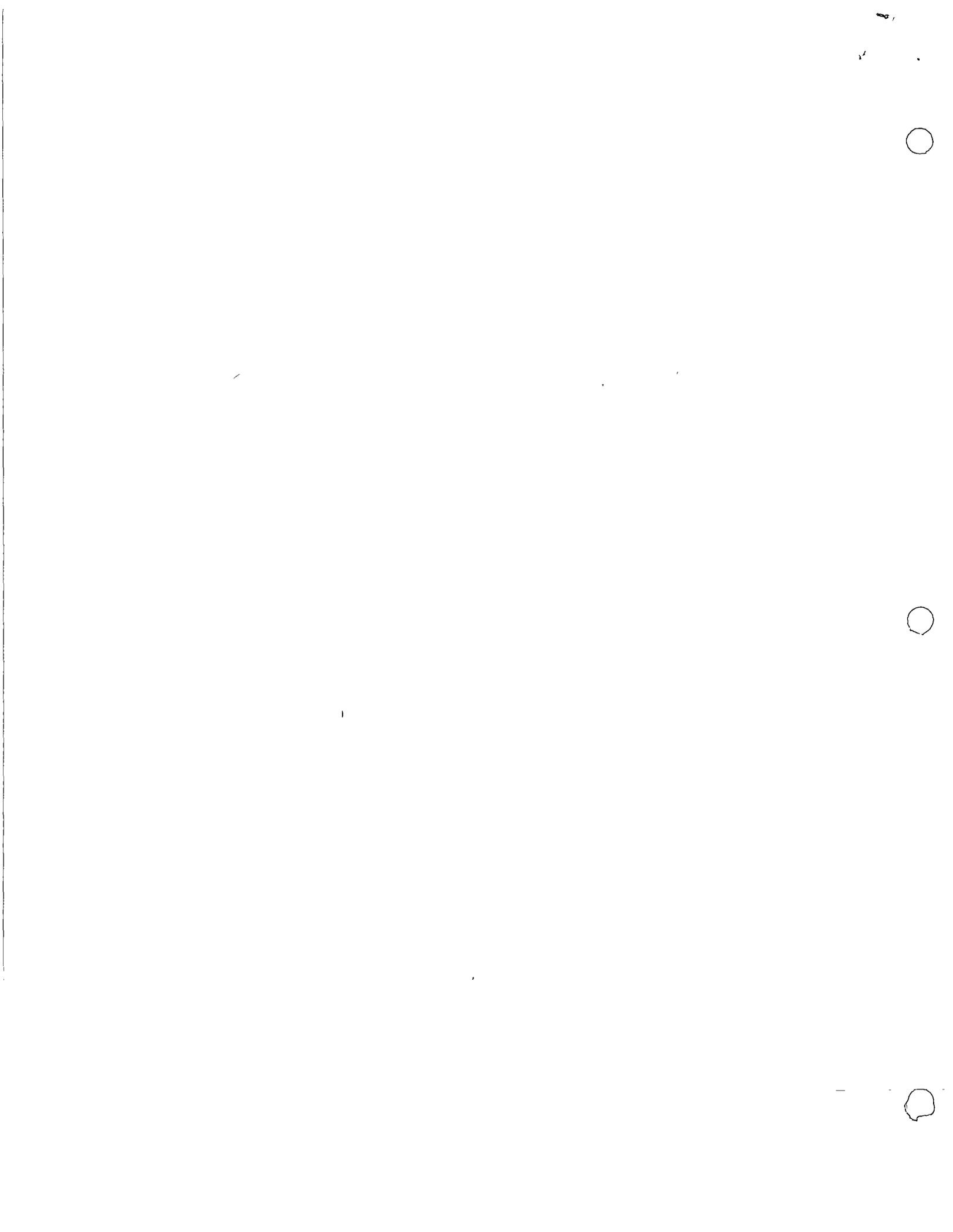


CONSTRUCCION DE TUNELES

REVESTIMIENTO DE TUNELES

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO
ING. MARIO ALDAPE VELAZQUEZ
ING. LUIS LEON TORRES
ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER
ING. ROBERTO OCAMPO FRANCO

SEPTIEMBRE DE 1977.



REVESTIMIENTO DE TUNELES

- 0. INTRODUCCION
 - 0.1 Clasificación de roca
 - 0.1.1 Clasificación geológica
 - 0.1.2 Clasificación estructural
 - 0.1.3 Identificación de clase de roca
- 1. PRESION DE ROCA
 - 1.1 Formas de presión de roca
 - 1.1.1 Presión de roca debida a aflojamiento
 - 1.1.2 Presión real de montaña
 - 1.1.3 Presión de hinchazón
 - 1.2 Determinación de la presión de roca
 - 1.2.1 Presión actuando sobre la clave del túnel
 - 1.2.2 Presión lateral
 - 1.2.3 Presión de fondo
 - 1.2.4 Comentarios
- 2. DISEÑO
 - 2.1 Consideraciones generales
 - 2.2 Método de Bougayeva
 - 2.3 Otros métodos convencionales
 - 2.4 Métos mixtos
 - 2.5 Método del elemento finito
 - 2.5.1 Apéndice del elemento finito
 - 2.6 Conclusión
- 3. CONCRETO
 - 3.1 Introducción
 - 3.2 Propiedades del concreto convencional
 - 3.2.1 Resistencia mecánica
 - 3.2.2 Resistencia a la abrasión
 - 3.2.3 Impermeabilidad
 - 3.2.4 Resistencia al ataque químico

- 3.2.5 Acción de aguas muy puras
- 3.2.6 Reacción álcali-agregado
- 3.3 Fabricación del concreto
- 3.3.1 Componentes del concreto
- 3.3.2 Características de las mezclas
- 3.3.2.1 Concreto transportado por tubería
- 3.3.2.2 Concreto transportado por banda
- 3.3.3 Manejo de los materiales
- 3.3.3.1 Cemento
- 3.3.3.2 Agregados
- 3.3.4 Dosificación y mezclado
- 3.3.4.1 Planta de concreto
- 3.3.4.2 Dosificación
- 3.3.4.3 Mezclado
- 3.4 Transporte del concreto
- 3.5 Colocación del concreto
- 3.5.1 Colado contra formas
- 3.5.1.1 Bombas
- 3.5.1.2 Cañón neumático
- 3.5.1.3 Bandas transportadoras
- 3.5.1.4 Cimbras
- 3.5.1.5 Colado continuo
- 3.5.1.6 Colado discontinuo
- 3.5.2 Método Bernold
- 3.6 Control del concreto
- 3.6.1 Muestreo
- 3.6.2 Ensayes de concreto fresco
- 3.6.3 Ensayes de concreto endurecido
- 3.6.4 Interpretación de resultados
- 3.7 Concreto lanzado
- 3.7.1 Proceso de mezcla seca
- 3.7.2 Proceso de mezcla húmeda

0.1.1 Clasificación Geológica de las Rocas

La clasificación geológica de las rocas se hace por lo general de acuerdo con un criterio genético-mineralógico; además se tiene en cuenta su modo de formación u origen, sus componentes minerales así como también sus características de textura.

ORIGEN		NOMBRE DE LA ROCA	
ROCAS	Igneas	Intrusivas	Granito, Diorita, Gabbro.
		Extrusivas	Riolita, Andesita, Basalto, Piroclásticas.
	Sedimentarias	Clásticas	Conglomerado, Arenisca, Lutita.
		Bioquímicas	Caliza, Yeso, Sal.
	Metamórficas		Textura Masiva: Mármol, Cuarcita.
			Textura Bandeada: Filita, Pizarra, Esquistos, Gneiss.

0.1.1 Rocas Igneas

Las rocas ígneas son producto de la solidificación de un magma fundido a muy alta temperatura. De acuerdo con la posición que guarden en relación a la superficie terrestre al formarse, se dividen en intrusivas y extrusivas. Las intrusivas son aquellas que se solidificaron generalmente a grandes profundidades debajo de

la superficie terrestre. Estas rocas intrusivas pueden constituir masas muy potentes, tales como batolitos o macizos de grandes dimensiones que en algunos casos pueden encontrarse en longitud o ancho de decenas o centenas de kilómetros o bien en forma de cuerpos tabulares como diques y diquestratos que penetran en la roca encajonante con espesores de pocos centímetros hasta decenas de metros. Su textura es en general masiva, formada por granos gruesos de minerales observables a simple vista. Las rocas intrusivas no alteradas constituyen rocas muy compactas y resistentes. Los principales defectos que pueden presentar son: el espaciamiento mínimo de el o los sistemas de juntas que la atraviesan y por otro lado su grado de intemperización o alteración química que afecta sus propiedades mecánicas.

Las rocas extrusivas, en cambio, se solidificaron sobre la superficie de la tierra en forma de emisiones volcánicas, tales como derrames de lavas, y en el aire, en forma de cenizas volcánicas de todas las granulometrías; estas últimas son denominadas piroclásticas. Las lavas por lo general tienden a depositarse en forma de mantos con poca inclinación y espesores que pueden ser de pocos metros o hasta de decenas de metros, llegándose a encontrar en algunas ocasiones sucesiones de varias coladas de lavas. La textura de las lavas en una fractura fresca es de grano fino o muy fino y en algunas ocasiones vítrea. Por lo general, debido a sus condiciones de enfriamiento rápido, las lavas se encuentran afectadas por varios sistemas regulares o irregulares de juntas que reducen sus características mecánicas. Es frecuente encontrar intercalaciones de zonas de brechas parcialmente soldadas y zonas de escoria (basalto vesicular) debido a la presencia

de gases. En general, se puede decir que las lavas son muy heterogéneas (salvo que estén totalmente expuestas en la superficie) y poco predecibles en su distribución y variación en sus características físicas, por lo que requieren una mayor densidad de exploración.

En cuanto a su composición mineralógica las rocas ígneas son mezclas sólidas de silicatos combinados con diferentes cationes (Ca, Mg, K, Al, Fe) y se han subdividido en forma aproximada de acuerdo con su contenido de sílice; en ácidas, intermedias y básicas, siendo las ácidas las de mayor contenido de sílice. Las rocas ácidas, debido a sus componentes minerales, tienen una tonalidad clara, mientras que las básicas son oscuras. De acuerdo con esta subdivisión las rocas ígneas más comunes son las siguientes:

Rocas Ácidas	{	Intrusiva : Granito
	{	Extrusiva : Riolita
Rocas Intermedias	{	Intrusiva : Diorita
	{	Extrusiva : Andesita
Rocas Básicas	{	Intrusiva : Gabbro
	{	Extrusiva : Basalto

En las rocas piroclásticas, su clasificación obedece más bien a su aspecto granulométrico. Cuando las principales partículas que las constituyen tienen la dimensión de gravas, se les denomina Aglomerado y cuando son del tamaño de la arena o menores, se llaman Tobas. Las propiedades mecánicas de estas rocas es -

tán determinadas por el grado de compactación que hayan sufrido después de su depósito y también por el grado de aglutinamiento entre sus partículas ocasionado por el calor propio que tenían al depositarse. Un caso especial es el de la ignimbrita, que es una toba totalmente soldada en la que ya no se distinguen a simple vista sus granos constituyentes y que se pueda confundir con una lava por ser sus características similares.

0.1.1.2 Rocas Sedimentarias

Las rocas sedimentarias son el resultado del depósito, consolidación y precipitación, de los productos del desgaste de rocas preexistentes. Su forma de depósito original siempre es sensiblemente horizontal y se presenta por lo general en capas de espesores que varían desde pocos milímetros hasta decenas de metros. De acuerdo con su origen, se pueden agrupar en clásticas y químicas, aunque también es posible que se encuentren mezclas de ambos tipos.

Las rocas sedimentarias clásticas son rocas constituidas por fragmentos, generalmente redondeados de rocas preexistentes depositadas en capas. Estas se clasifican de acuerdo con el diámetro principal de sus constituyentes como sigue:

mm	Nombre
≥ 2	Conglomerado
$2 - \frac{1}{16}$	Arenisca

$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{256}$ Limolita
 $\frac{1}{256}$ Argilita-Lutita.

Los fragmentos de estas rocas se encuentran por lo general aglutinados mediante un cementante que puede ser calcáreo (Ca CO_3) de sílice (SiO_2) o de arcilla, pudiendo existir combinaciones de estos cementantes. Las propiedades mecánicas de estas rocas dependen principalmente del grado y tipo de cementación de sus constituyentes, es decir, el grado en que se encuentren rellenos los huecos intergranulares con cementante.

Otra característica que afecta sus propiedades mecánicas es el grado y espesor de estratificación.

Las rocas sedimentarias bioquímicas son aquellas que se forman por la precipitación de sustancias en solución o bien de materiales producto de la actividad orgánica, tales como depósitos de esqueletos de microorganismos; en algunas ocasiones, son el resultado de la combinación de ambos efectos. Los representantes más comunes de este tipo de roca son las calizas y dolomitas, que están formadas en un muy elevado porcentaje de calcita (carbonato de calcio) y dolomita (carbonato de calcio y magnesio) respectivamente. Debido a su proceso regional de formación cubren por lo general grandes extensiones y representan una roca compacta. En muchas ocasiones las calizas se distinguen por los efectos secundarios de disolución por aguas circulantes en tiempos geológicos, dando lugar a la formación de conductos de disolución

y cavernas. Los factores que limitan sus propiedades mecánicas son su espesor de estratificación y la presencia de sistemas de juntas. Estas rocas en muchas ocasiones se encuentran sumamente plegadas, lo cual se refleja tanto por la posición inclinada de sus capas, como por una mayor densidad de juntas en las zonas que sufrieron mayores deformaciones, tales como las cimas de los anticlinales y los bajos de los sinclinales.

Un caso especial dentro de las rocas sedimentarias químicas es la sal de roca que está formada en un 99% de cloruro de sodio que es una de las sales más solubles en la naturaleza. Su aspecto es el de una roca masiva, pero tiende a fluir plásticamente bajo grandes presiones. Una roca menos soluble es el yeso que es un carbonato hidratado de cal. Puede presentarse en forma masiva o bien muy estratificada con intercalaciones de capas arcillosas.

0.1.1.3 Rocas Metamórficas

Las rocas metamórficas son el resultado de modificaciones físicas, químicas y fisicoquímicas que actuaron sobre rocas preexistentes debido a efectos de altas presiones, temperaturas y soluciones circulantes. Una característica importante de las rocas metamórficas es que, debido a las grandes presiones a que están expuestas varios de sus componentes minerales, especialmente las micas, tienden a orientarse en una dirección perpendicular a las direcciones de las presiones que las afectaron. Cuando los efectos de temperatura y presión son muy pronunciados, las rocas resultantes se hacen nuevamente granulares y masivas.

$\frac{1}{16}$ $\frac{1}{256}$ Limolita

$\frac{1}{256}$ Argilita > Lutita.

Los fragmentos de estas rocas se encuentran por lo general aglutinados mediante un cementante que puede ser calcáreo (Ca CO_3) de sílice (SiO_2) o de arcilla, pudiendo existir combinaciones de estos cementantes. Las propiedades mecánicas de estas rocas dependen principalmente del grado y tipo de cementación de sus constituyentes, es decir, el grado en que se encuentren rellenos los huecos intergranulares con cementante.

Otra característica que afecta sus propiedades mecánicas es el grado y espesor de estratificación.

Las rocas sedimentarias bioquímicas son aquellas que se forman por la precipitación de sustancias en solución o bien de materiales producto de la actividad orgánica, tales como depósitos de esqueletos de microorganismos; en algunas ocasiones, son el resultado de la combinación de ambos efectos. Los representantes más comunes de este tipo de roca son las calizas y dolomitas, que están formadas en un muy elevado porcentaje de calcita (carbonato de calcio) y dolomita (carbonato de calcio y magnesio) respectivamente. Debido a su proceso regional de formación cubren por lo general grandes extensiones y representan una roca compacta. En muchas ocasiones las calizas se distinguen por los efectos secundarios de disolución por aguas circulantes en tiempos geológicos, dando lugar a la formación de conductos de disolución

y cavernas. Los factores que limitan sus propiedades mecánicas son su espesor de estratificación y la presencia de sistemas de juntas. Estas rocas en muchas ocasiones se encuentran sumamente plegadas, lo cual se refleja tanto por la posición inclinada de sus capas, como por una mayor densidad de juntas en las zonas que sufrieron mayores deformaciones, tales como las cimas de los anticlinales y los bajos de los sinclinales.

Un caso especial dentro de las rocas sedimentarias químicas es la sal de roca que está formada en un 99% de cloruro de sodio que es una de las sales más solubles en la naturaleza. Su aspecto es el de una roca masiva, pero tiende a fluir plásticamente bajo grandes presiones. Una roca menos soluble es el yeso que es un carbonato hidratado de cal. Puede presentarse en forma masiva o bien muy estratificada con intercalaciones de capas arcillosas.

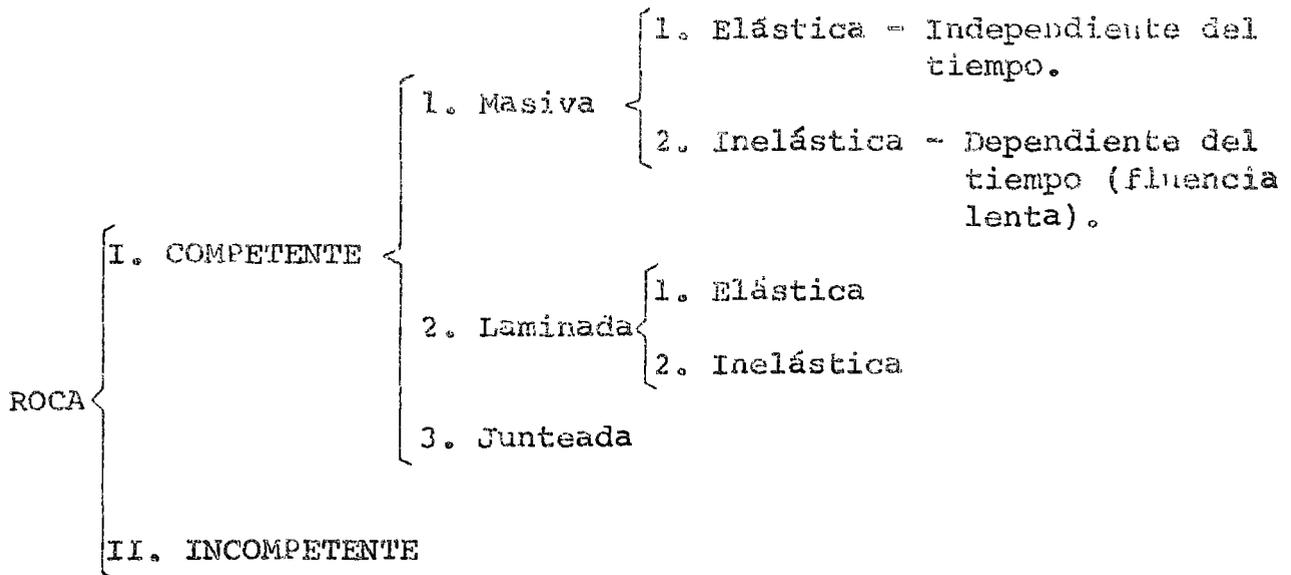
0.1.1.3 Rocas Metamórficas

Las rocas metamórficas son el resultado de modificaciones físicas, químicas y fisicoquímicas que actuaron sobre rocas preexistentes debido a efectos de altas presiones, temperaturas y soluciones circulantes. Una característica importante de las rocas metamórficas es que, debido a las grandes presiones a que están expuestas varios de sus componentes minerales, especialmente las micas, tienden a orientarse en una dirección perpendicular a las direcciones de las presiones que las afectaron. Cuando los efectos de temperatura y presión son muy pronunciados, las rocas resultantes se hacen nuevamente granulares y masivas.

Tomando en cuenta estos aspectos de orientación de minerales (foliación) y granularidad, se pueden clasificar las rocas metamórficas en foliadas y en masivas. Las foliadas están representadas por la serie de rocas que resulta de la metamorfización de las argilitas o lutitas, pasando por Filita, Pizarra, Esquistos y Gneiss. De las rocas metamórficas masivas, se mencionan únicamente la cuarcita, que es una arenisca metamorfizada y el mármol, que es una caliza metamorfizada. Con relación a las propiedades mecánicas de las rocas metamórficas se puede decir que en el caso de las foliadas, los planos de foliación juegan un papel muy importante, ya que son perpendiculares a los esfuerzos principales que actuaron sobre la roca, por lo que sus características de resistencia son menores en el sentido de estos planos. En el caso de las masivas, sus propiedades mecánicas están regidas por sus sistemas de juntas que las atraviesan en forma similar a las rocas ígneas intrusivas.

0.1.2 Clasificación estructural

Una aproximación para clasificar la roca con fines estructurales, es considerar la combinación de las propiedades mecánicas y geológicas de la roca en la que se construirá un tipo específico de estructura subterránea y se definen como sigue:



1.1.1 ROCA COMPETENTE MASIVA ELASTICA

La roca competente es cualquier roca que, debido a sus características mecánicas y geológicas, es capaz de sostener la excavación subterránea sin ayuda de un soporte estructural, excepto andamios de protección contra piedras desprendidas, apuntalamientos ligeros, etc. La roca es masiva, si el espacio entre juntas, roturas, etc., es del orden o mayor que las dimensiones de la excavación, o si la resistencia a través de fracturas o juntas, es comparable a la resistencia de la roca. La fluencia lenta y otros efectos inelásticos que se evidencian por la ocurrencia de pandeo del techo

y hundimiento del piso, acortamiento de los pilares, o una reducción general en las dimensiones de la excavación, deberán ser despreciables, para que la roca sea considerada elástica.

Las clases geológicas típicas de roca competente, masiva y elástica, son: los yacimientos gruesos de areniscas y calizas, o yacimientos más delgados de rocas sedimentarias en las que las fracturas y otros planos de debilidad están unidos; mármol masivo, cuarcitas, granitos y gabros y cualquier roca ígnea junteada o roca metamórfica en la cual las juntas están unidas.

I.1.2 ROCA COMPETENTE MASIVA INELASTICA

Esta clase de roca se diferencia de la roca competente elástica por su tendencia a la fluencia lenta, que se evidencia por ocurrencias como las arriba descritas. Los tipos de rocas predominantes en esta clase son los minerales evaporíticos; halita (sal) y los minerales de potasio y boratos.

I.2.1 ROCA COMPETENTE LAMINADA ELASTICA

Esta clase, incluye todas las rocas sedimentarias laminadas en forma delgada, o rocas metamórficas escasamente laminadas, en las cuales las laminaciones están separadas y/o divididas por planos de debilidad más o menos paralelos; en esta clase están comprendidas la mayoría de las rocas sedimentarias en las cuales la laminación no está cementada. En adición se encuentran en este grupo algunas rocas metamórficas, tales como cuarcitas foliadas, esquistos y gneiss.

I.2.2 ROCA COMPETENTE LAMINADA INELASTICA.

Esta clase se caracteriza por que la roca dentro de la laminación es inelástica. Las excavaciones en esta clase de rocas están sujetas particularmente a hundimiento del piso y pandeo del techo. Algunos depósitos de halitas y potasios son laminares, estando la laminación separada por fracturas rellenas, a través de las cuales no hay virtualmente resistencia de ligazón. Dentro de este grupo se encuentran los esquistos.

I.3 ROCA COMPETENTE JUNTEADA.

Esta clase de roca contiene más de un conjunto de planos de debilidad virtualmente paralelos, que tienden a dividir la roca en paralelepípedos y otras formas geométricas multisuperficiales (poliedros). La mayoría de las rocas de este grupo, contienen juntas y sólo cuando el espaciamiento entre planos de juntas es grande, la roca puede ser clasificada como masiva. Así la distinción entre roca masiva y junteada es comunmente el grado de fracturación.

II. ROCA INCOMPETENTE

Cuando el junteado llega a estar más estrechamente espaciado, o cuando hay más de un sistema geológico distintivo de juntas, la roca llega a ser incapaz de sostener las excavaciones subterráneas sin soportes, y así es clasificada como incompetente. El grado de incompetencia se incrementa si las superficies de los planos de jun-

La clasificación anterior fue formulada con el propósito de agrupar los problemas estructurales de la roca, tomando en cuenta las características mecánicas y geológicas designadas. Sin embargo, de acuerdo al tamaño y profundidad de la excavación debe ser usada con cierta reserva. Por ejemplo, una roca con baja resistencia puede ser competente a baja profundidad pero incompetente a mayores profundidades; la roca puede ser elástica a una profundidad pero inelástica en otra; o un depósito en capas puede ser masivo para una excavación pequeña pero laminado en una más grande.

0.1.3. Identificación de la clase de roca

La identificación de la clase de roca y la evaluación de sus características mecánicas y geológicas como un material estructural, en el cual se va a construir una excavación subterránea, es una materia que se pasa por alto muy frecuentemente o se considera sólo casualmente. Esto es especialmente cierto en la exploración de depósitos minerales donde, en muchas ocasiones, las perforaciones de muestreo se limitan sólo a la zona mineralizada y frecuentemente los corazones son parcial o completamente destruídos al hacer un análisis químico.

Uno de los factores que ha limitado la descripción mecánica de la roca, y en particular de las muestras, es la carencia de una adecuada terminología; los términos tales como juntas, partiduras, fracturas y separaciones son frecuentemente usados como sinónimos o sin una definición específica. En el manejo de muestras se ha encontrado de gran ayuda el restringir el significado de estos términos como sigue:*

* Esta terminología no necesariamente corresponde a la empleada en

JUNTA.- Ruptura de origen geológico en la continuidad de un masivo rocoso, que ocurre tanto en forma aislada, o más frecuentemente en un conjunto o sistema, pero sin estar acompañada de desplazamiento alguno. Puesto que las juntas son de origen geológico, se encuentran comunmente productos de descomposición en la superficie de la junta, que en algunos casos pueden unir la junta.

FRACTURA.- Una ruptura reciente en la continuidad de un cuerpo de roca, no acompañada por un desplazamiento y no orientada en un sistema regular. Las fracturas pueden ser abiertas o cerradas pero no unidas y frecuentemente son hechas por el hombre, como por ejemplo, aquellas causadas por explosión.

PARTIDURA.- Una capa delgada de material depositado o alterado, separando estratos en rocas sedimentarias o metamórficas. En rocas sedimentarias, la capa depositada puede contener materiales carbónáceos u otros materiales orgánicos. Las partiduras están generalmente desunidas pero si el material depositado ha endurecido puede existir una resistencia por adherencia.

SEPARACION.- Una ruptura relativamente reciente a lo largo de un plano de estratificación o entre capas de rocas metamórficas o sedimentarias. Las separaciones pueden ocurrir en un plano de partidura y son por lo general hechas por el hombre, esto es, se desarrollan como consecuencia de la explotación de minas.

De manera adicional, D.U. Deere propone una terminología descriptiva para definir el espaciamento de juntas y estratos, la cual es conveniente emplear en la extracción de corazones de roca.

Término descriptivo		Espaciamento
Espaciamento entre juntas	Espesor del estrato	(cm)
muy cercanas	muy delgado	menor que 5.0 *
cercanas	delgado	5.0* - 30.0
moderadamente cercanas	medio	30.0 - 100.0
separadas	grueso	100.0 - 300.0
muy separadas	muy grueso	mayor que 300.0

* Si el espaciamento mínimo entre juntas o espesor de estrato fuera de 10 cm el espaciamento sería aproximadamente logarítmico.

0.1.3.1 Índice de calidad de las rocas, RQD

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.

(a) Longitud de restigo recuperado (cm)	Recuperacion modificada (cm)	(b) Indice de cantidad (R Q D)	Calidad
25	25	0 - 25	Muy mala
5		25 - 50	Mala
5		50 - 75	Regular
8		75 - 90	Buena
10	10	90 - 100	Excelente
12	12		
8			
10	10		
15	15		
10			
5			
15	15		
128	87		
Longitud Total 150 cm			
Recuperacion = 128/150 = 85 %		R Q D 87/150 = 58 %	

En la figura se muestra un ejemplo correspondiente a un sondeo de 150 cm. En este caso particular la recuperación total de testigo fue de 128 cm, con un porcentaje de testigo recuperado del 85%. Con la modificación, sólo se tienen en cuenta 87 cm, siendo el RQD del 58%. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total. Si el testigo se ha roto por el manejo o por el proceso de perforación (por ejemplo, cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diaclasas naturales), se juntan los trozos partidos y se cuentan como una pieza única, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm. Es necesario un cierto criterio en el caso de las rocas sedimentarias o rocas metamórficas estratificadas, no siendo tan exacto el método en estos casos como en las rocas ígneas, calizas en estratificación gruesa, areniscas, etc.

En una roca competente masiva la recuperación de la muestra debe ser virtualmente 100% y en longitudes sin romperse promediando aproximadamente un metro con algunas longitudes hasta de tres metros. Si la roca está junteada o en capas es posible muestrear a través de la mayoría de los planos de junta o partidura, sin que la muestra se rompa en estos puntos.

Una roca competente laminada está caracterizada por un conjunto sencillo de planos de debilidad aproximadamente paralelos (partiduras) en la mayoría de los cuales la muestra fallará al perforar.

Roca incompetente se mostrará sólo en longitudes pequeñas, comúnmente menores a 30 cm, o en fragmentos.

2.	DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DE TUNELES
2.1	Consideraciones generales
2.2	Método de Bougayeva
2.3	Otros métodos convencionales
2.4	Métodos mixtos
2.5	Método del elemento finito
2.6	Apéndice del método del elemento finito
2.7	Conclusión

M. Aldape V.

1.1 Formas de Presión de Roca.

Para comprender los mecanismos de presión de roca en túneles, es conveniente imaginar que a cualquier profundidad, en donde se excavará un túnel, existe el equilibrio antes de efectuar la excavación. Cuando ésta se abra, el estado de esfuerzos y deformaciones cambiará consecuentemente y todos los elementos en las cercanías del túnel se tendrán que adaptar a su nuevo estado de esfuerzos. Además, otro factor hace que el fenómeno se complique; ésto se debe a la necesidad de emplear explosivos, en la generalidad de los casos, para efectuar las excavaciones se describen conceptualmente los mecanismos responsables de la presión de roca sobre el revestimiento de un túnel. La presión de roca se ha dividido convencionalmente en tres formas: la debida al peso de la masa de roca (presión de aflojamiento); la debida a los esfuerzos existentes en el medio (presión real de montaña); y la debida a la expansión de ciertos tipos de rocas o suelos.

Los dos primeros mecanismos son esencialmente uno solo, pero se han separado para enfatizar la influencia de algunos factores.

Esto se explicará mejor en incisos subsecuentes. El tercer mecanismo se presenta exclusivamente en ciertos suelos o también en ciertas rocas cuyas fisuras están rellenas por suelos expansivos.

La determinación de la presión de roca es uno de los problemas más complejos de la ingeniería. Esta complejidad es debida no sólo a la dificultad inherente al conocimiento de las condiciones de esfuerzos que prevalecen en el interior de una masa de ro

ca, sino también al hecho de que tanto las propiedades esfuerzo-deformación, como la magnitud de las presiones que se desarrollan alrededor de la cavidad, están gobernadas por una variedad de factores tales como:

- El estado inicial de esfuerzos en la roca
- El tamaño de la cavidad
- El método de excavación
- La rigidez del soporte
- El período durante el cual la cavidad ha permanecido sin soporte.

1.1.1 Presión de roca debida a aflojamiento.

En este caso, la presión de roca puede ser entendida como el peso de una masa de roca de cierta altura que gravita principalmente sobre la clave del túnel (fig 1); esta masa, si se dejara sin soporte, caería gradualmente dentro de él túnel. En la práctica, se considera que mientras más rápido se coloque el revestimiento menor será esta presión ya que la zona afectada por desprendimiento será también menor.

Las razones por la que ocurre el aflojamiento de la roca son muy diversas, siendo las principales: el empleo de explosivos durante la excavación y los esfuerzos de tensión que se originan por efecto de la flexión en la clave del túnel. Obsérvese que esta clase de presión ocurre independientemente de la profundidad a la que se encuentre el túnel (e independientemente también) y de la calidad de la roca, es decir, este mecanismo se presenta prácti-

amente en cualquier tipo de roca. Entendido el mecanismo de aflojamiento queda por determinar el volumen de roca que se apoyará sobre la clave del túnel; para este objeto, se han desarrollado diversas teorías que se mencionan adelante.

1.1.2 Presión real de montaña,

Esta presión se origina por efecto del estado de esfuerzos que se crea al abrir una cavidad. El estado de esfuerzos que se genera es debido a una combinación de los dos factores siguientes: una posible resistencia insuficiente de la roca con relación a los esfuerzos actuantes en la periferia del túnel y en segundo lugar, el estado inicial de esfuerzos del macizo rocoso.

Lo anterior se puede describir de la forma siguiente: los elementos de roca se encuentran adyacentes al túnel, antes de la excavación, se encuentran en equilibrio; al excavar el túnel, se rompe el equilibrio de esos elementos y como consecuencia ocurren deformaciones y cambios en su estado de esfuerzos original. Si la resistencia de la roca es suficiente el equilibrio se mantiene; por el contrario, si la resistencia es insuficiente para el estado de esfuerzos generado por la excavación, entonces habrá una redistribución de esfuerzos que provocará nuevas deformaciones; este proceso se repetirá sucesivamente hasta que se alcance el equilibrio. Ocurre frecuentemente que este proceso es diferido en el tiempo debido a las propiedades viscoelásticas de la roca. Esto último puede traer como consecuencia que el hueco de la excavación se cierre gradualmente a medi

da que pasa el tiempo; sin embargo, en la generalidad de los casos se generará una zona adyacente a la excavación con un estado de esfuerzos que es congruente con su resistencia; el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio final puede ser muy largo.

Considerando exclusivamente este mecanismo, se puede llegar a la conclusión de que mientras más tiempo tarde en colocarse el revestimiento más grande será la zona adyacente con esfuerzos redistribuidos y congruentes con la resistencia limitada de la roca y por lo tanto menor será la presión de roca que tenga que soportar el revestimiento. Sin embargo, no debe perderse de vista dos aspectos: a) las deformaciones necesarias para que se alcance el equilibrio pueden ser excesivas y b) a medida que pasa el tiempo, el mecanismo de aflojamiento empieza a tener importancia y pueden producirse inclusive caídos de importancia dentro del túnel.

Vale la pena mencionar que la ocurrencia de este mecanismo de presión está regida por las características de resistencia de la roca; por la profundidad de la excavación y por los esfuerzos tectónicos presentes en la masa de roca. De esta forma, una roca muy resistente puede generar presión real de montaña a una profundidad de más de 1000 m y no presentarla a una profundidad de 200 m.

1.1.3 Presión de hinchazón

Este mecanismo ocurre en suelos arcillosos y en rocas blandas o rocas que tengan fisuras rellenas de suelos arcillosos. La rela

jación de esfuerzos que ocurre en las cercanías de la excavación promueve cambios de volumen en las rocas y suelos. Tales cambios de volumen pueden ser suficientemente grandes como para generar presiones de roca inclusive mayores que la presión geostática.*

Cuando se presenta esta situación, es conveniente permitir que ocurran los cambios de volumen antes de colocar el revestimiento definitivo. En el apéndice 2 se menciona un procedimiento recomendado por Terzaghi para la construcción del soporte temporal.

1.2 Determinación de la presión de roca.

1.2.1 Presión actuando sobre la clave del túnel

Se han desarrollado varias teorías para calcular la presión de roca en el revestimiento de un túnel. En estas teorías, se distinguen dos tendencias, tomar en cuenta el efecto de la profundidad del túnel y considerar la presión independiente de la profundidad.

Entre las teorías que toman en cuenta la profundidad se encuentran las de Bierbaummer, Esztó, Terzaghi, Balla y Suquet. Todas ellas suponen que la presión de roca es igual a la presión necesaria para que el material alrededor y arriba del túnel se en-

* Se entiende por presión geostática la presión vertical, a una profundidad dada, debida a peso propio de la cobertura de roca.

cuentre en equilibrio, considerando que su peso es tomado por la resistencia de la roca mediante mecanismos similares a los de arqueo.

Las teorías que no toman en cuenta el efecto de la profundidad - se refieren esencialmente a la determinación de la presión de - aflojamiento. Las teorías de Kommerell, Forchheimer, Ritter, - Protodiakonov, Engesser y Szechy se encuentran entre ellas una característica común en donde se supone que el revestimiento o el soporte temporal resistirá sólo el campo libre de esfuerzos - desarrollados como consecuencia de la relajación de esfuerzos debido a la excavación.

En el apéndice 1 se presenta el desarrollo de la teoría de Protodiakonov.

Debe mencionarse que hasta ahora se ha hablado acerca de la presión de roca que actúa sobre la clave del túnel, es decir, de la presión vertical. Hace falta considerar cuales serán las solitaciones a que estará sujeto el revestimiento por efecto del empuje lateral y de la presión del fondo. En la Fig 2 se hace una distinción entre ellas.

1.2.2 Presión lateral.

La presión lateral es el empuje horizontal de la roca debido a - las cargas verticales actuando en las zonas adyacentes al túnel y a la deformación que tenga el revestimiento en la Fig 3 se --

muestra el mecanismo anterior,

El primer concepto que se maneja es el siguiente: debido a la presión vertical actuando sobre AB se genera una presión horizontal sobre BE y la relación entre ellos corresponde a un estado activo de esfuerzos o a uno de reposo *. Entonces conociendo la presión vertical actuando sobre AB se puede calcular la presión en BE aplicando las teorías de empuje de tierras o suponiendo un valor del coeficiente de reposo, K_0 . Así, la presión lateral -- valdrá:

$$p_e = p_v / N_\phi - 2c / N_\phi$$

en el caso activo o

$$p_e = \frac{v}{1-v} p_v$$

en el caso de un estado de reposo,

p_v = Es la presión vertical actuando en la frontera AB (ver Fig- 3). AB se determina suponiendo que es igual a $45 + \phi/2$

$$N_\phi = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

ϕ = Es el ángulo de fricción de la roca

c = Es el valor de la cohesión de la roca

v = Es la relación de Poisson.

El otro concepto que se maneja es que la presión lateral depende rá de los movimientos que tenga el revestimiento.

* Se entiende por estado activo de esfuerzos a aquel en donde la frontera BE se mueve hacia el túnel debido a la presión vertical en AB y al peso del material en ABE. Es similar al empuje de suelo sobre un muro de retención. En el estado de reposo la frontera BE, no se mueve.

En efecto, en general se presentarán desplazamientos hacia afuera por efecto de la presión de roca actuando en la clave lo cual llevará a la roca adyacente de un estado activo a un estado cercano al pasivo, es decir, la frontera BE tenderá a moverse hacia afuera del túnel. Lo anterior, hará que la presión lateral se incrementa, haciendo más favorable la condición de trabajo del revestimiento. En el capítulo de diseño se presentan varios métodos para efectuar el análisis del revestimiento en esas condiciones.

1.2.3 Presión de fondo

Se entiende como presión de fondo, la que tiene que ejercer el fondo de la excavación contra la cubeta del revestimiento por efecto de la presión vertical actuando en la zona adyacente al túnel. En la Fig 4. Se muestra esquemáticamente éste mecanismo. Como puede observarse, el problema de determinar la presión en el fondo se puede asemejar entonces a uno de capacidad de carga.

En forma alternativa Terzaghi, analiza el problema de la estabilidad del fondo del túnel, como uno de falla de fondo en excavaciones profundas y así se determina el factor de seguridad contra hundimiento del fondo, en caso de no existir la cubeta del revestimiento. Si se obtiene un factor de seguridad pequeño se puede agregar basalto o colocar una losa inferior.

En la práctica el problema de presión de fondo se presente exclusivamente en suelos sueltos y específicamente en arcillas plásticas saturadas.

1.2.4 Comentarios

Vale la pena mencionar que en los incisos anteriores se ha dividido artificialmente la presión de roca como presión vertical, presión lateral y presión de fondo. La determinación de cada una de ellas se ha hecho en forma independiente. En la realidad, no se puede hacer una separación entre ambos tipos de presión; ya que sus valores dependerán de la carga de roca que tiene que soportar el túnel y las deformaciones que tendrá el revestimiento ante esas cargas cuando está confinado por la roca. Lo anterior genera un problema de interacción revestimiento-roca, en donde las propiedades mecánicas de los distintos elementos son de vital importancia para determinar las acciones sobre el revestimiento. En el capítulo de diseño se presenta un ejemplo del análisis que se debe efectuar.

En caso de que el túnel se construya sin losa inferior, deberá hacerse congruente la capacidad de carga de la roca en la parte inferior de los pilares, con la carga transmitida a través de ellos. Vease la Fig 5.

APENDICE 1.- TEORIA DE PROTODIARONOV (Traducido del libro de K. Széchy: the Art of Tunnelling).

Se supone que arriba de la cavidad se desarrolla un arco, del cual se asegura el equilibrio a menos que los esfuerzos a lo largo de la línea AOB son de compresión y no están asociadas con flexión. El arco producido seguirá aproximadamente una línea parabólica. Ver Fig A-1.

Los esfuerzos actuando sobre cualquier sección DO del arco son:

- a) La resultante horizontal T , de las reacciones actuando a la derecha de la corona, O.
- b) La resultante p_x de la presión vertical;
- c) La reacción tangencial, r' en el punto D, de las fuerzas actuando a la izquierda. Tomando momentos respecto a D. tenemos.

$$M_p = T_y + \frac{p_x^2}{2} = 0; \quad \frac{p_x^2}{2} = T_y$$

En el punto A, la resultante R puede descomponerse en V y N. La componente vertical empuja el arco sobre sus soportes, mientras que la componente horizontal tiende a desplazarlo.

La resistencia del arco de carga, puede derivarse de la condición de que cualquier desplazamiento provocado por la fuerza horizontal N es prevenido por la resistencia por fricción desarrollada en el plano A - B sobre el que actúa la presión vertical.

si f es el coeficiente de fricción interna = $\tan \phi$ entonces -
 $N = Vf$ y $V = pb/2$.

Una reserva de seguridad adicional contra el desplazamiento, lo provee el esfuerzo cortante movilizado en las masas laterales de roca. Entonces:

$$N = p \frac{b}{2} f h$$

Sustituyendo los valores en la frontera $x = b/2$, $y = h$ y $T = N$ en la ecuación general de la parábola, relativa al punto D, tenemos:

$$p \frac{b}{2} = p \frac{b}{2} f h + \frac{4fh - b}{4h^2}$$

entonces:

$$= p \frac{b}{2} \frac{4fh - b}{4h^2}$$

La altura h del arco, se obtiene de la condición de que esta asociada al máximo valor de . Diferenciando la expresión anterior respecto a h , e igualando a cero, tenemos:

$$d / dh = p \frac{b}{2} \frac{\frac{b}{2} - f h}{h^3} = 0$$

entonces:

$$h = \frac{b}{2f}$$

sustituyendo este valor en la expresión de , obtenemos;

$$= \frac{pf^2}{2}$$

e incluyendo esto en la condición de frontera

$$T = p \frac{b}{2} f \quad \text{y} \quad p \frac{pf}{4} = p \frac{bf}{3}$$

y la ecuación de la parábola se convierte

$$\frac{px^2}{2} = Ty = \frac{pfb}{4} y$$

o sea:

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

La carga actuando sobre el túnel es, entonces, el peso de la masa de roca confinada dentro de la parábola; el material afuera de la línea AOB transmite su peso por arqueo.

El área de la parábola es

$$F = \frac{2}{3} b h$$

y la carga por unidad de longitud es

$$p = F = \frac{2}{3} b h$$

y sustituyendo el valor

$$h = \frac{b}{2f}$$

tenemos

$$p = \frac{1}{3} \frac{b^2}{f}$$

El coeficiente f se refiere a la resistencia friccionante, sin embargo, la teoría se ha extendido a suelos con cohesión y también a rocas, y entonces el coeficiente f se valua en la si

guiente forma:

En suelos cohesivos

$$f = \tan \phi + \frac{10c}{c}$$

donde

c = cohesión

c = resistencia a la compresión no confinada

En rocas

$$f = \frac{k}{100}$$

donde

k es la resistencia a la compresión de muestras cúbicas de rocas, en kg/cm^2

En la tabla A - 1 se muestran varios valores de f para distintos materiales.

La teoría de Protodiakonov ha dado resultados a profundidades entre $\frac{b}{2f}$ a $\frac{b}{f}$, según la práctica soviética.

APENDICE 2.- ALGUNAS RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS EXPANSIVOS. (Tomado del libro Mecánica de Suelos, tomo II de E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez).

En rocas expansivas la presión de roca inicial es debida casi-exclusivamente al acortamiento, pero este valor aumenta durante mucho tiempo, a veces varios meses, hasta alcanzar cifras muy importantes.

La tallea del ademe en roca expansiva va acompañada de una relajación casi instantánea de la presión, por lo que el ademe fallado suele bastar durante algunos días para que la tallea no tome, por lo menos, caracteres de catástrofe. La presión aumenta otra vez, cuando un nuevo ademe substituye al destruido, pero su valor inicial ya es menor que el alcanzado anteriormente. Cuando el ademe no es circular, el aumento en contenido de agua y disminución de la resistencia al esfuerzo cortante que ocurre en la roca próxima al túnel al expanderse puede fácilmente ser causa de que los puntales del ademe penetren en el pico del túnel, comenzando así el colapso general de la estructura de protección; por ello el tipo de ademado circular debe considerarse ahora como indispensable.

Muy pocos datos confiables se tienen actualmente para valuar la carga de las rocas expansivas. En túneles superficiales

les la carga de roca puede ser bastante mayor que la correspondiente al material existente sobre el túnel. En túneles profundos se han llegado a medir frecuentemente presiones del orden de 10 kg/cm^2 y excepcionalmente se han encontrado valores tan altos como 20 kg/cm^2 ; este último valor es toscamente equivalente a un colchón de 80 m de roca gravitando sobre el techo del túnel. Estas presiones indican que, aún en rocas expansivas, el efecto de arqueo es importante. Como quiera que la expansión trae consigo un alivio de las presiones ejercidas por el suelo, siempre que no existan restricciones, es recomendable dejar entre el ademe construido y la excavación una holgadura; 10 ó 15 cm es un valor satisfactorio.

Un procedimiento recomendado por Terzaghi para la construcción del ademado es el siguiente. Se colocan costillas circulares de acero suficientemente resistentes para aguantar la presión de expansión de la roca; como consecuencia la roca fluye en torno a esas costillas venciendo la resistencia de los elementos de soporte intercalados entre las costillas, que se construyen relativamente débiles. Una vez que estos elementos han cedido, se retiran, se rebana el material expandido y se vuelve a construir los elementos intermedios. Así se logra que la presión vaya siendo controlada sin necesidad de sustituir todo el ademe o sin construirlo todo de muy alta resistencia.

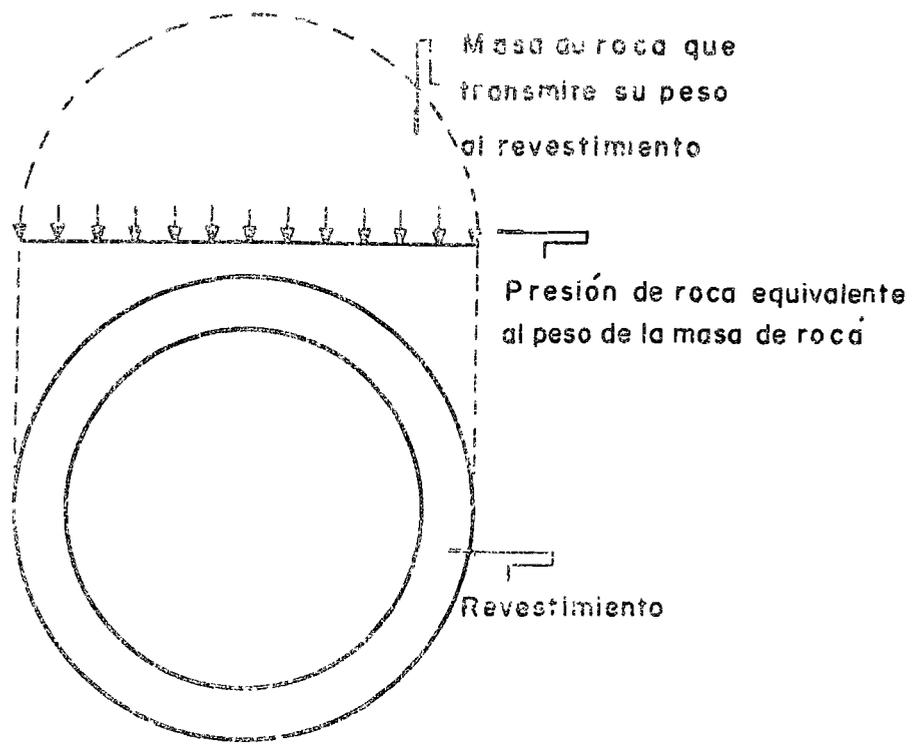
Un aspecto muy importante es, naturalmente, reconocer la expansividad de la roca antes de efectuar la excavación del túnel.

Para ello Terzaghi recomienda tomar muestras de roca fresca, su mergirlas en agua y medir su incremento de volumen. Un incre -
mento menor de 2% indicaría que la roca no es expansiva, en el -
sentido en que aquí se ha venido tratando. Este punto es impor -
tante, no sólo para juzgar la carga de roca, sino también para -
decidir el grado de acuñaamiento que haya de dársele al ademe; <
en efecto, se vio que en todos los tipos de roca antes tratados
un buen acuñaamiento en el ademe aumenta, sino también el valor -
final de dicha presión; por el contrario, en rocas francamente -
expansivas ya se mencionó la conveniencia práctica de dejar una
holgadura entre el ademe y las paredes de la excavación, pues -
esto reduce el valor dinal de la presión sobre el soporte. Así
pues, el correcto juicio sobre la expansibilidad de la roca de -
fine los procedimientos de donstrucción en lo que a esta impor -
tantísima cuestión se refiere.

Strength Factors after Protodyakonov

TABLE 3/VII

Category	Strength grade	Denotation of rock (soil)	Unit-weight (kg/m ³)	Crushing strength σ_c (kg/cm ²)	Strength factor f
I	Highest	Solid, dense quartzite, basalt and other solid rocks of exceptionally high strength	2800 3000	2000	20
II	Very high	Solid, granite, quartzporphyr, silica shale. Highly resistive sandstones and limestones	2600-2700	1500	15
III	High	Granite and alike. Very resistive sand- and limestones. Quartz. Solid conglomerates.	2500-2600	1000	10
IIIa	High	Limestone, weathered granite. Solid sandstone, marble. Pyrites.	2500	800	8
IV	Moderately strong	Normal sandstone	2400	600	6
IVa	Moderately strong	Sandstone shales	2300	500	5
V	Medium	Clay-shales, Sand- and limestones of smaller resistance. Loose conglomerates	2400-2800	400	4
Va	Medium	Various shales and slates. Dense marls.	2400-2600	300	3
VI	Moderately loose	Loose shale and very loose limestone, gypsum, frozen ground. Common marl. Blocky sandstone, cemented gravel and boulders, stoney ground	2200-2600	200-150	2
VIa	Moderately loose	Gravelly ground. Blocky and fissured shale, compressed boulders and gravel, hard clay.	2200-2400	—	1.5
VII	Loose	Dense clay. Cohesive ballast. Clayey ground.	2000-2200	—	1.0
VIIa	Loose	Loose loam, loess, gravel.	1800-2000	—	0.8
VIII	Soils	Soil with vegetation, peat, soft loam, wet sand.	1600-1800	—	0.6
IX	Granular soils	Sand, fine gravel, upfill	1400-1600	—	0.5
X	Plastic soils	Silty ground, modified loess and other soils in liquid condition	—	—	0.3



PRESION DE ROCA DEBIDO A AFLOJAMIENTO

fig 1

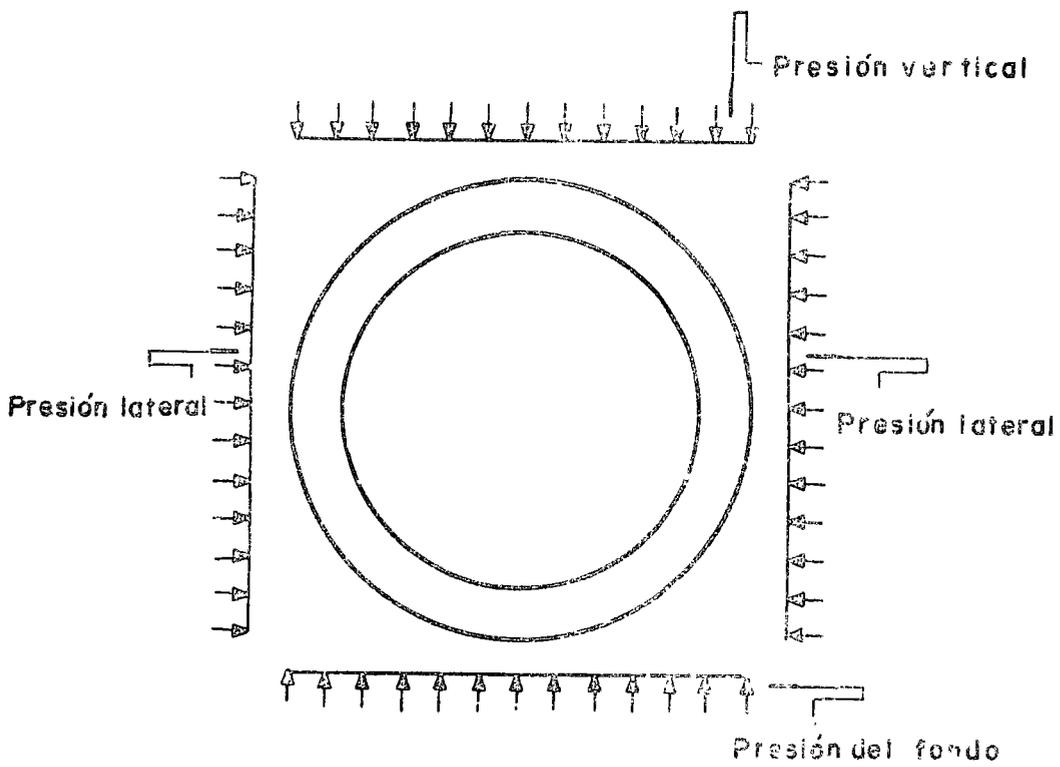
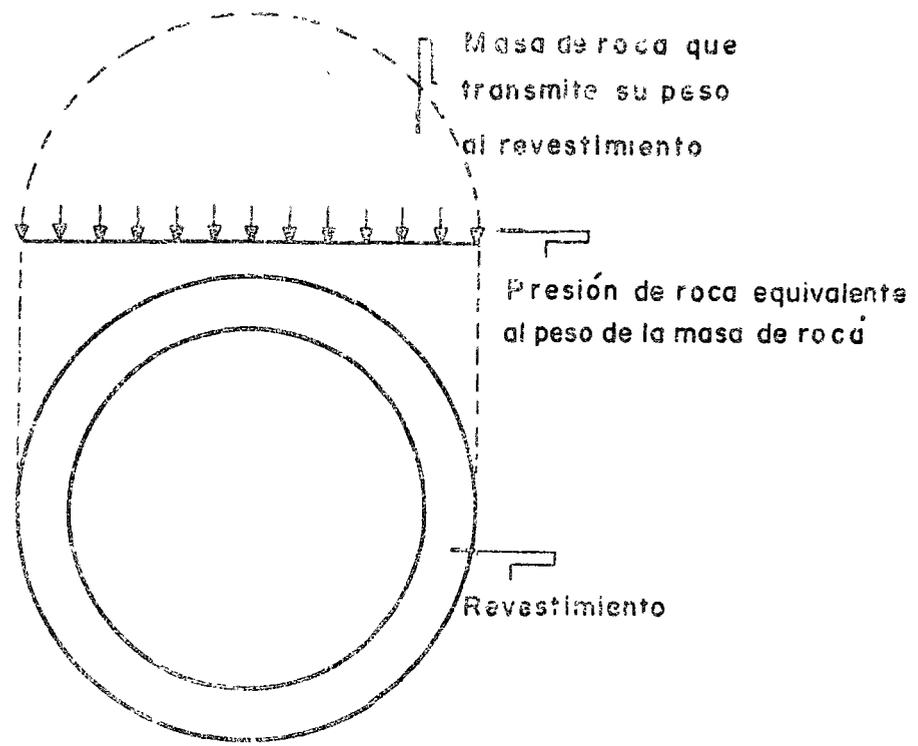


fig 2

Strength Factors after Protodyakonov

TABLE 3/VII

Category	Strength grade	Denotation of rock (soil)	Unit-weight (kg/m ³)	Crushing strength σ_1 (kg/cm ²)	Strength factor f
I	Highest	Solid, dense quartzite, basalt and other solid rocks of exceptionally high strength	2800 3000	2000	20
II	Very high	Solid, granite, quartzporphyr, silica shale. Highly resistive sandstones and limestones	2600-2700	1500	15
III	High	Granite and alike, Very resistive sand- and limestones. Quartz. Solid conglomerates.	2500-2600	1000	10
IIIa	High	Limestone, weathered granite. Solid sandstone, marble. Pyrites.	2500	800	8
IV	Moderately strong	Normal sandstone	2400	600	6
IVa	Moderately strong	Sandstone shales	2300	500	5
V	Medium	Clay-shales. Sand- and limestones of smaller resistance. Loose conglomerates	2400-2800	400	4
Va	Medium	Various shales and slates. Dense marls.	2400-2600	300	3
VI	Moderately loose	Loose shale and very loose limestone, gypsum, frozen ground. Common marl. Blocky sandstone, cemented gravel and boulders, stoney ground	2200-2600	200-150	2
VIa	Moderately loose	Gravelly ground. Blocky and fissured shale, compressed boulders and gravel, hard clay.	2200-2400	—	1.5
VII	Loose	Dense clay. Cohesive ballast. Clayey ground.	2000-2200	—	1.0
VIIa	Loose	Loose loam, loess, gravel.	1800-2000	—	0.8
VIII	Soils	Soil with vegetation, peat, soft loam, wet sand.	1600-1800	—	0.6
IX	Granular soils	Sand, fine gravel, upfill	1400-1600	—	0.5
X	Plastic soils	Silty ground, modified loess and other soils in liquid condition	—	—	0.3



PRESION DE ROCA DEBIDO A AFLOJAMIENTO

fig 1

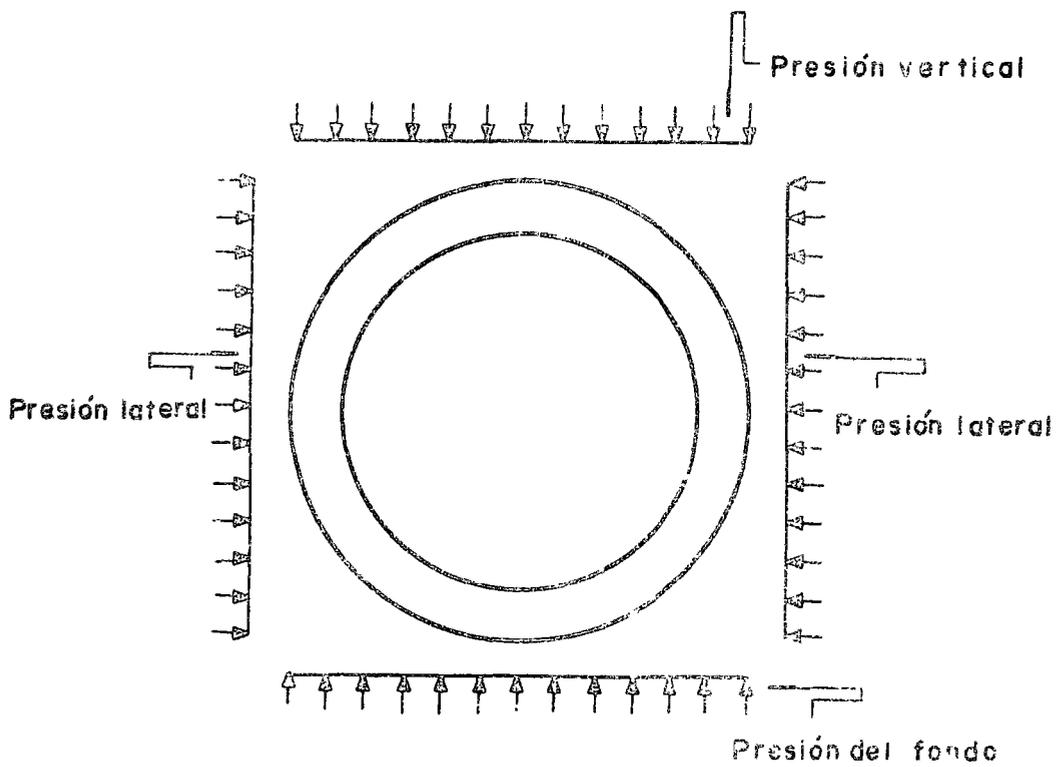


fig 2

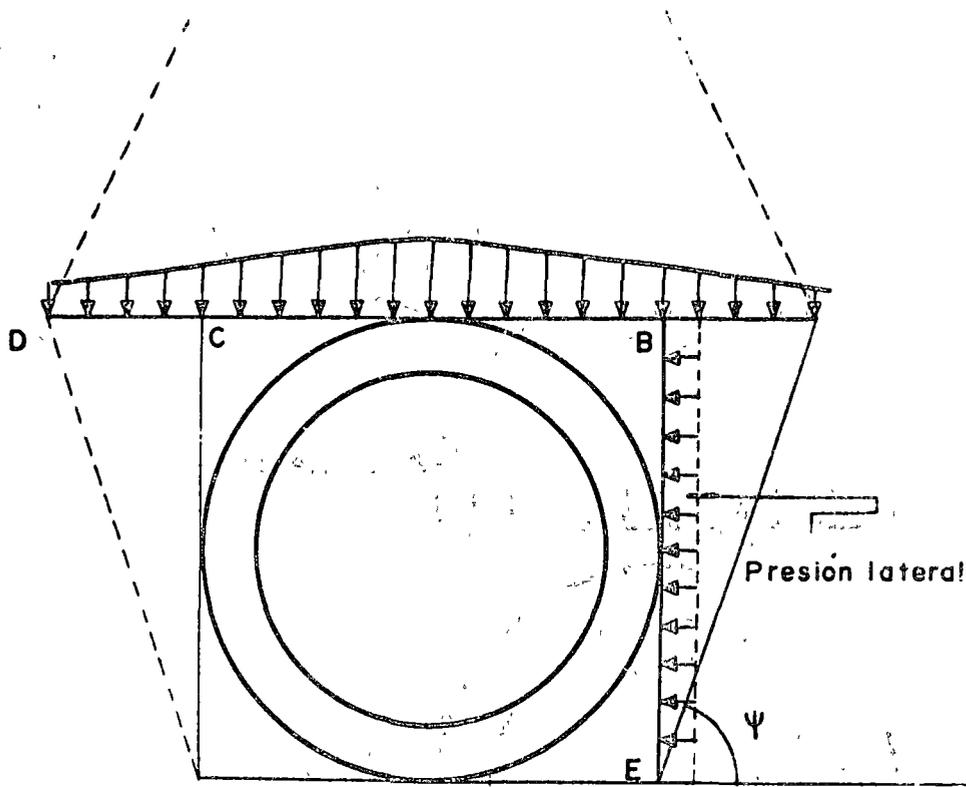
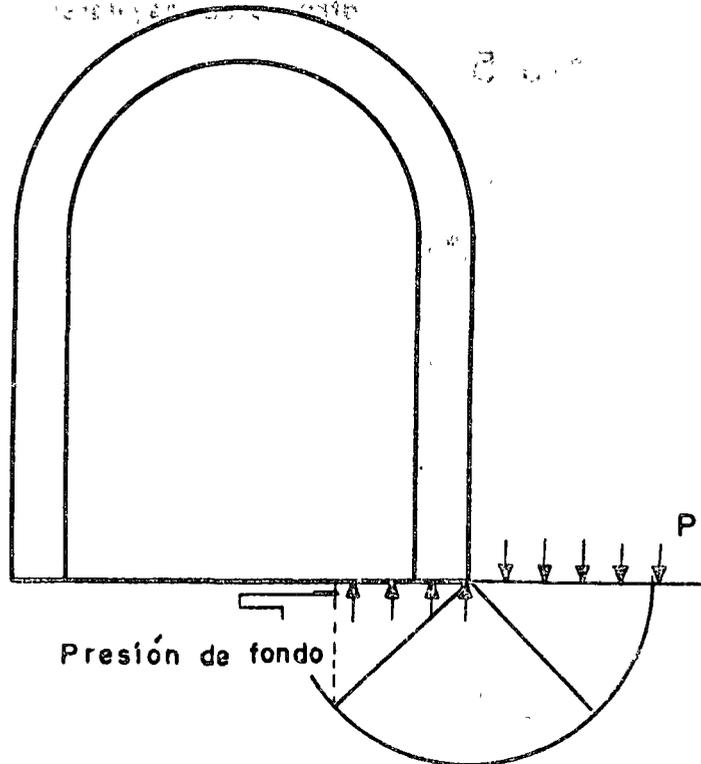


fig 3



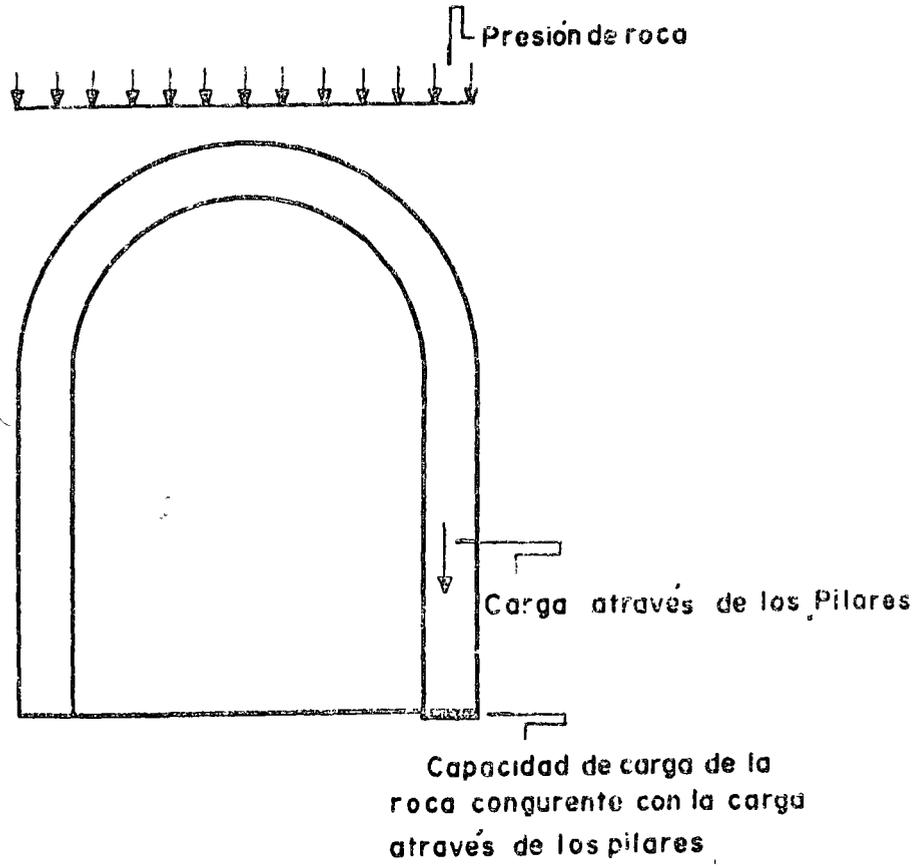


fig 5

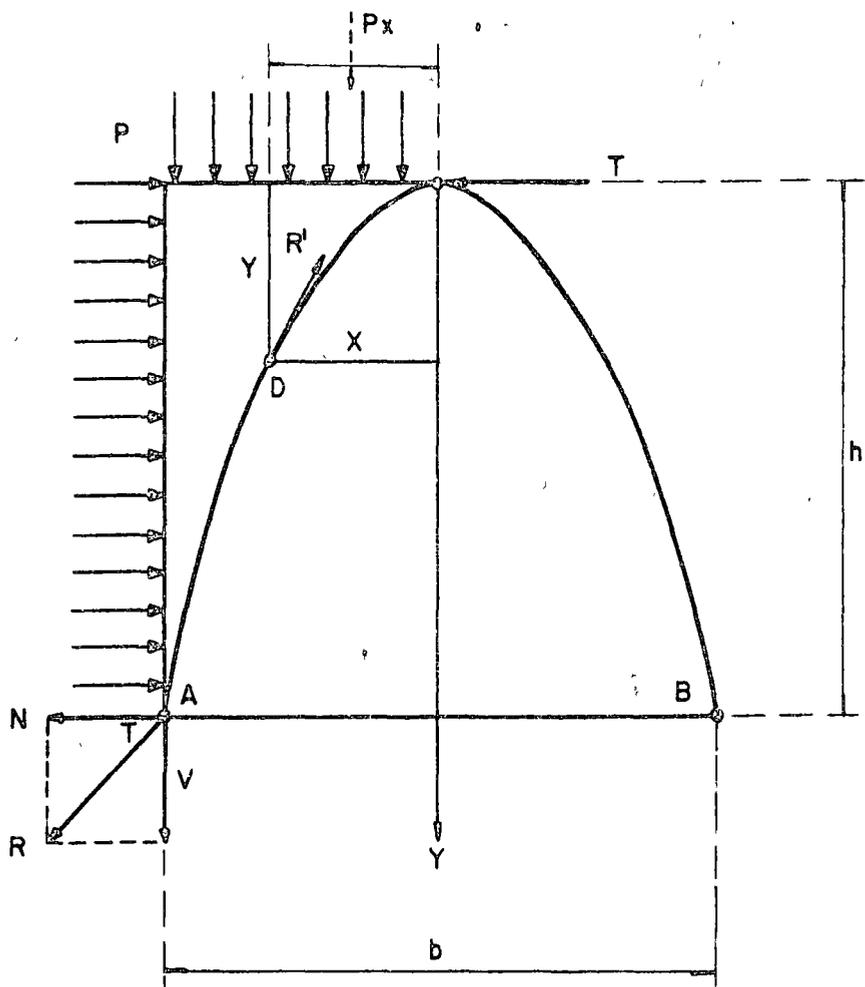
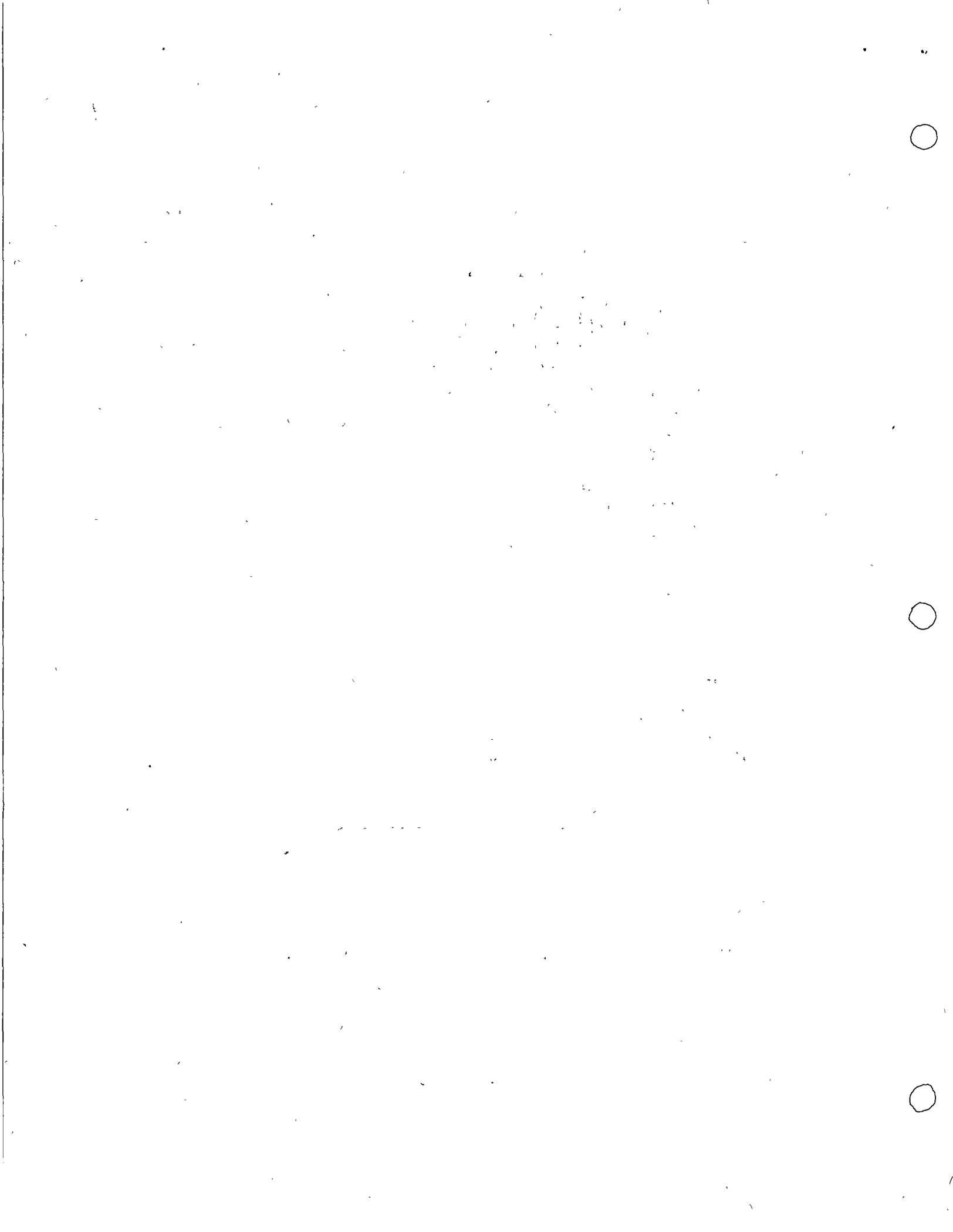


Fig. A-1 TEORIA DE PROTODIAKONOV



2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Esta parte del curso, la vamos a dedicar al análisis de los esfuerzos en el revestimiento de los túneles, y haremos un repaso de los métodos que se usan para resolver el problema.

Ya que la determinación de esfuerzos y deformaciones en el revestimiento de un túnel, desde el punto de vista analítico, es un problema bastante complicado debido entre otras cosas a:

- El desconocimiento de las cargas y la distribución de presiones del suelo o roca.
- Las propiedades de los materiales y el comportamiento del revestimiento.
- Las hipótesis adoptadas en el cálculo.
- Algunas condiciones temporales no previstas, etc.

Resulta aconsejable utilizar factores de seguridad mayores que para otro tipo de estructuras y definir con más detenimiento la combinación de cargas más desfavorables para su diseño.

Las principales solicitaciones que actúan sobre los túneles son: la presión de roca, el peso propio y de instalaciones, las cargas vivas dentro del túnel y en la superficie, los efectos temporales de aire comprimido, de gatos, etc.

Debe recordarse además, que los esfuerzos máximos no se presentan necesariamente en la condición final del túnel, sino que puede ocurrir durante la construcción o poco tiempo después de haberse terminado.

Los primeros análisis que se hicieron no consideraban el efecto del confinamiento del medio en el cual se construían, es decir, las cargas actuaban sobre estructuras rígidas y se ignoraba todo tipo de resistencia pasiva que pudiera ofrecer la roca circundante.

Después algunos autores como Kommerell, Razanov y Hewett (6) recomendaron tomar en cuenta al empuje pasivo del terreno en el cálculo de las deformaciones. Sin embargo, todavía estos métodos adolecían de no efectuar el análisis de la estructura completa, considerando la continuidad entre muros, losas y arcos. Más tarde se observó que estos métodos sobrestimaban el efecto de la resistencia pasiva, dando lugar a factores de seguridad reales más bajos.

Con objeto de aumentar la precisión del diseño, algunos autores han tratado de incluir en los cálculos la interacción entre las deformaciones de la estructura y la reacción elástica del confinamiento. Estos métodos, se basan en la teoría de Winkler que establece una relación lineal entre presiones y desplazamientos.

Dado que construir revestimientos rígidos es muy costoso puede y debe recurrirse al apoyo lateral del suelo al diseñar las secciones de túneles, haciéndolos suficientemente flexibles, de tal suerte que puedan aceptar deformaciones bajo la acción de cargas verticales y permitir ajustes automáticos para adaptarse a la línea de presiones, evitando así la aparición de daños por motivo de las cargas que tienden a aumentar con el tiempo.

2.2 METODO DE BOUGAYEVA

Es un método aproximado, de aplicación sencilla, que conduce a buenos resultados en estructuras de concreto. Se utiliza para analizar secciones circulares y considera la presión de confinamiento del medio elástico.

- 1) La distribución de reacción de suelo, para la condición de carga vertical uniforme, se supone que varía de acuerdo con:

$\xi < 45^\circ$	$C\delta = 0$
$45^\circ < \xi < 90^\circ$	$C\delta = -C\delta_v \cos 2\xi$
$90^\circ < \xi < 180^\circ$	$C\delta = C\delta_v \sin^2 \xi + C\delta_f \cos^2 \xi$

- 2) Aplicando el método del centro elástico, las ecuaciones para las redundantes son:

$$X1 a_{11} + a_{01} = 0$$

$$X2 a_{22} + a_{02} = 0$$

Efectuando los cálculos correspondientes se llega a:

$$X1 = r k r [P(0.375 \alpha - 0.18169) + 0.34694 C\delta_v + 0.03778 C\delta_f]$$

$$X2 = r k [P(0.21221 \alpha - 0.31831) + 0.52427 C\delta_v]$$

Donde:

$\alpha = 2 - \frac{rk}{r}$, δ_v , δ_f son las deformaciones radiales en el eje horizontal y en la parte inferior de la sección respectivamente, que se usaron para definir los términos a_{ij} .

- 3) Para conocer δ_v y δ_f se establecen las siguientes condiciones:

- El desplazamiento de la estructura en el diámetro horizontal, es igual a la deformación del suelo

$$r\delta_v \left(\frac{EJ}{r} + 0.06937 \right) = P(0.06831 + 0.04167\alpha) - 0.01778 C\delta_f$$

- La componente vertical de la reacción de confinamiento, es igual a la carga exterior.

$$P - 0.1933 C \delta v - \frac{2}{3} C \delta f = 0$$

Resolviendo el sistema, δv y δf quedan expresados en función de r_k , r , P , E , J , y C .

$$C \delta v = \left(\frac{0.04167 (1+\alpha)}{m + 0.06416} \right) P$$

$$C \delta f = \left(1.5 - \frac{0.0122 (1+\alpha)}{m + 0.06416} \right) P$$

$$\text{Siendo } m = \frac{EJ}{Cr^4}$$

- 4) Mediante las sustituciones requeridas se obtienen

$$X1 = P r_k r \left[(0.385 \alpha - 0.125 + \frac{0.014 (1+\alpha)}{m + 0.06416}) \right]$$

$$X2 = P r_k \left[(0.21221 (\alpha - 1) + \frac{0.021 (1+\alpha)}{m + 0.06416}) \right]$$

- 5) Una vez resuelta la estructura hiperestática, se pueden definir los elementos mecánicos para cualquier punto de interés.

$$M = M_0 + X1 - X2 r \cos \vartheta$$

$$N = N_0 + X2 \cos \vartheta$$

- 6) Para facilitar el cálculo de M y N , se ha preparado una tabla que contiene los valores de los parámetros para resolver las ecuaciones.

$$M = P r_k r \left[A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha) \right]$$

$$N = P r_k \left[D \alpha + E + G n (1 + \alpha) \right]$$

Donde $n = \frac{l}{m + 0.06416}$

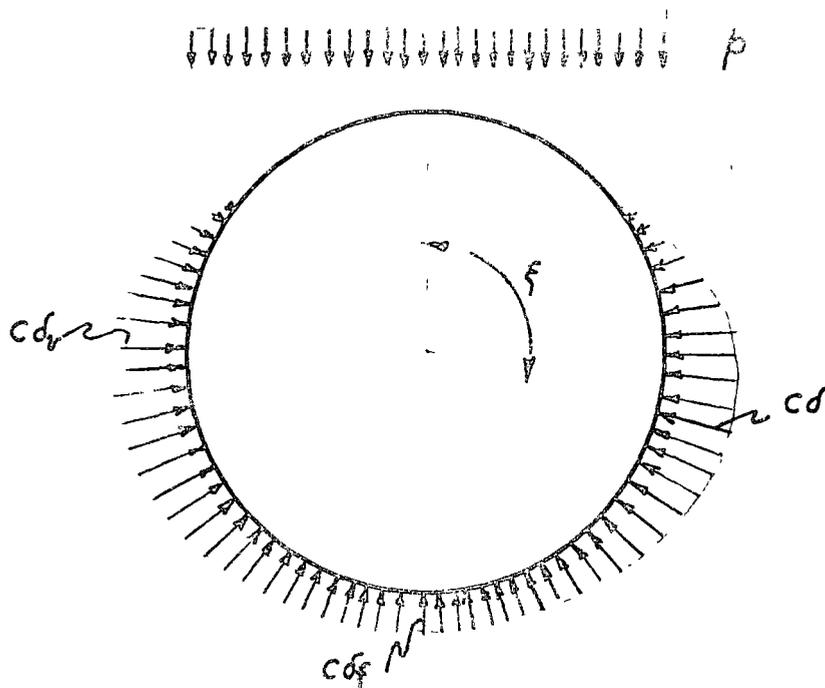


FIG 1.- DISTRIBUCION DE LA REACCION DE ROCA .

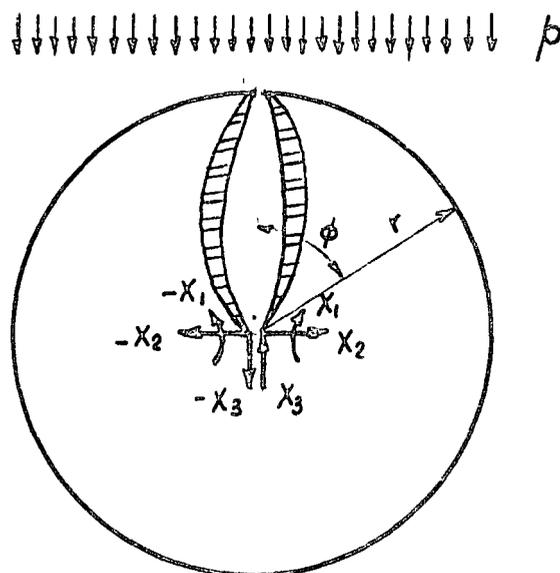


FIG. 2.- METODO DEL CENTRO ELASTICO.

ϕ	A	B	C_1	D	F	G
0	0.1628	0.0872	-0.00700	0.2122	-0.2122	0.02100
$\pi/4$	-0.0250	0.0250	-0.00084	0.1500	0.3500	0.01485
$\pi/2$	-0.1250	-0.1250	0.00825	0.0000	1.0000	0.00575
$3\pi/4$	0.0250	-0.0250	0.00022	-0.1500	0.9000	0.01380
π	0.0872	0.1628	-0.00837	-0.2122	0.7122	0.02240

FIG 3 - COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE M Y M'

Ejemplo:

$$r_k = 4.50 \text{ m} \quad r = 4.30 \text{ m}$$

$$J = \frac{\pi}{32} (4.5^4 - 4.3^4) = 6.69 \text{ m}^4$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 5000 \sqrt{f'c} = 79\,060 \text{ kg/cm}^2 = 790\,600 \text{ t/m}^2$$

$$C = 15\,000 \text{ t/m}^3 \quad P = 3 \text{ t/m}^2$$

$$m = \frac{EJ}{Cr_k r^3} = \frac{790\,600 \times 6.69}{15\,000 \times 4.5 \times 4.3^3} = 0.9855$$

$$n = \frac{1}{m + 0.06416} = \frac{1}{0.9855 + 0.06416} = 0.6146$$

$$\alpha = 2 - \frac{4.5}{4.3} = 0.953 \quad 1 + \alpha = 1.953$$

$$M = Pr_k r \left[A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha) \right] = 58.05 (0.953 A + B + 1.20 C_1)$$

De la figura 3 se obtienen los coeficientes A, B y C_1 .

θ	M
0°	$58.05 (0.953 \times 0.1628 + 0.0872 - 0.007 \times 1.20) = 13.58$
$\pi/4$	$58.05 (-0.953 \times 0.025 + 0.025 - 0.00084 \times 1.20) = 0.01$
$\pi/2$	$58.05 (-0.953 \times 0.125 - 0.125 + 0.00825 \times 1.20) = -13.60$
$3\pi/4$	$58.05 (0.953 \times 0.025 - 0.025 + 0.00022 \times 1.20) = -0.05$
π	$58.05 (0.953 \times 0.0872 + 0.1628 - 0.00837 \times 1.20) = 13.69$

$$\delta_v = \frac{0.04167 (1 + \alpha)}{m + 0.06416} \frac{P}{C} \doteq 0.02 \text{ mm}$$

$$\delta_f = \left(1.5 - \frac{0.0122 (1 + \alpha)}{m + 0.06416} \right) \frac{P}{C} \doteq 0.30 \text{ mm}$$

Con objeto de apreciar la influencia del módulo de reacción en el momento máximo, revisemos la expresión:

$$M = Pr_k r [A \alpha + B + C_1 n (1 + \alpha)]$$

sustituyendo valores

$$\frac{M}{58.05} = 0.953 A + B + 1.953 C_1 n$$

para $\phi = 0$ $\frac{M}{58.05} = 0.953 \times 0.1628 + .0872 - 1.953 \times .007 n$

$$\frac{M}{58.05} = 0.2423 - \frac{0.01367}{m + .06416} = 0.2423 - \frac{0.01367}{\frac{14783.08}{C} + .06416}$$

C	Mo/58.05	Mo	f ₁
0	0.2423	14.06	1.00
1000	0.2414	14.01	0.99
10000	0.2335	13.55	0.96
50000	0.2045	11.87	0.84

Asignando diferentes valores A C, se obtiene la curva de la figura 4. La misma variable en función de m, se muestra en la figura 5.

$$Mo/58.05 = 0.2423 - \frac{0.01367}{m + 0.06416}$$

m	Mo	f ₂
0	1.70	0.12
0.1	9.23	0.69
0.4	12.35	0.92
0.7	13.03	0.97
1.0	13.32	1.00
2.0	13.68	1.02

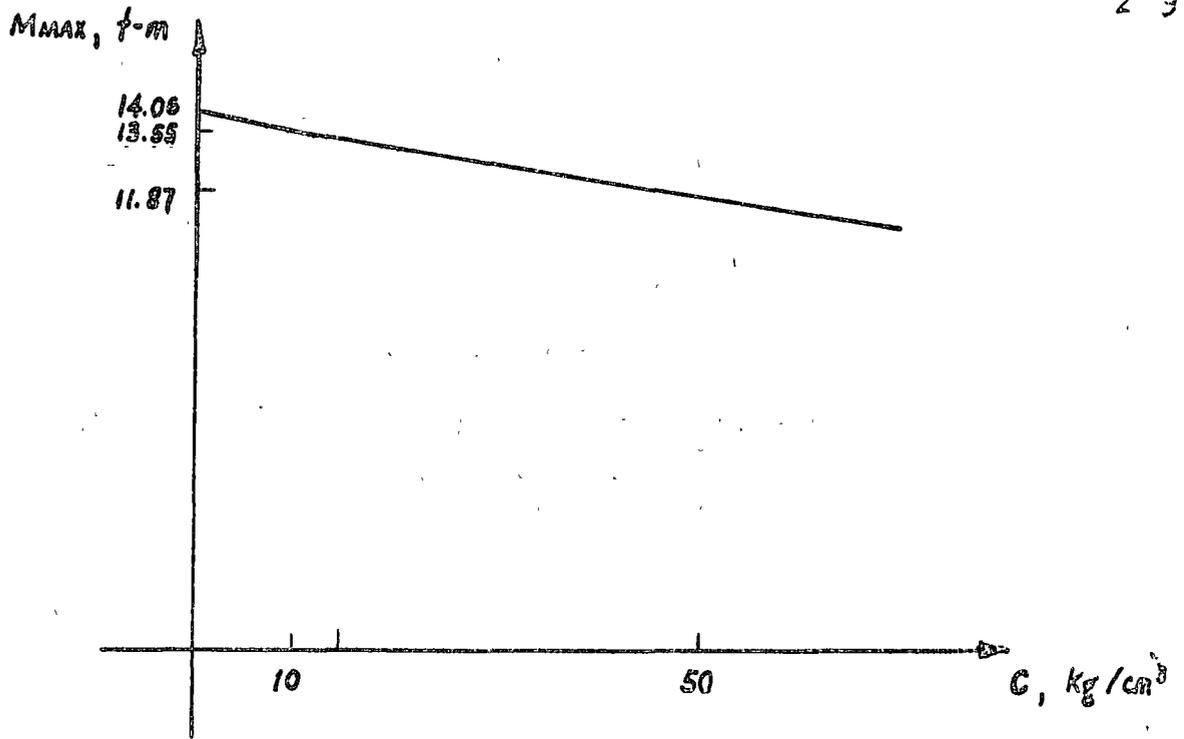


FIG 4.- VARIACION DE M_{MAX} EN FUNCION DEL MODULO DE REACCION.

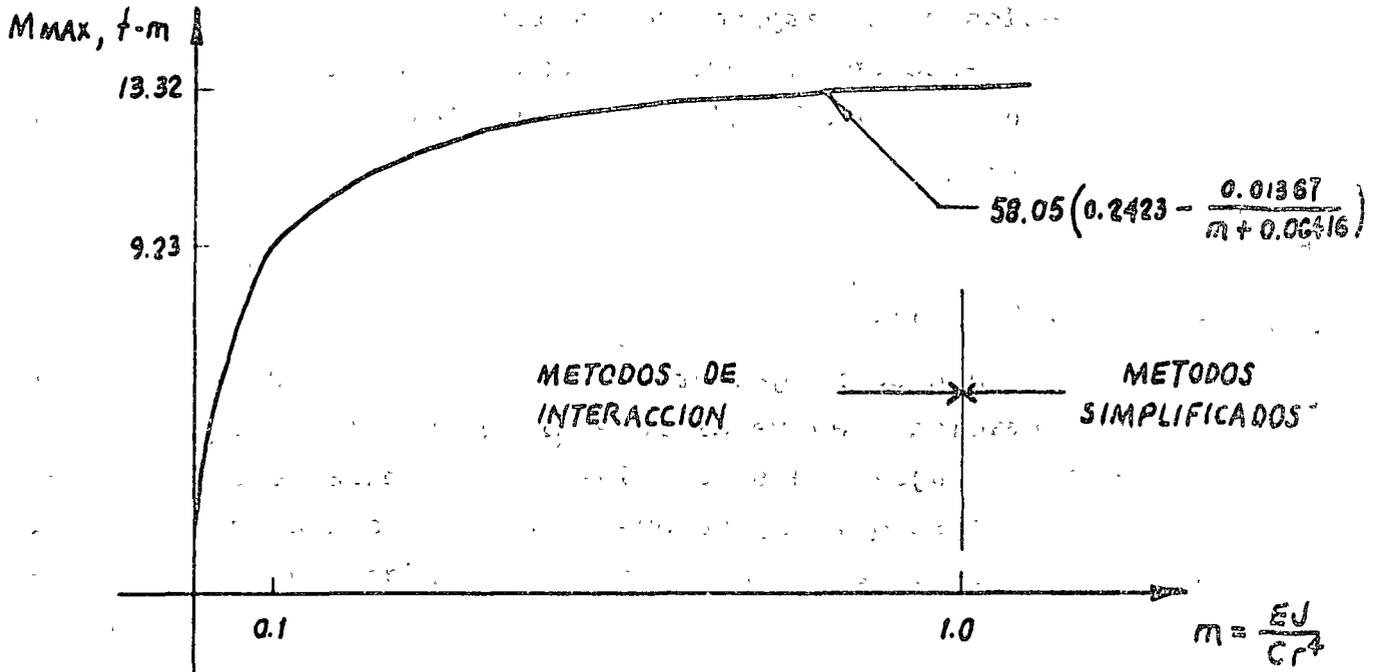


FIG. 5.- VARIACION DE M_{MAX} EN FUNCION DEL PARAMETRO m .

2.3 OTROS METODOS CONVENCIONALES (6).

Para diseños preliminares, se pueden aplicar los métodos de Davidov o de Varga y aún simplificaciones más elementales.

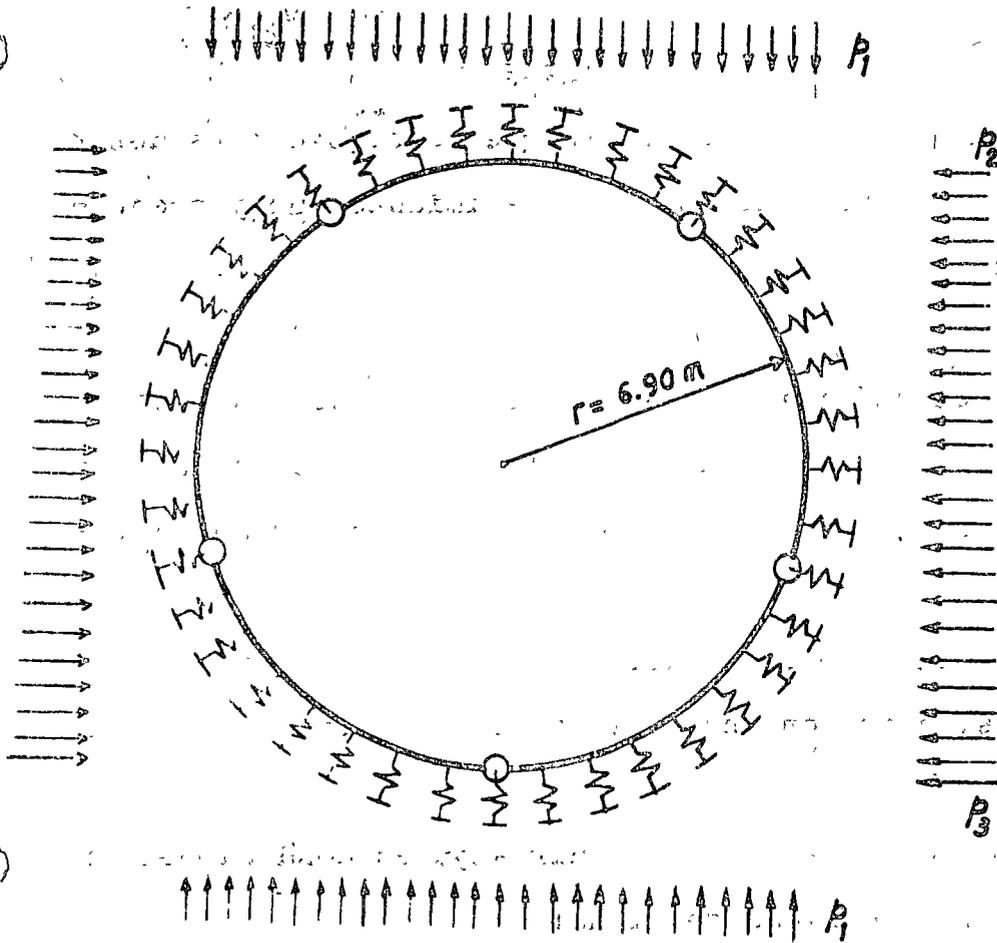
Si el revestimiento está formado por charolas o dovelas, los métodos de análisis recomendados, por ser más exactos son el de Hewett-Johanneson y el del Polígono.

Cuando se desea mucha precisión en los resultados, las secciones monolíticas de concreto, se pueden analizar aplicando los métodos de Bodrov-Gorelik o de Orlov.

Por ser estos métodos (polígono, Bodrov-Gorelik y Orlov) muy largos y tediosos, su empleo se justifica solo para el diseño de túneles de sección uniforme y cuando el suelo pueda considerarse homogéneo en una longitud considerable.

2.4 METODOS MIXTOS

Estos métodos aunque no garantizan la compatibilidad rigurosa de las deformaciones entre el revestimiento y la roca, presentan algunas ventajas, pues resuelven condiciones de carga tan detalladas como se quiera, ya que el cálculo estructural se realiza usando programas de computadora de carácter general como el STRESS y puede aplicarse en forma iterativa considerando los resultados de los análisis anteriores, es decir, lo que se llamaría un análisis de segundo orden; logrando que el comportamiento de la estructura sea congruente con las características de la roca. (1)



$$E = 70\,000 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 41.6 \text{ t/m}$$

$$P_2 = 22.8 \text{ t/m}$$

$$P_3 = 32.2 \text{ t/m}$$

$$C = 10 \text{ kg/cm}^3$$

CONDICION

DE CARGA -

$$\{P_0\}$$

$$\rightarrow \{\delta_0 \times C\} \rightarrow \{P_{c1}\}$$

CORRECCION POR
CONFINAMIENTO

$$\{P_1\} = \{P_0 - P_{c1}\} \rightarrow \{\delta_1 \times C\} \rightarrow \{P_{c2}\}$$

$$\{P_2\} = \{P_0 - P_{c2}\} \rightarrow \{\delta_2 \times C\} \rightarrow \{P_{c3}\}$$

$$\{P_3\} = \{P_0 - P_{c3}\} \rightarrow \{\delta_3 \times C\} \rightarrow \{P_{c4}\}$$

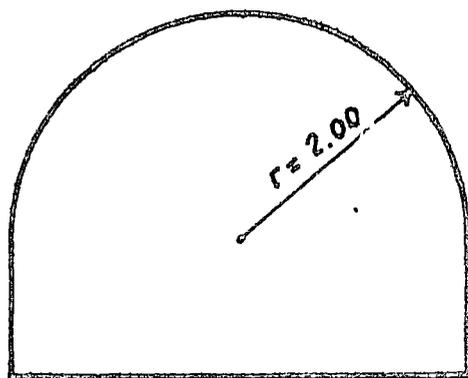
$$\text{CUANDO } \{\delta_3\} \doteq \{\delta_2\} \text{ , } \{P_{c4}\} \doteq \{P_{c3}\}$$

USAR ULTIMO ANALISIS.

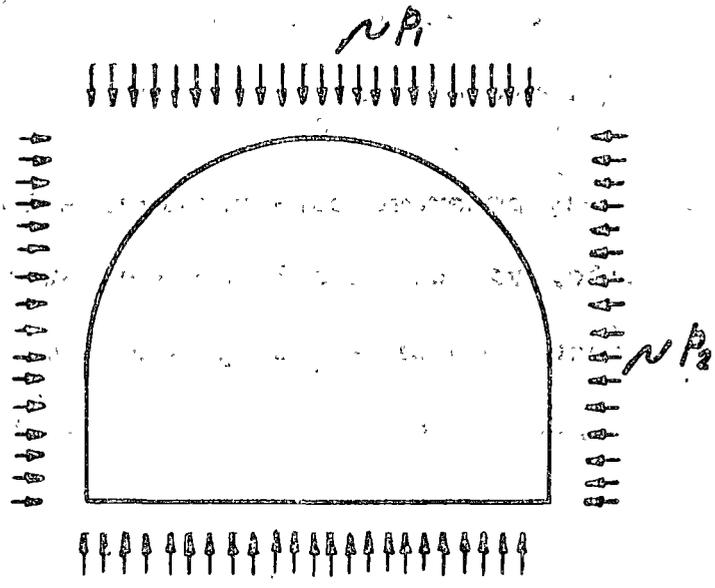
FIGURA 6.- ANALOGIA DE LOS RESORTES ,

En la figura ⁷ se ilustra el planteamiento que se siguió para determinar los esfuerzos en una sección de revestimiento que presentaba signos de falla.

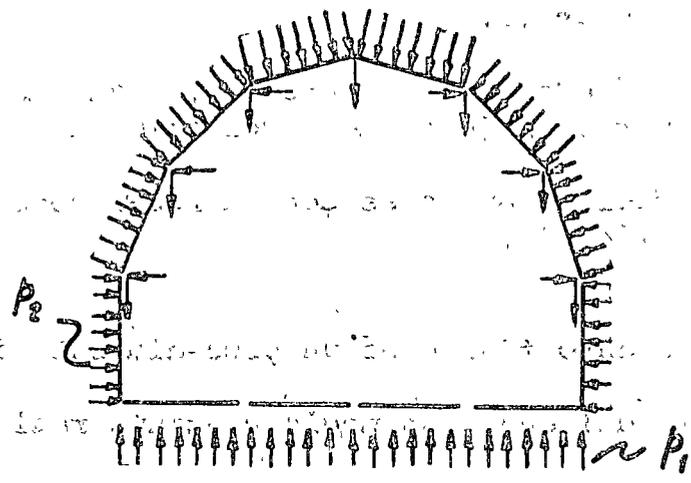
1. Se inició el análisis considerando la estructura continua y se fueron colocando articulaciones, en corridas posteriores, en los puntos que presentaban esfuerzos máximos.
2. Se analizó la sección varias veces, haciendo variar tanto la presión de confinamiento vertical, como la horizontal.
3. Se llegó de esta manera a definir algunas condiciones límite para la seguridad del túnel.



a) Sección transversal del túnel



b) CONDICION DE CARGA ESPECIFICADA.



c) SECCION TRANSVERSAL Y CARGA CONSIDERADAS.

FIGURA 7 .- METODO MIXTO.

2.5 Método del Elemento Finito

Gracias a las computadoras electrónicas se han elaborado programas que son capaces de determinar con mucha precisión los esfuerzos en el revestimiento de túneles.

Un procedimiento muy poderoso para realizar esto, es el método del elemento finito, ya que es aplicable al análisis de medios continuos que pueden cambiar sus propiedades mecánicas de un punto a otro; siendo posible así tomar en cuenta la interacción roca-estructura.

Algunas aplicaciones de este método en trabajos relativos al tema son:

- Diseño de revestimiento de túneles (1)
- Métodos de diseño de estructuras subterráneas (2)
- Aplicación de un modelo numérico visco-plástico en problemas de mecánica de rocas (3)
- Aplicación del método del elemento finito al análisis de alcantarillas de concreto bajo grandes terraplenes. (4)
- Análisis de esfuerzos en rocas consideradas como material no resistente a tensión. (5).

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

La forma de elemento más utilizada es el triángulo porque permite

un mejor ajuste en la frontera del medio que se idealiza, pero -
se han aplicado rectángulos, etc.

El tamaño escogido depende del campo de esfuerzos en estudio.

Es decir, elemento más pequeños donde se localizan esfuerzos elevados o en zonas de interés particular.

El siguiente paso consiste en determinar la rigidez del conjunto de elementos, estudiando la rigidez de cada uno y sumándolas - - apropiadamente. Conocidos la rigidez del conjunto y las cargas, se determinan los desplazamientos de los nudos y después se calculan los esfuerzos en cada elemento con base en la teoría de -- elasticidad. También se llega a definir los esfuerzos principales y su orientación.

Al usar una malla más fina (más elementos) el campo de esfuerzos que se obtiene como solución se aproxima más a la realidad.

Aún cuando la frontera horizontal AB en la figura 8 es teóricamente de extensión infinita, es necesario para propósitos prácticos limitar el análisis del medio formado por roca y túnel. Se considera que la roca está limitada por una base rígida CD y por una frontera vertical BD con desplazamiento horizontal impedido.

Es necesario que las fronteras CD y BD estén localizadas a una distancia suficiente del túnel de manera que no tengan influencia en los resultados. Esto constituye un punto crítico, ya que si dichas fronteras están cerca del túnel, se obtendrá una solución incorrecta y si están muy alejadas se hará necesario cubrir

una extensión mayor, con el consiguiente incremento de costo de análisis o si se conserva el número de elementos, la pérdida de exactitud en la solución.

Mediante análisis con mallas poco finas, se determinaron las dimensiones que aparecen en la figura.

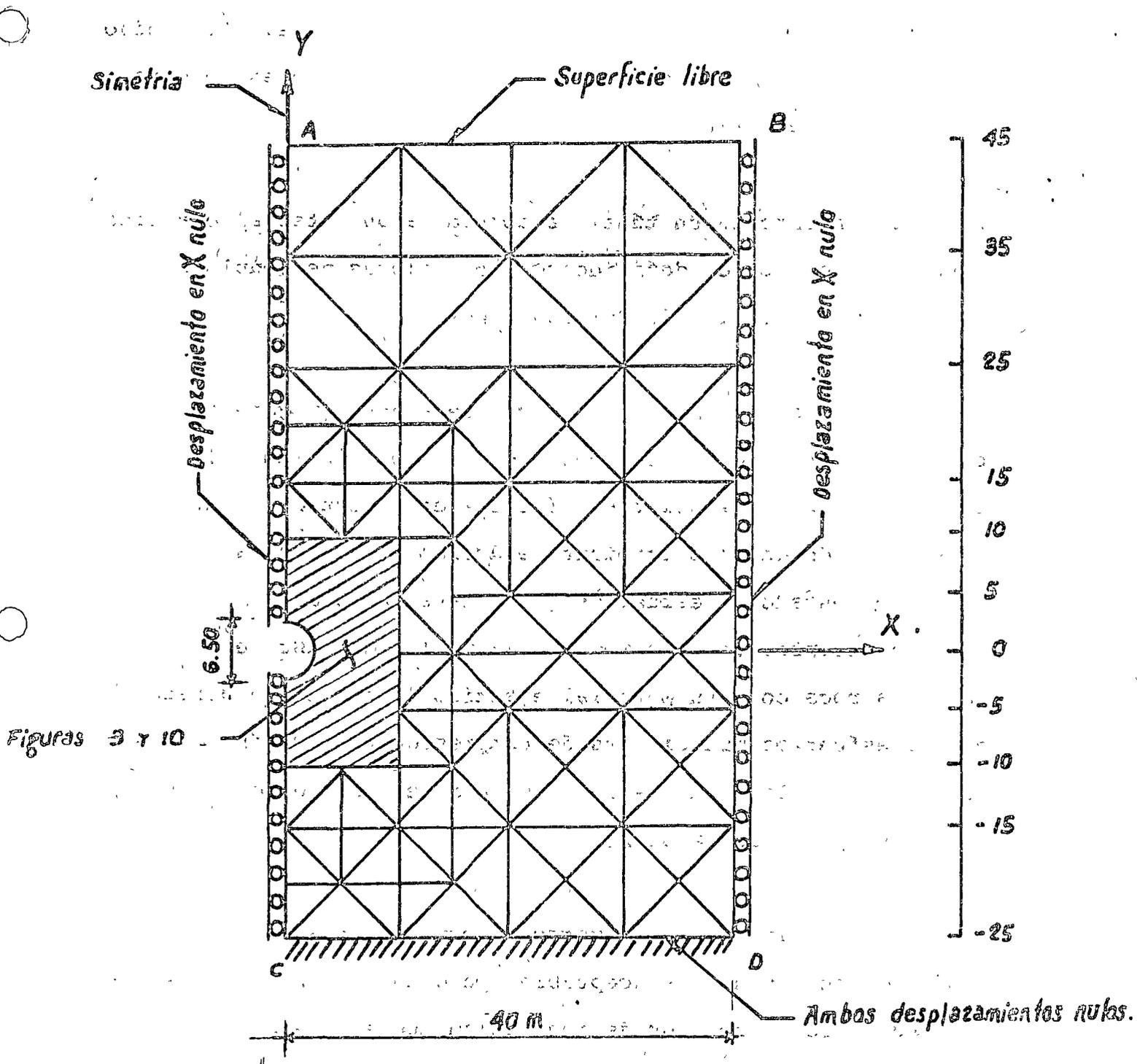


FIGURA 8.- Idealización de la sección revestimiento-roca mediante 232 elementos finitos triangulares, formando una malla con 168 nudos.

2.5.1 Características de los Materiales

Una de las principales ventajas del método del elemento finito es poder analizar medios constituidos por materiales de diferentes características.

El revestimiento de un túnel se considera un material elástico lineal e isotrópico, definido por los valores de módulo de elasticidad, relación de Poisson y peso volumétrico.

Sobre el comportamiento de la roca, se acepta en general, que es incapaz de soportar esfuerzos de tensión, debido a la presencia de numerosas grietas y fisuras en su estado natural. La suposición de comportamiento elástico lineal es satisfactoria si el estado de esfuerzos que existe en toda la masa de roca es de compresión. Un modelo razonable, consiste en considerar a la roca como un material elástico lineal en la dirección de los esfuerzos principales de compresión y simultáneamente resistencia nula o muy pequeña en la dirección de los esfuerzos principales de tensión.

Mientras los niveles de esfuerzo de compresión son bajos, la hipótesis mencionada es aceptable, pero en el caso de túneles profundos, los esfuerzos de compresión pueden llegar a niveles tan altos que deba tomarse en cuenta la fluencia por compresión. El planteamiento del problema, deberá considerar un comportamiento no-lineal por fluencia y por no-tensión.

Un modelo capaz de ajustarse a un amplio rango de propiedades del material es el modelo visco-plástico, presentado en la referencia 3.

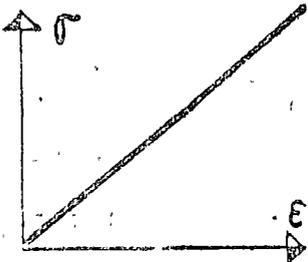
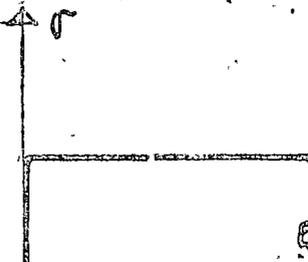
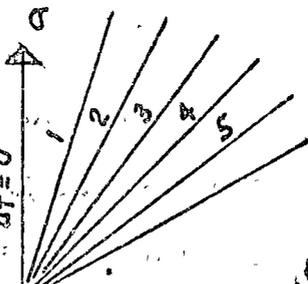
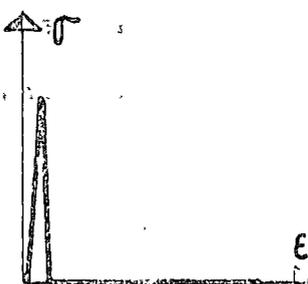
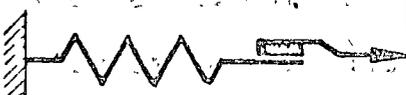
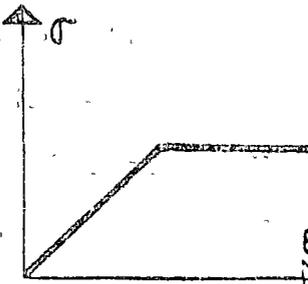
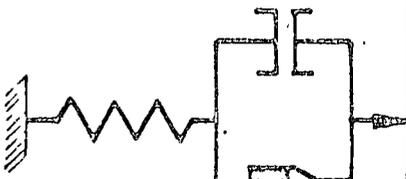
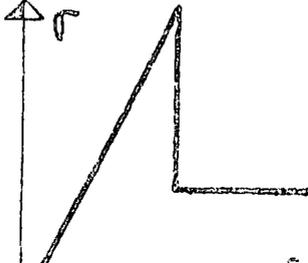
COMPORTAMIENTO	MODELO	NOMBRE	RESPUESTA
Elastico		Hooke	
Plástico		St. Venant	
Viscoso		Newton	
Frágil		Rotura	
Elasto-plástico		H. - St. V.	
Elasto-plástico-frágil		H-R / St. V	

FIG. 8A COMPORTAMIENTO DE MATERIALES.

Para tratar con materiales que no admiten tensión, se puede aplicar un método de iteraciones, que consiste en, una vez obtenida la solución elástico lineal, identificar los elementos sometidos a tensión para reemplazar dichos esfuerzos de tensión por "cargas equivalentes" concentradas en los nudos de dichos elementos, que mantienen, al medio en equilibrio al eliminar las tensiones. Estas "cargas equivalentes" se aplican con signo menos sumandolas a las cargas exteriores que provocaron los esfuerzos de tensión que se han eliminado. Se vuelve a aplicar el método del elemento finito para comportamiento elástico lineal y se repite el cálculo de las nuevas fuerzas equivalentes con los nuevos esfuerzos de tensión que resulten. Este proceso se repite las veces que sea necesario hasta que no se tengan esfuerzos de tensión en ningún elemento. Además de obtener la distribución de esfuerzos en el medio recubrimiento-roca, se determinan las zonas que quedan agrietadas por la acción del sistema de cargas impuesto.

Los elementos mecánicos en el revestimiento del túnel obtenidos con las características de no-tensión en la roca, resultan ser muy diferentes de los que se obtienen con las de si-tensión. Lo anterior se debe a la redistribución de esfuerzos que ocurre al eliminar la tensión para obtener una solución que se apege más a las condiciones reales del problema. Sin embargo, hay que hacer notar que la solución para no-tensión en la roca requiere un tiempo de computadora del orden de 10 veces del que se necesita para la solución de si-tensión.

2.5.2 Condiciones de Carga

En el sistema revestimiento-roca hay que distinguir dos posibles casos extremos. En el primero, la excavación es autoestable y el revestimiento se construye para eliminar deformaciones excesivas y fallas locales de la roca. En este caso, las cargas deben determinarse tomando en cuenta la fluencia de la roca a largo plazo.

En el segundo, la excavación es básicamente inestable sin un revestimiento y éste se cuelga junto con los apoyos necesarios durante la construcción. Aquí se requiere un estudio del mecanismo de falla de la roca para determinar la carga sobre el revestimiento. Debe efectuarse un análisis no lineal que considere la no-tensión en la roca y la fluencia por compresión.

Para lo anterior, puede hacerse un análisis considerando el medio formado solamente por roca (con el vacío dejado por la excavación) y bajo la acción del peso propio; esto permite localizar las zona de falla de la roca. Después, el peso de esa masa de roca fallada constituye una condición de carga para el sistema revestimiento-roca.

Además se sugiere considerar una condición inicial de esfuerzos, como resultado de la extracción del material excavado. Se propone una carga vertical igual al peso de la cobertura y en dirección horizontal una compresión que puede variar del 20 al 60 % de la carga vertical.

2.5.3 Programa de Computadora

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

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

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

El Programa Imprime

1. Todos los datos en los paso 1, 2, 3 y 4 anteriores.
2. Los resultados del problema, es decir los desplazamientos de los nudos para cada elemento triangular: los esfuerzos normales σ_x , σ_y , el esfuerzo cortante τ_{xy} -- y los esfuerzos principales. Finalmente el sistema de fuerzas iniciales-equivalentes obtenido en el paso 9. Estos resultados se imprimen para cada una de las iteraciones empleadas para resolver el problema.

2.5.4 Resultados del análisis

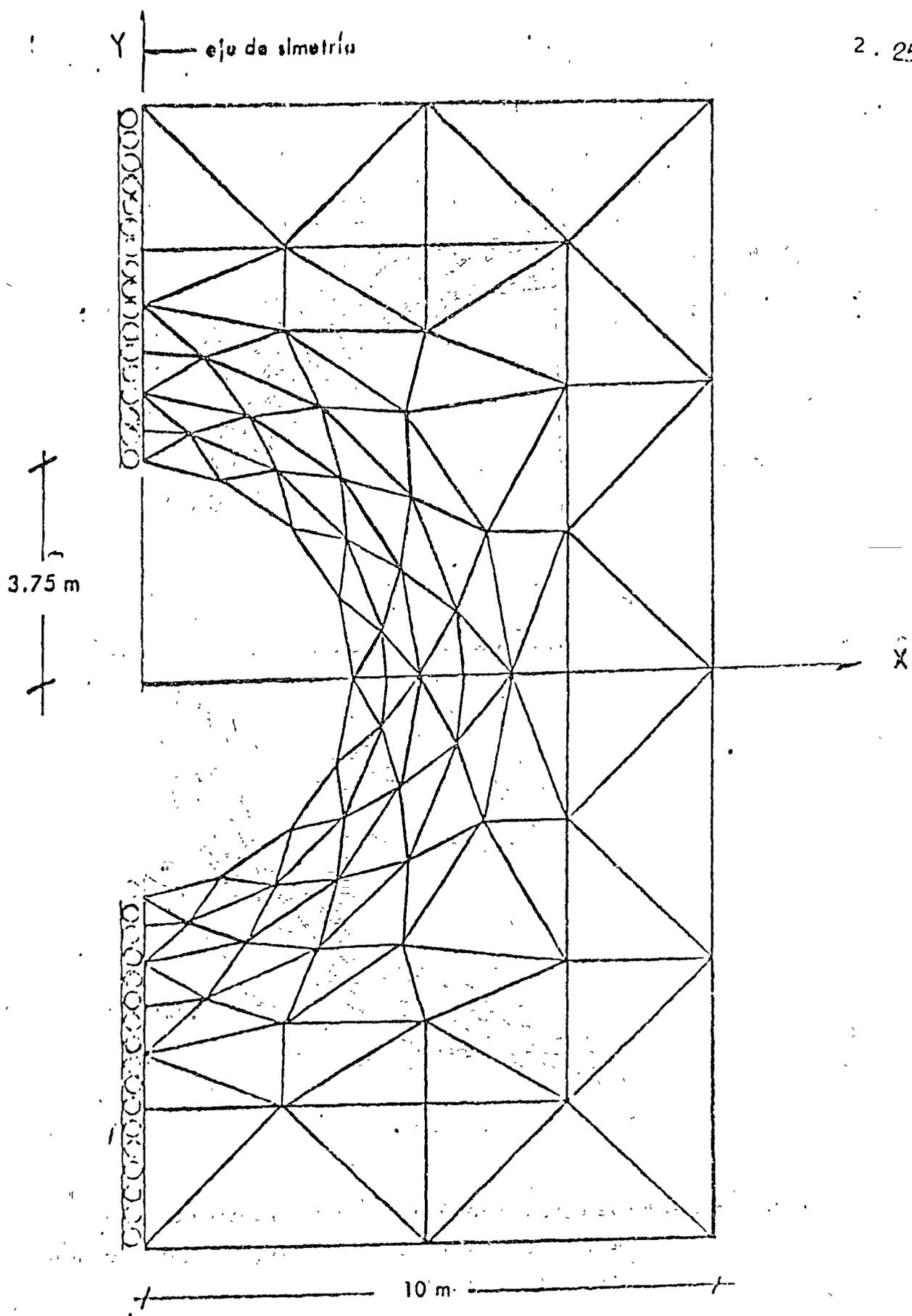
Con un programa de computadora, se aplicó a la sección revestimiento-roca mostrada en las figuras 8, 9 y 10 un sistema de cargas formado por: el peso propio del revestimiento de concreto, el peso del agua dentro del túnel (tubo lleno) una presión exterior uniforme de 2.5 kg/cm^2 actuando sobre el revestimiento.

Con la distribución de esfuerzos para los criterios de si-tensión y no-tensión en la roca, se calcularon la fuerza normal y el momento flexionante en tres secciones del revestimiento como se muestra en la figura 11, para la combinación de las tres condiciones de carga indicadas. Se puede observar la diferencia que se tiene en las dos soluciones (si-tensión y no-tensión en la roca).

Con los esfuerzos obtenidos del análisis de elementos finitos podemos obtener los elementos mecánicos (fuerza normal y momento flexionante) en cualquier sección del revestimiento del túnel como se muestra en las figuras 11, 12, 13 y 14.

Con estos elementos mecánicos podemos hacer el diseño por flexo-compresión.

Debe notarse que para los ejemplos presentados, podemos concluir que el revestimiento trabaja solo a comprensión, con esfuerzos bajos, no requiriendo por tanto de armado.



escala 1: 100

FIGURA 9.- Idealización de la roca que rodea al revestimiento del túnel mediante 116 elementos finitos triangulares

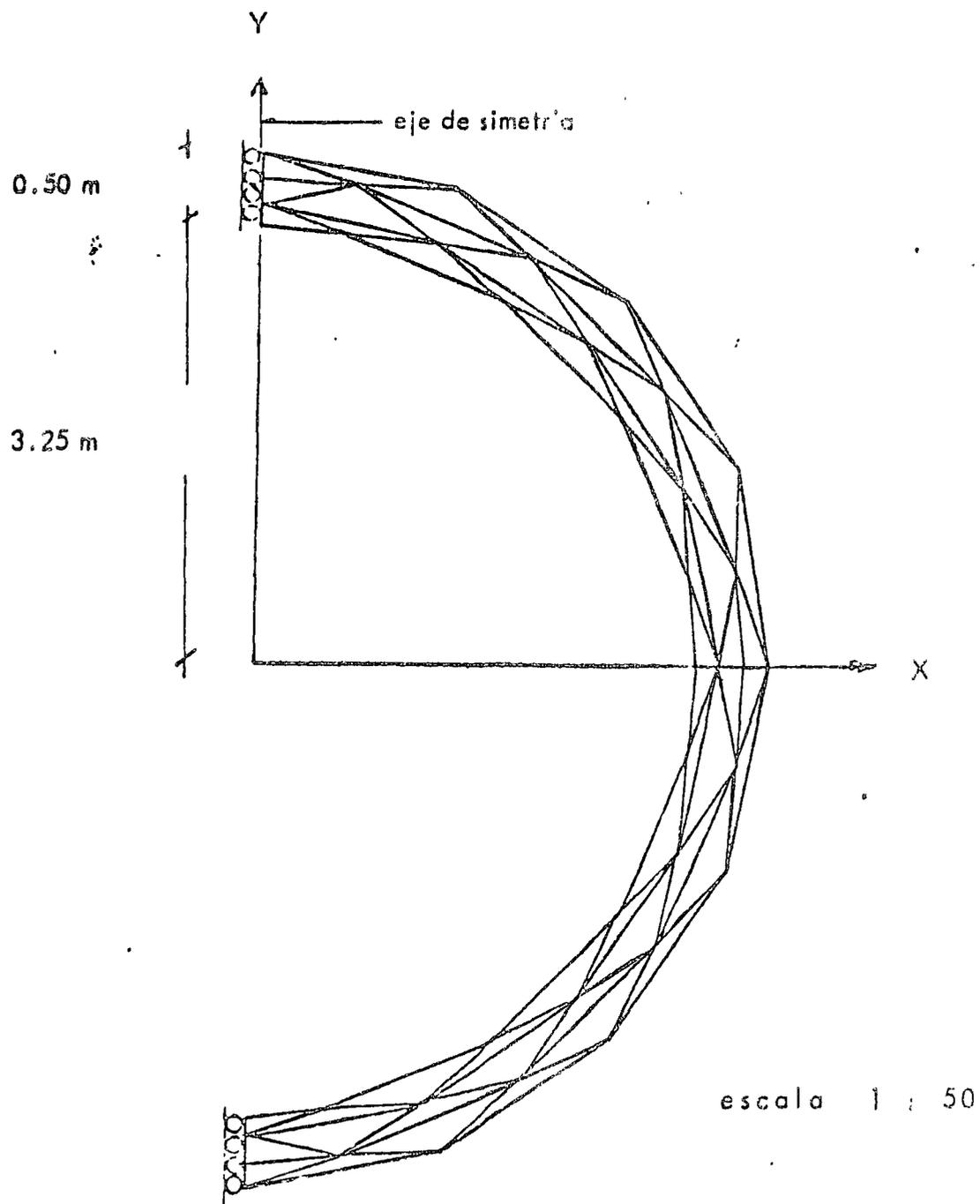


FIGURA 10.- Idealización del revestimiento del túnel mediante 54 elementos finitos triangulares, formando una malla con 40 nudos.

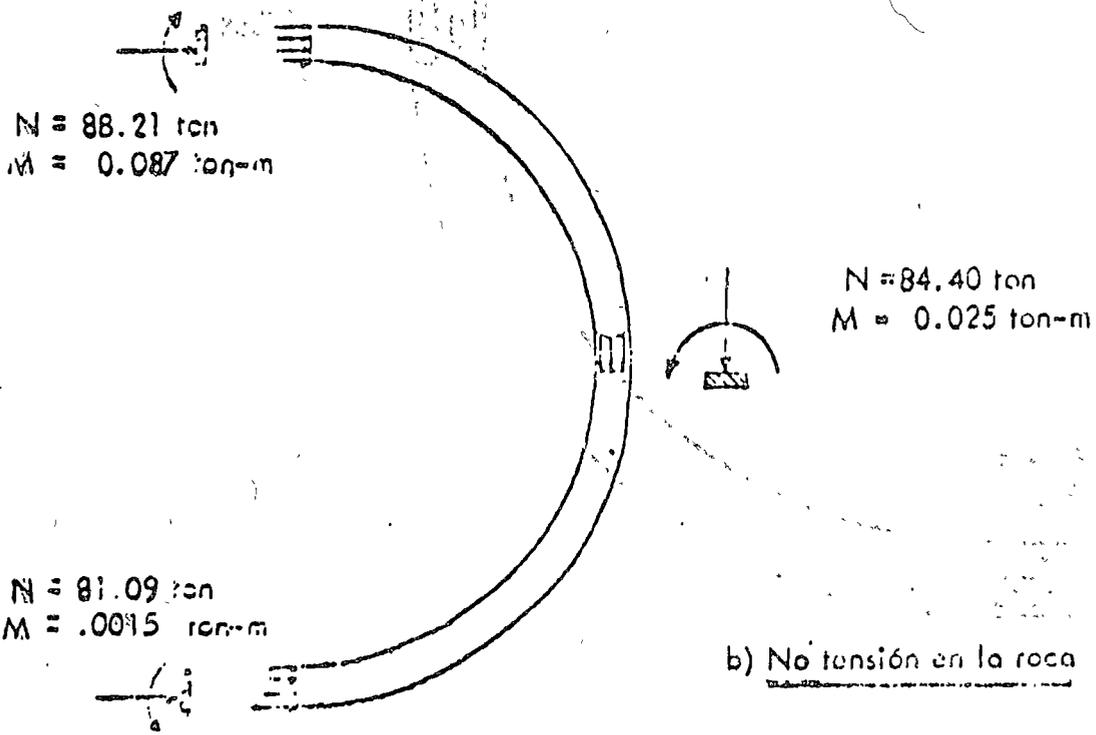
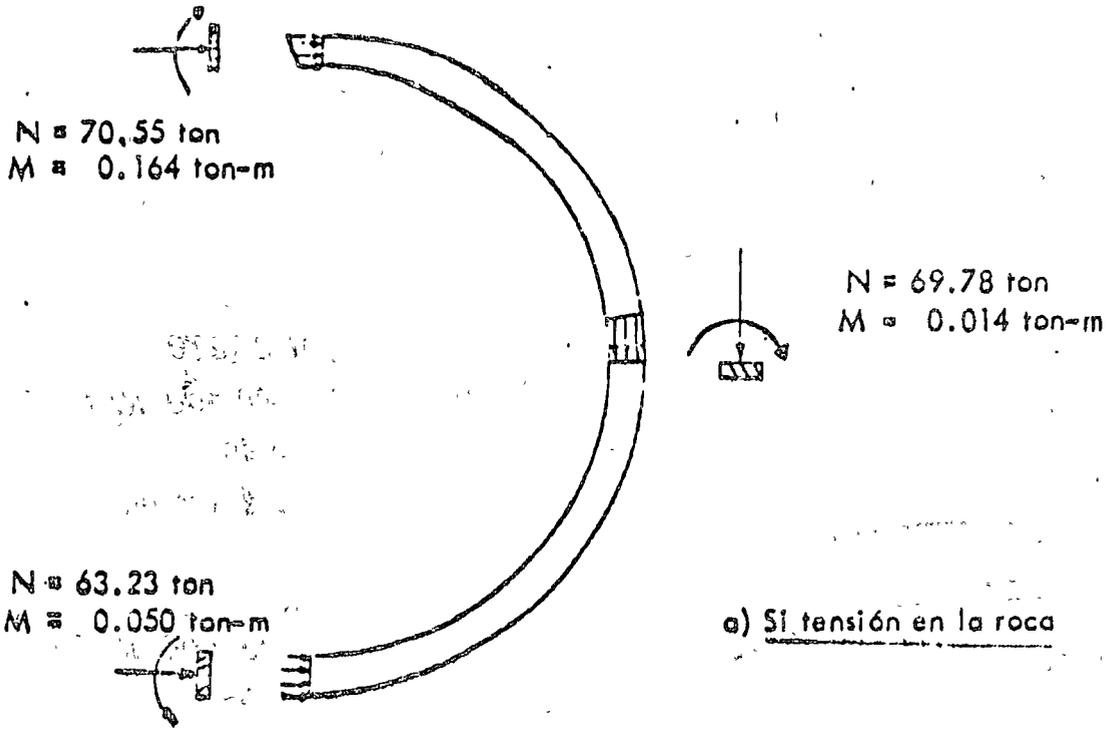


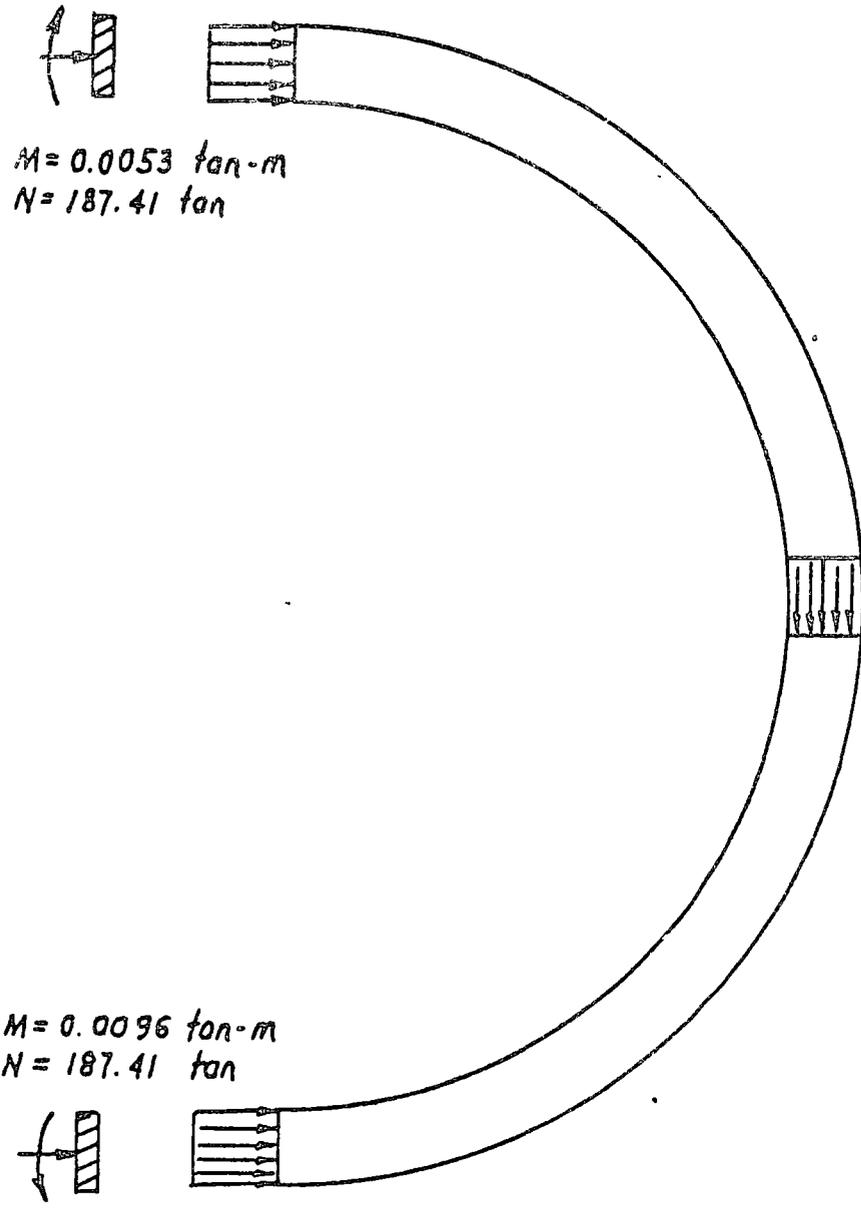
FIGURA II.-Elementos mecánicos en el revestimiento debido a la combinación de cargas, considerando dos comportamientos de la roca.

CONCRETO

$E = 148\ 300\ Kg/cm^2$
 $\nu = 0.35$
 $\gamma = 2.4\ ton/m^3$

RUCA

$E = 100\ 000\ Kg/cm^2$
 $\nu = 0.35$
 $\gamma = 2.3\ ton/m^3$



$M = 0.0053\ ton\cdot m$
 $N = 187.41\ ton$

$M = 0.0032$
 $N = 186.99$

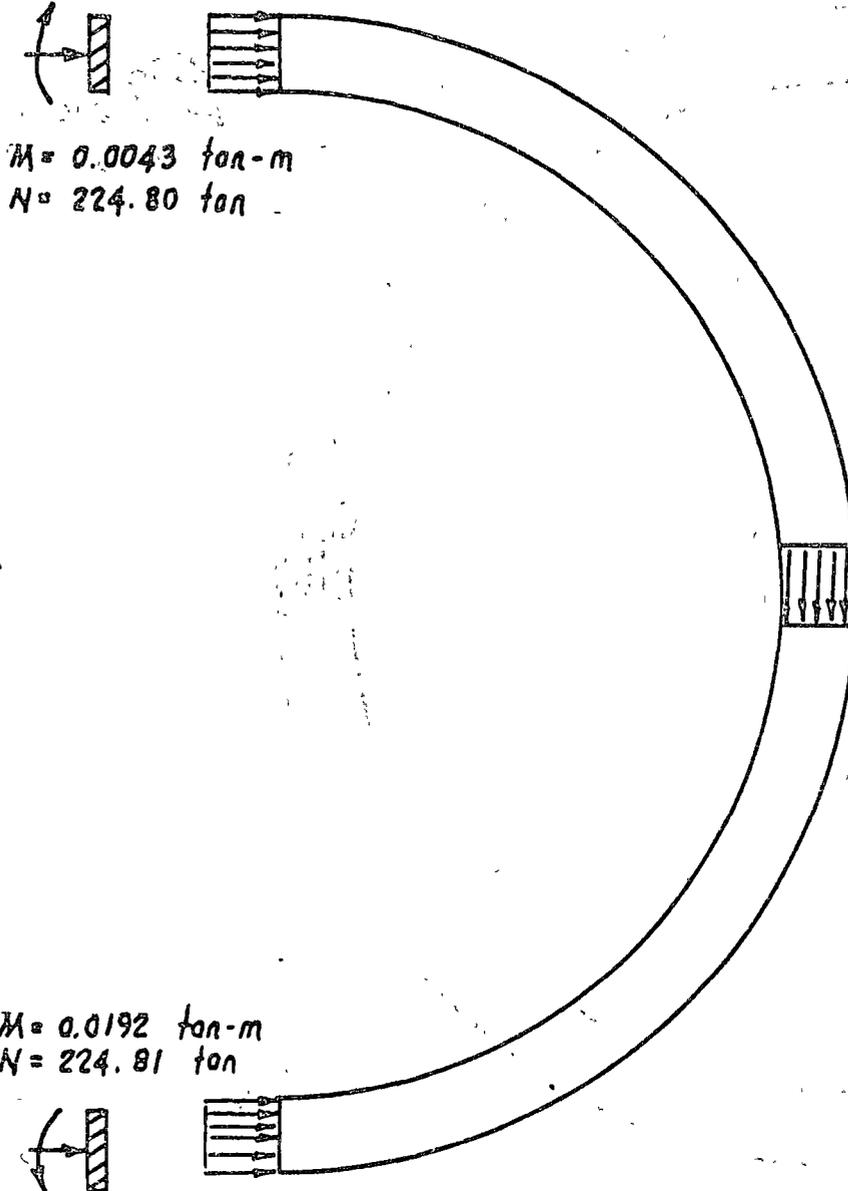
$M = 0.0096\ ton\cdot m$
 $N = 187.41\ ton$

FIGURA 12.- C A S O 1

SECTION
1-1
SECTION
2-2

CONCRETO
E = 164 300 Kg/cm²
ν = 0.18
γ = 2.4 ton/m³

ROCA
E = 200 000 Kg/cm²
ν = 0.35
γ = 2.42 ton/m³

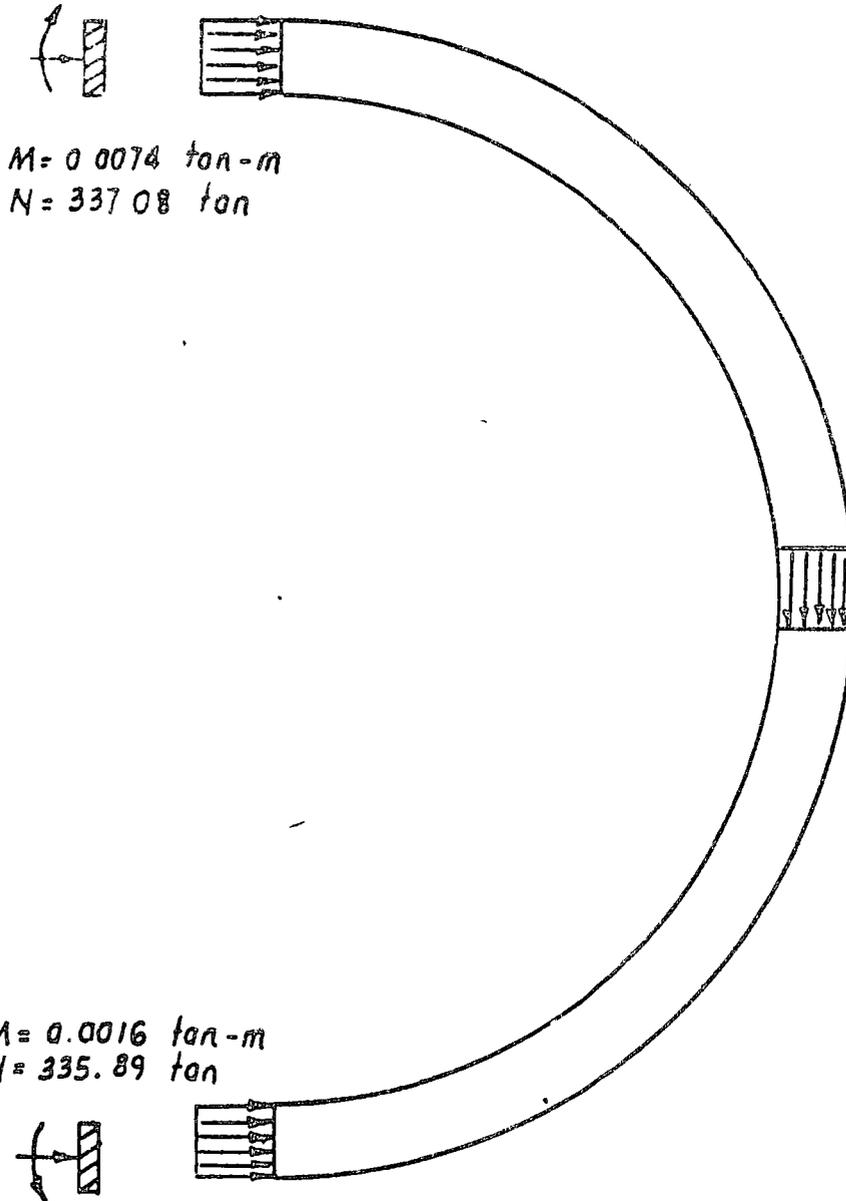


M = 0.0043 ton-m
N = 224.80 ton

M = 0.0070
N = 224.75

M = 0.0192 ton-m
N = 224.81 ton

FIGURA 13.- C A S O 2



$M = 0.0074 \text{ ton-m}$
 $N = 337.08 \text{ ton}$

$M = 0.0016 \text{ ton-m}$
 $N = 335.89 \text{ ton}$

CONCRETO

$E = 173\,200 \text{ kg/cm}^2$

$\nu = 0.18$

$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$

ROCA

$E = 67\,000 \text{ kg/cm}^2$

$\nu = 0.35$

$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

$M = 0.0060$

$N = 336.33$

FIGURA 14.- C A S O 3

APENDICE A

2.6 PLANTEAMIENTO GENERAL DEL METODO DEL ELEMENTO FINITO (7)

Los pasos necesarios para hacer un análisis por elemento finito, que ya se habían mencionado, deben formularse y discutirse matemáticamente. Esto será una transición de los métodos matriciales de análisis estructural presentados en el capítulo 2 al método del elemento finito. Se puede estudiar un problema de esfuerzo plano usando un elemento triangular con deformación constante. Consideremos una placa delgada sometida a tensión pura localizada en el plano X-Y.

La placa ha sido dividida en elementos triangulares conectados en los nudos. Esto se podría llamar una generación de malla amplia para propósitos ilustrativos. Dada la naturaleza del problema, los nudos tienen solo dos grados de libertad, por ejemplo en las direcciones X y Y.

a) Los desplazamientos de los nudos son las incógnitas del método del elemento finito por desplazamientos

$$\{\delta\}_E = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

El subíndice E se refiere al elemento E. Los subíndices i, j, m se refieren a los nudos asociados al elemento E. Cada nudo a su vez, tendrá sus dos grados de libertad.

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

(X, Y) es el desplazamiento en la dirección X y v(X,Y) en la -

dirección Y. Al sustituir la ecuación 3.5 en la 3.4, se genera una matriz completa de los desplazamientos de los nudos.

b) Para expresar el comportamiento de los elementos, se suponen expresiones de desplazamiento en función de los desplazamientos de los nudos

$$\{ \delta \} = \begin{Bmatrix} u(X,Y) \\ v(X,Y) \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

Los términos $u(X,Y)$ y $v(X,Y)$ describen los desplazamientos en cualquier punto interior del elemento. La naturaleza de la función de desplazamiento debe ser compatible con el tipo de elementos usados. En el caso del elemento triangular con deformación constante, las funciones de desplazamiento son lineales. Estas funciones deben satisfacer también la compatibilidad de desplazamientos en la frontera de elementos adyacentes. Los coeficientes indeterminados de las funciones supuestas se determinan por medio de operaciones matriciales que se discutirán en el capítulo 4.

c) El cálculo de los desplazamientos nodales permitirá determinar todos los valores de deformación necesarios en los elementos. Cada punto tendrá tres componentes de deformación.

$$\{ \epsilon \} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

La teoría de elasticidad define la relación entre desplazamientos y deformaciones

$$\epsilon = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

La ecuación 3.8 muestra claramente la razón por la que un elemento triangular con deformación constante debe tener asociada a él una función lineal de desplazamiento. Un planteamiento general de la relación desplazamiento-deformación se establece en la ecuación matricial

$$\{\epsilon\} = \{B\} \{\delta\} \quad (3.9)$$

d) Los valores de deformación obtenidos permitirán efectuar el cálculo de los esfuerzos en los elementos. La teoría de elasticidad relaciona las deformaciones con los esfuerzos por medio de la matriz (D). Hay tres componentes de esfuerzo en cada punto interior de un elemento.

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Usando una matriz de transformación elástica adecuada, se puede escribir la siguiente relación:

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (3.11)$$

La ecuación 3.11 al desarrollarse presenta una forma más explícita

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{EX} \\ \epsilon_{EY} \\ \gamma_{XY} \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

e) En caso de requerirse esfuerzos principales, se debe aplicar la ecuación 3.13

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \\ \sigma_{\text{mín}} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \quad (3.13)$$

La solución del método del elemento finito depende de la exactitud al determinar los desplazamientos nodales. La ecuación básica que resuelve el problema es la que se usa en el método matricial de las rigideces,

$$[K] \{\delta\} = \{Q\} \quad (3.14)$$

Donde $[K]$ es la matriz de rigidez total del sistema estructural, que se obtiene al superponer las matrices individuales de cada elemento, $\{\delta\}$ es la matriz incógnita de desplazamientos nodales y $\{Q\}$ es la matriz de carga equivalente.

La solución de la ecuación 3.14 proporciona los valores de los desplazamientos.

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{Q\} \quad (3.15)$$

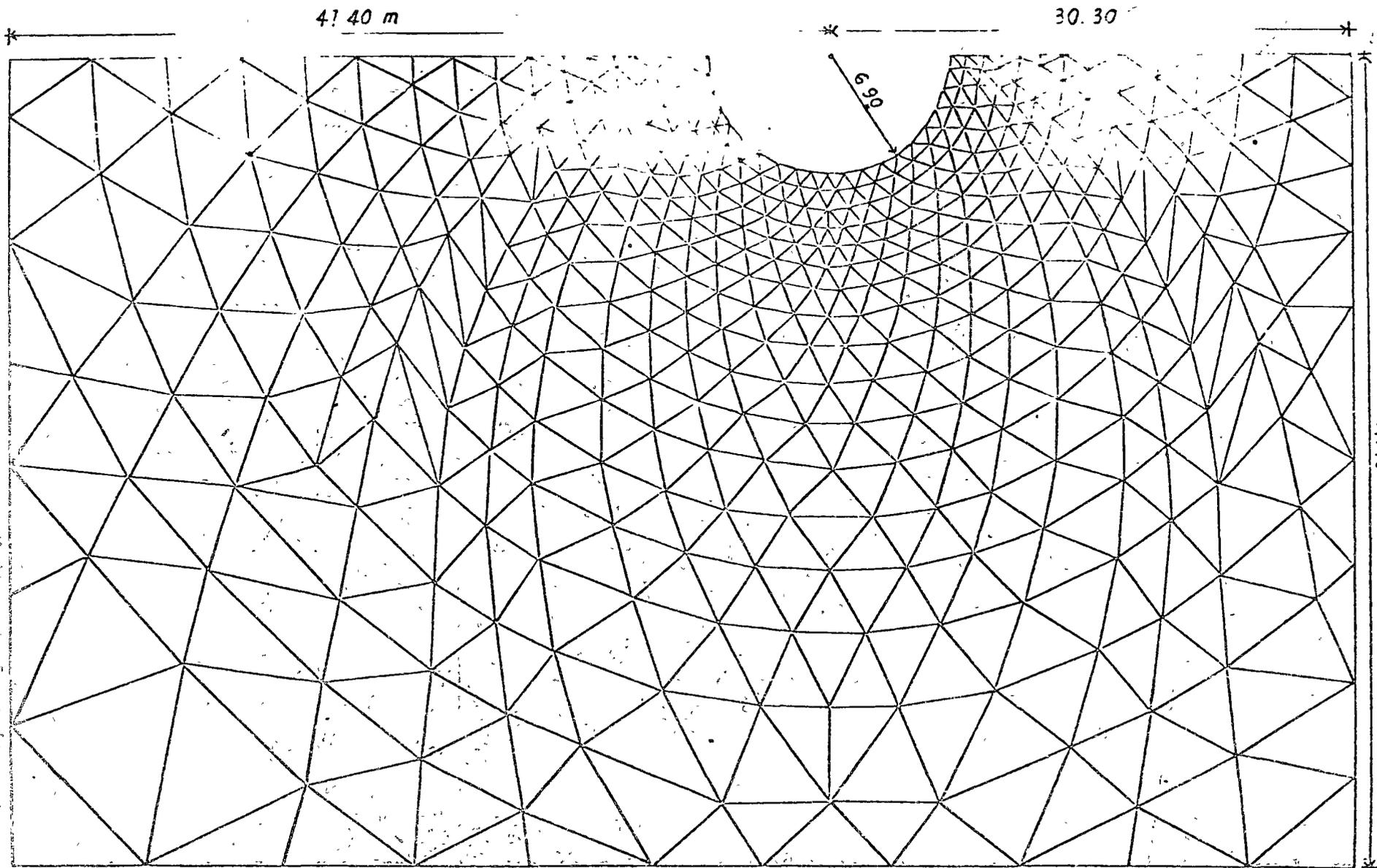


FIGURE 15 - Mesh of a rectangular domain with a semi-circular notch at the top center.

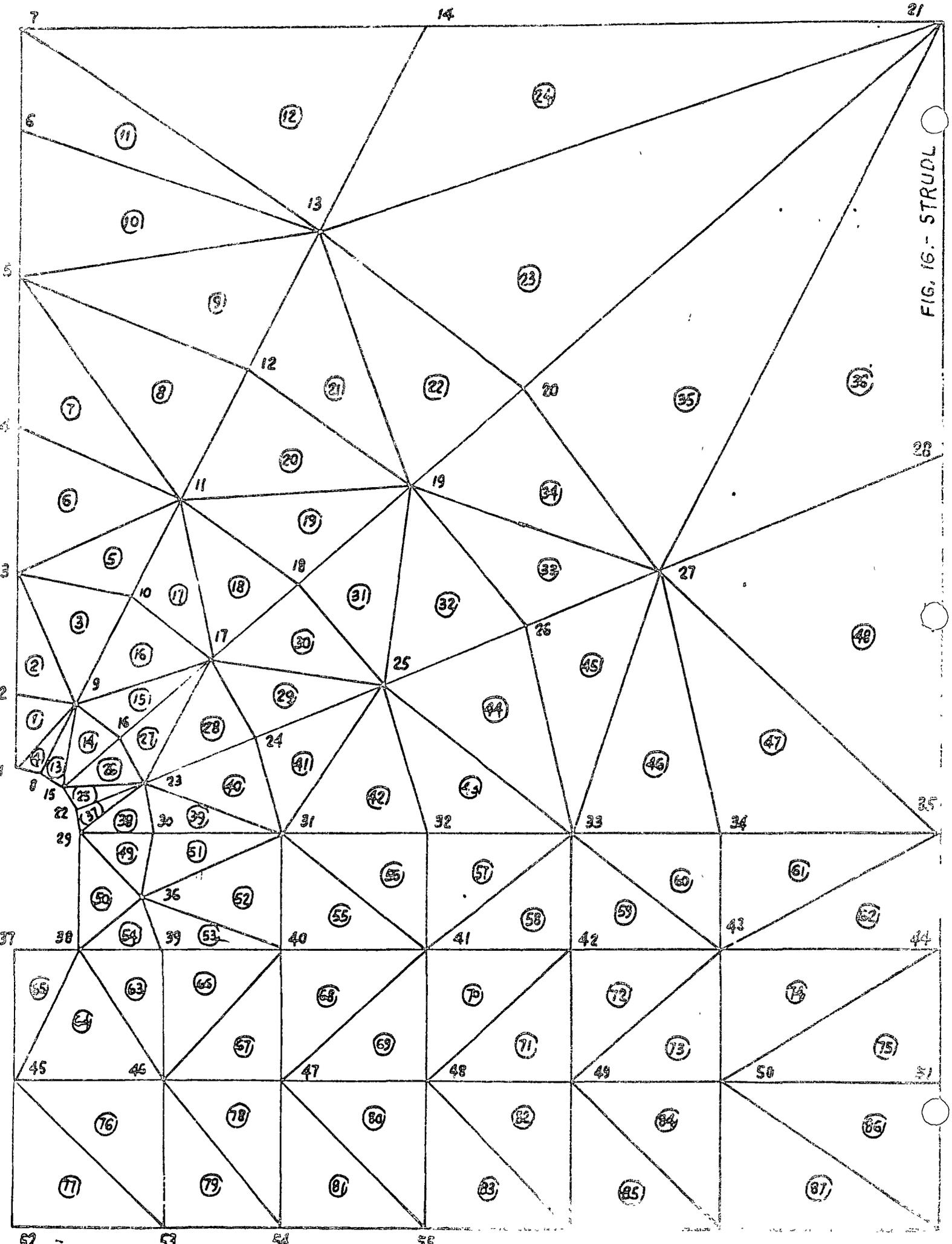


FIG. 16.- STRUDL

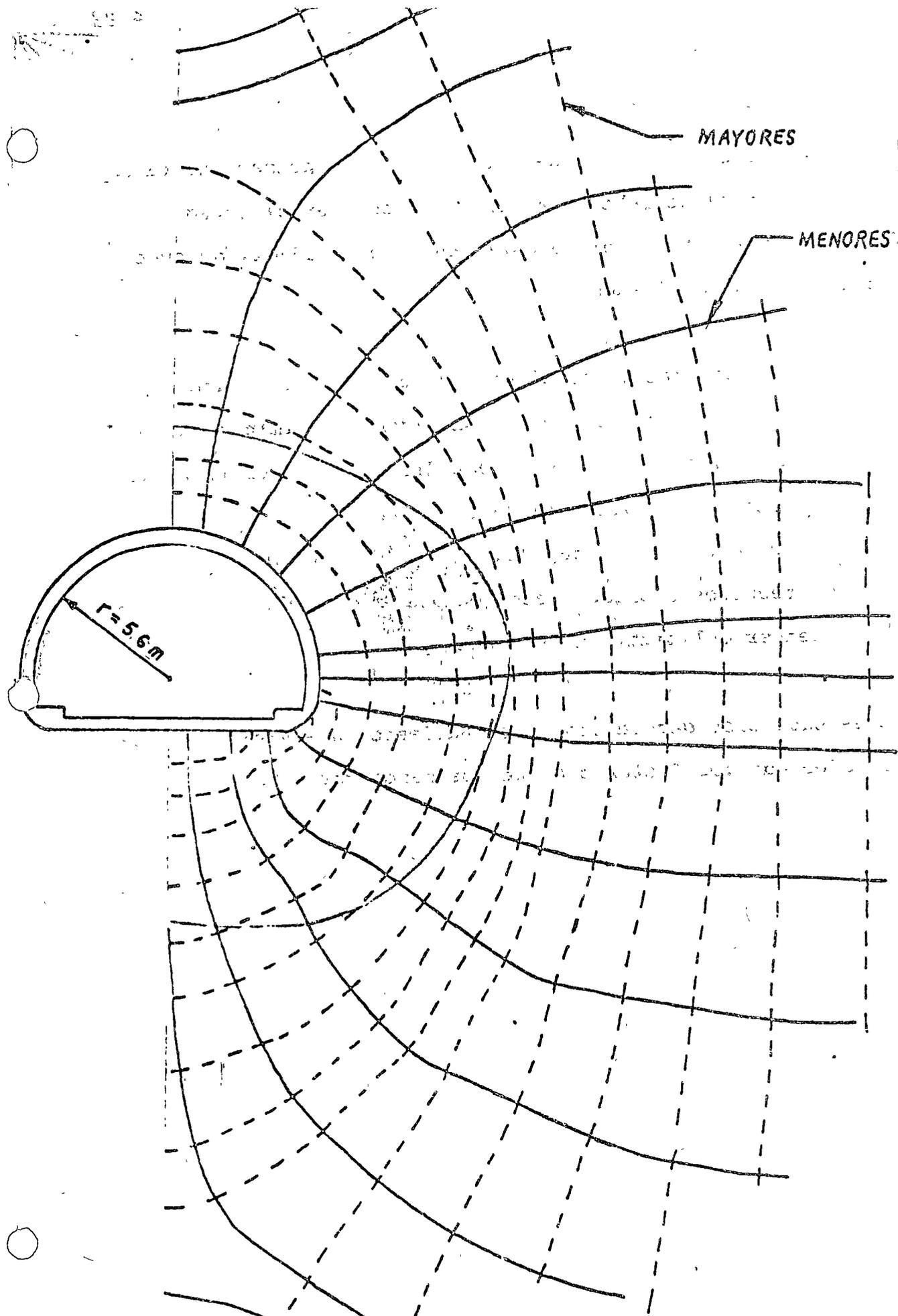


FIGURA. TRAYECTORIA DE LOS ESFUERZOS
(7 - PRINCIPALES

2.7 CONCLUSION

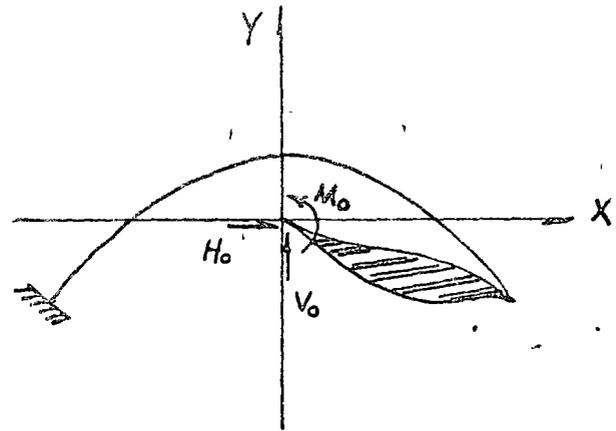
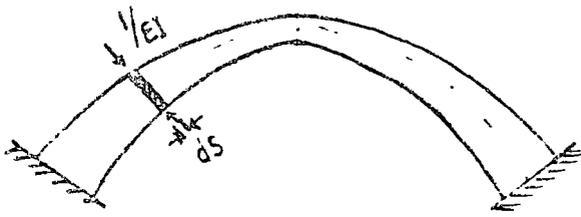
Como se ha visto a lo largo del tema, se puede pensar que el método de análisis que debemos seguir para conocer el estado de esfuerzos que existe en el revestimiento de un túnel, depende de varios factores, a saber:

- La importancia del problema, es decir, si se trata de un estudio de factibilidad, de un diseño preliminar, de un proyecto definitivo, de un estudio de comportamiento no-previsto, de un dictamen de estabilidad, etc.
- La repercusión o trascendencia de nuestro informe
- Los recursos o presupuesto que destine el cliente para extender o limitar nuestro trabajo.

Así pues cada caso deberá tratarse, haciendo intervenir de una manera adecuada los factores a que nos hemos referido.

REFERENCIAS

1. Bebi, P., 1972, "Design of tunnel lining", Proceeding international symposium on underground openings, PP 279-289, Lucerna, Suiza, sept. 1972.
- 2.- Kovár, K., 1972, "Design methods for underground structures", mismo documento anterior, PP 198-223.
- 3.- Stag, K.G., .C. Zienkiewicz y I.C. Corneau, 1972, "On the application of numerical visco-plastic model to rock mechanics problems", mismo documento anterior, PP 327-335.
- 4.- Albarrán Figueroa, C.A., 1973, Aplicación del método del elemento finito al análisis de alcantarillas de concreto bajo grandes terraplenes", tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 5.- Zienkiewicz, A. C., S. Valliappan y I.O. King, 1968, "Stress analysis of rock as a "no tension" material", Geotechnique, Vol. 18, PP 56-66, 1968.
- 6.- Széchy, A., "The art of tunneling" 1973.
- 7.- Ural, O., "Finite element method: basic concepts and applications", 1973, PP 74-77



$$V_0 \delta_{vv} + H_0 \delta_{vh} + M_0 \delta_{vm} + \Delta_v = 0 \quad (1)$$

$$V_0 \delta_{hv} + H_0 \delta_{hh} + M_0 \delta_{hm} + \Delta_h = 0 \quad (2)$$

$$V_0 \alpha_v + H_0 \alpha_h + M_0 \alpha_m + \theta = 0 \quad (3)$$

$$\delta_{vv} = \int \frac{x^2 ds}{EI}$$

$$\delta_{vh} = \int \frac{xy ds}{EI} = Q_{xy}$$

$$\delta_{vm} = \int \frac{x ds}{EI} = Q_y$$

$$\delta_{hv} = \int \frac{xy ds}{EI} = Q_{xy}$$

$$\delta_{hh} = \int \frac{y^2 ds}{EI}$$

$$\delta_{hm} = \int \frac{y ds}{EI} = Q_x$$

$$\alpha_v = \int \frac{x ds}{EI} = Q_y$$

$$\alpha_h = \int \frac{y ds}{EI} = Q_x$$

$$\alpha_m = \int \frac{ds}{EI}$$

COMO LOS MOMENTOS ESTATICOS Y LOS PRODUCTOS DE INERCIA SON NULOS :

$$V_0 = - \frac{\Delta_v}{\delta_{vv}} = - \frac{\int \frac{Mx ds}{EI}}{\int \frac{x^2 ds}{EI}} \quad (1)$$

$$H_0 = - \frac{\Delta_h}{\delta_{hh}} = - \frac{\int \frac{My ds}{EI}}{\int \frac{y^2 ds}{EI}} \quad (2)$$

$$M_0 = - \frac{\theta}{\alpha_m} = - \frac{\int \frac{M ds}{EI}}{\int \frac{ds}{EI}} \quad (3)$$

REVESTIMIENTO DE TUNELES

3. CONCRETO

3.1 INTRODUCCION

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

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

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

3.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO CONVENCIONAL

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

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

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

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

3.2.1 Resistencia mecánica

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

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

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

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

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

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

3.2.2 Resistencia a la abrasión

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2.4 Resistencia al ataque químico

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2.5 Acción de aguas muy puras

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

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

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

3.2.6 Reacción álcali-agregado

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3 FABRICACION DEL CONCRETO

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

3.3.1 Componentes del concreto

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

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

* Siempre y cuando la puzolana sea de calidad adecuada

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

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

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

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

	sin incrementar el consumo de cemento.
Retardante del fraguado	Aumentar controladamente el tiempo de fraguado del concreto, sin menoscabo de la resistencia temprana requerida para el descimbrado.
Inclusor de aire*	Aumentar la manejabilidad de las mezclas, y/o reducir el agua de sangrado, cuando existen deficiencias atribuibles a mala graduación o forma de los agregados.

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

3.3.2 Características de las mezclas

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2.1 Concreto transportado por tubería

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

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

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

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

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

El uso de consumos elevados de cemento como solución a los problemas

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

3.3.2.2 Concreto transportado por banda

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

3.3.3 Manejo de los materiales

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

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

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

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

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

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

3.3.4 Dosificación y mezclado

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.4 TRANSPORTE DEL CONCRETO

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

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

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

por las principales características del tanque amortiguador son las siguientes:

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

3.5 COLOCACION DEL CONCRETO

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

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

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

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

3.5.1 Colado contra formas (sistema convencional)

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

3.5.1.1 Bombas

Desde 1950 se ha producido un notable adelanto en la especialidad

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

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

3.5.1.2 Cañón neumático

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

3.5.1.3 Bandas transportadoras

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

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

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

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

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

3.5.1.4 Cimbras

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

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

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

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

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

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

3.5.1.5 Colado continuo

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

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

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

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

3.5.1.6 Colado discontinuo

Este tipo de colados puede realizarse básicamente en dos formas:

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

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

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

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

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

3.5.2 Método Bernold

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

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

3.6 CONTROL DE CONCRETO

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

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

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

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

- a. Cuando el objeto del muestreo es únicamente verificar la calidad potencial del concreto producido, es conveniente efectuar este muestreo a la descarga de la planta mezcladora, antes que sea introducido al túnel.
- b. Si se desean conocer además los efectos que sobre el concreto originan el transporte y la colocación, el muestreo se realiza también en el sitio de colado. El muestreo para la elaboración de especímenes normalmente va acompañado del ensaye de concreto fresco. Esto permite detectar las pérdidas de trabajabilidad y los cambios en las características del concreto fresco.

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

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

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

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

3 6.3 Ensayes de concreto endurecido, Los ensayes del concreto endurecido tienen como objetivo principal la determinación de la resistencia del concreto. La resistencia a la compresión se acepta por lo general como una medida de la calidad del concreto, y además, su obtención es relativamente simple. Por estas razones es el ensayo que más frecuentemente se realiza en concreto endurecido.

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

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

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

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

3.7 CONCRETO LANZADO

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

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

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

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

3 7.2. Proceso de mezcla húmeda. Este proceso consiste en los siguientes pasos:

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

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

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

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

Referencias

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

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

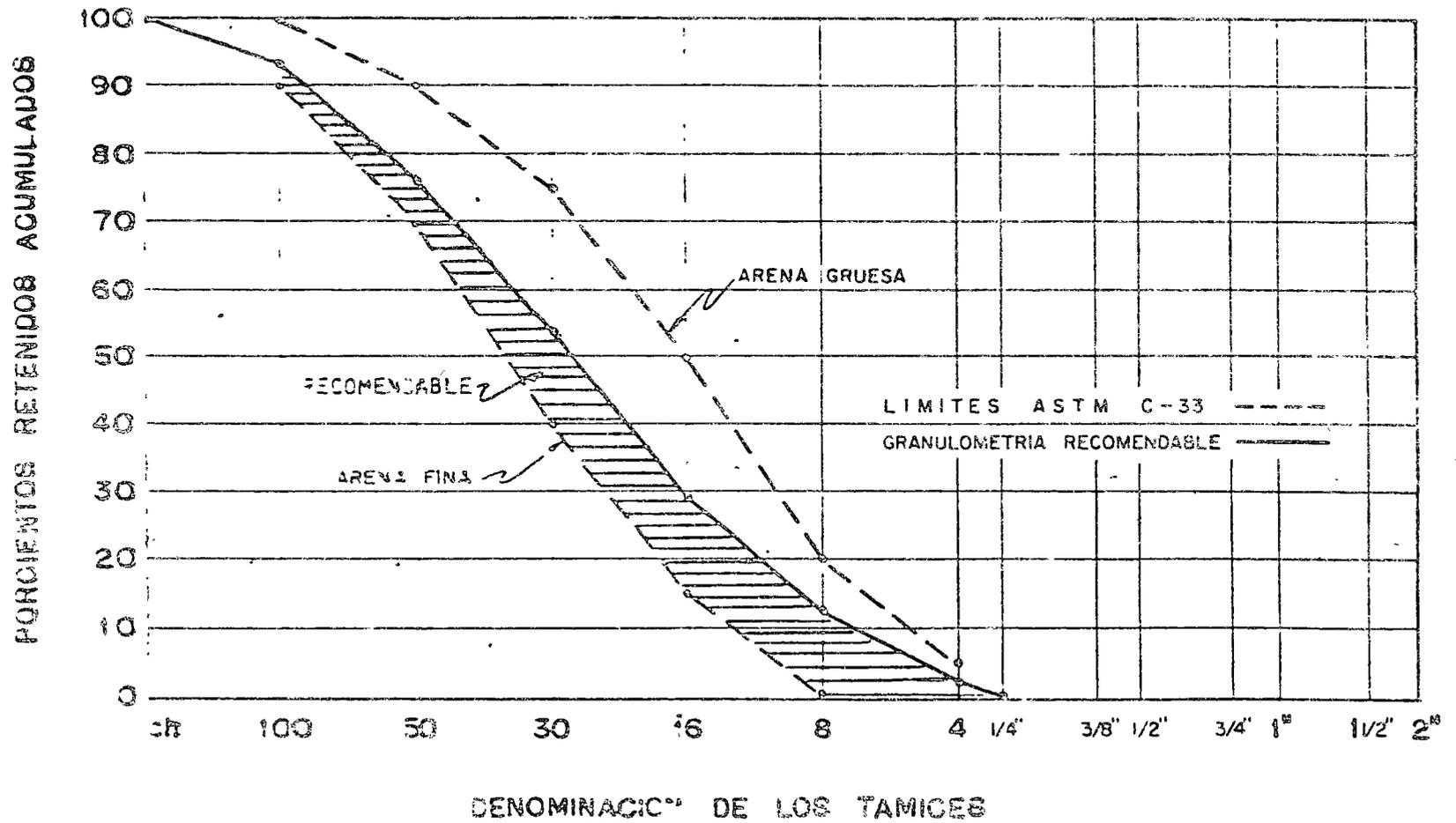


FIG. 1

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (ACI - 304)

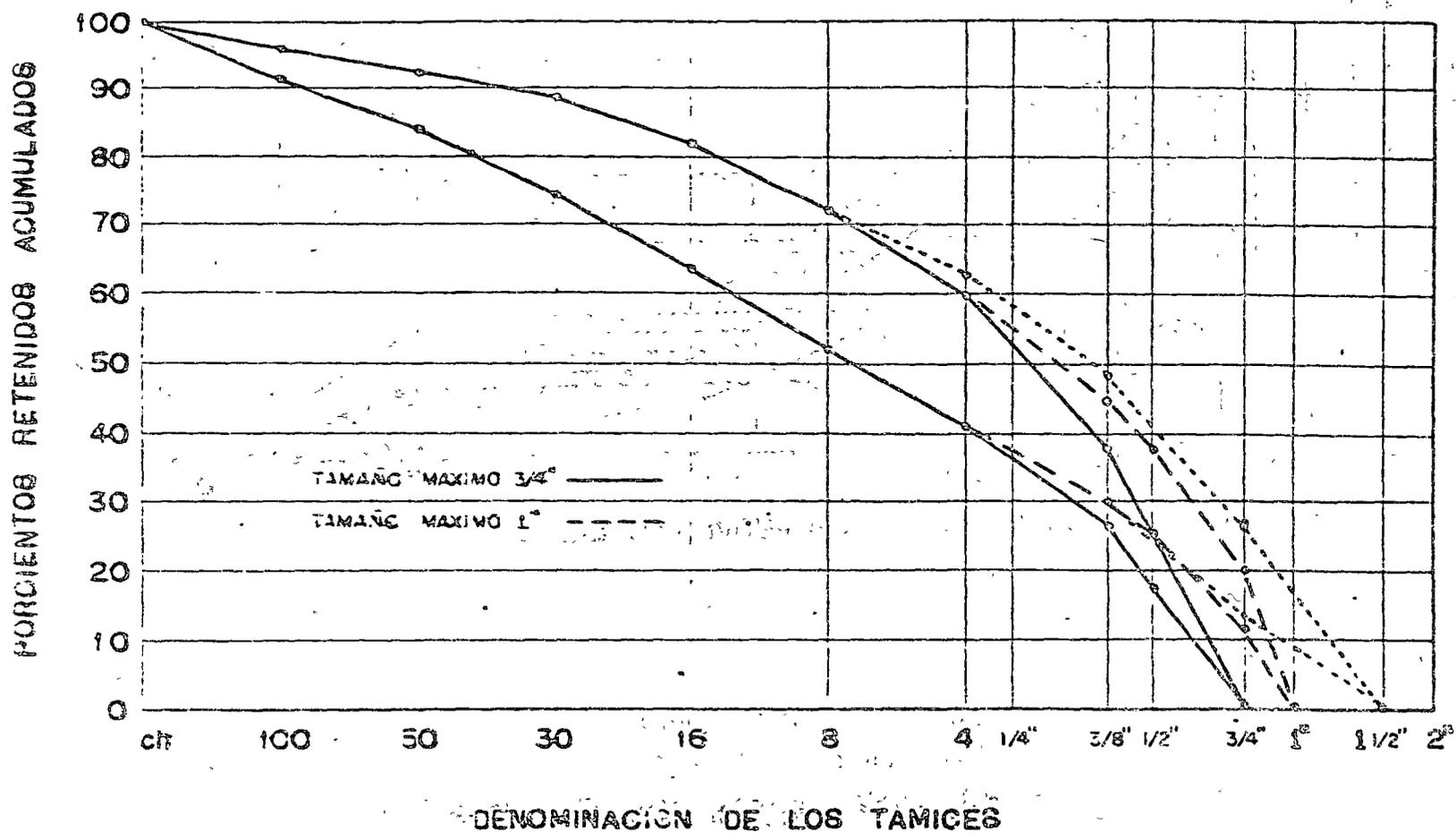
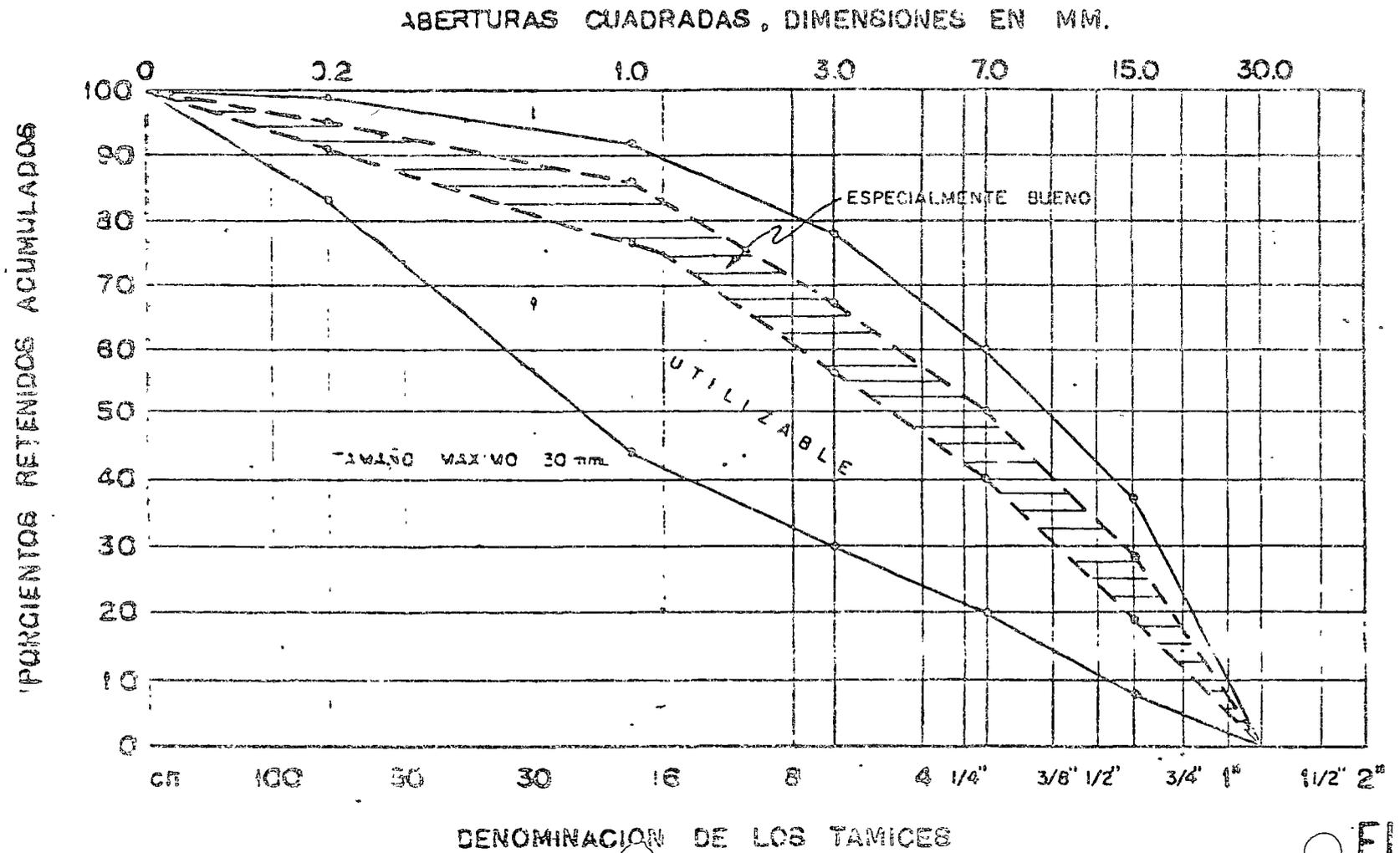


FIG. 2

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



○ FIG..3

GRANULOMETRIA RECOMENDABLE PARA AGREGADOS COMBINADOS
 CONCRETO BOMBEABLE
 (DIN 1045-1, 1047)

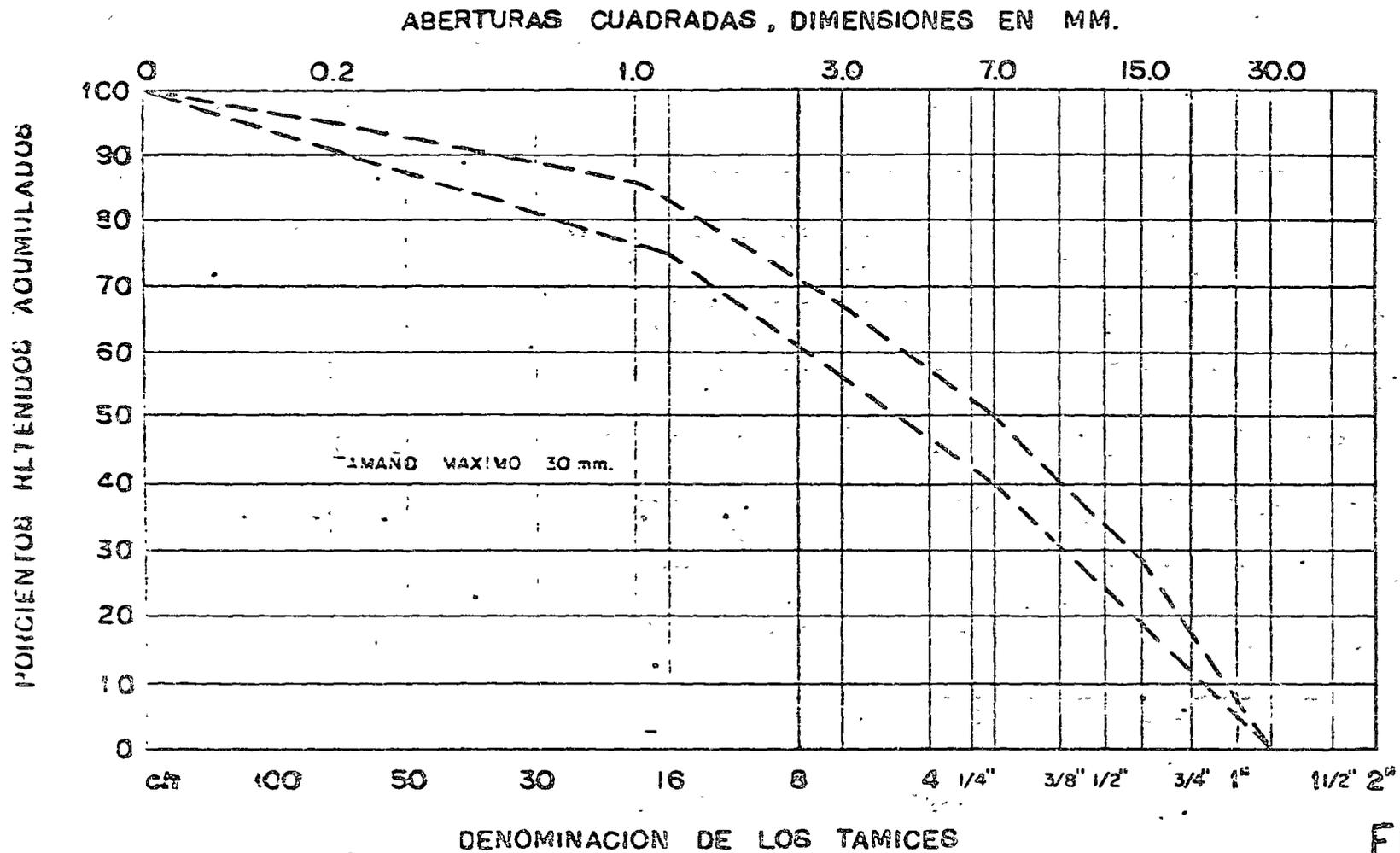


FIG. 4



PROFESORES DEL CURSO CONSTRUCCION DE TUNELES

ING. MARIO ALDAPE VELAZQUEZ

Asesor Consultor
Consultec Ingenieros Asociados
V. Miguel Alemán 22-6°
México, D.F.
Tel.: 536.14.02

ING. JORGE A. CABEZUT BOO

Gerente General de Construcción
Comisión Federal de Electricidad
Atoyac 97-6°
México 5, D.F.
Tel.: 553.67.25

ING. CARLOS CASTAÑEDA NARVAEZ

Jefe de Personal
Sociedad de Exalumnos de la Facultad de Ingenieros
Palacio de Minería
Tacuba No. 5-Mezanine
Tel.: 512.33.53

ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA

VICEPRESIDENTE
ICA INTERNACIONAL
MINERÍA 145 EDIF. 2-3°
MEXICO 18, D.F.
Tel.: 16.04.60 E.320

ING. JORGE GAMBOA CHAPARRO

Constructora Raudal
Dinamarca 60-6°
México, D.F.
Tel.: 566.17.00 y 566.18.84

ING. GUILLERMO GILFLORES

Presidente
Construcción Pesada, S.A. de C.V.
Antonio M. Anza 72 Edif. 4 B -4°
Circ. Ingenieros
Ciudad Satélite, Edo. de México
Tel.: 572.77.75

ING. JOSE LUIS LEON TORRES

Asesor y Consultor
Consultec Ingenieros Asociados
V.M. Alemán 22-6°
México, D.F.
Tel.: 536.14.02

CONSTRUCCION DE TUNELES

ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
Director
Centro de Información y Capacitación
Grupo ICA, S.A. DE C.V.
11 de Abril No. 338
México 18, D.F.
Tel.: 516.07.40

ING. MANUEL MENA FERRER
Jefe de la Oficina de Materiales
Departamento de Estudios Experimentales
Comisión Federal de Electricidad
Augusto Rodín 265
Tel.: 563.37.81 y 82

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ
Subgerente de Construcción
Ingenieros Civiles y Asociados, S.A.
Minerfa 145 Edif. A-3°
México 18, D.F.
Tel.: 515.26.96

ING. FRANCISCO NOREÑA CASADO
Vocal Ejecutivo
Comisión Técnica Ejecutiva del Metro
Campos Eliseos 385
Torre A 1° Piso
México 5, D.F.
Tel.: 5

ING. LUIS VIEITEZ UTESA
Asesor Técnico
Construcción Pesada
Minería 145 Edif. B-2°
México 18, D.F.
Tel. 516.04.60 E.168

ING. ALBERTO GONZALEZ SOTO
Jefe del Depto. de Precios Unitarios
COCONAL, S.A.
PERIFERICO SUR 6501-4° Edif. A
Tel.: 676.41.34

ING. LUIS RAMIRO GORZTIETA
Subjefe de Planeación
Cía. Constructora
Insurgentes Sur 432-8°
Tel. 574.01.22 E.137 y 138

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "CONSTRUCCION DE TUNELES"
DEL 5 AL 10 DE SEPTIEMBRE DE 1977.

SR. FRANCISCO JAVIER ACEVEDO RODRIGUEZ

José Vasconcelos 225
Col. Polanco
San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 3.11.57

S. A. R. II.

Subdirección Regional
Auxiliar Supervisión Técnica
Mariano Otero - V. Carranza
San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 3.48.29 y 3.12.15

ING. HUGO ARECHIGA DIMÁS

Retorno 812 No. 45
Col. Centinela
México 21, D.F.
Tel. 549.39.09

C. F. E.

Superintendente de Construcción
Ródano 14-6°
Col. Cuauhtémoc
México 5, D.F.
Tel.: 553.71.33

ING. JOSE CARBIA PIZARRO

Monte Líbano 235
Lomas de Chapultepec
México 10, D.F.
Tel.: 520.40.43

ICA, S. A.

Jefe de Planeación
Minería 145
Col. Escandón
México 18, D.F.
Tel.: 516.04.60

ING. LUIS CASADOS VILLANUEVA

Cerro de Maquiltepec 399
Col. Campestre Churubusco
México 21, D.F.
Tel.: 544.05.18

C. F. E.

Auxiliar de Coordinador
Ródano 14-6°
Col. Cuauhtémoc
México 5, D.F.
Tel.: 553.71.33

SR. FIDEL CASTRO ESPARZA

Ciprés 52
Col. Sta. Ma. la Ribera
México 4, D.F.
Tel.: 541.18.63

Constructora Estrella, S. A.

Superintendente en Obra
Valerio Trujano 30
México, D.F.
Tel.: 534.12.22

ING. CARLOS MANUEL CHAVARRI MALDONADO

San Carlos 35
San Angelinn
México 20, D.F.
Tel.: 548.32.76

Universal de Construcciones, S. A.

Gerente de Planeación
Torre Adalid 1412-1
México 12, D.F.
Tel. 516.55.17

ING. ENRIQUE L. DE HOYOS PARRA
Allende 521-B
Toluca, México

ING. CARLOS DE ICAZA LOZANO
Av. Cordova 54
Valle Dorado
Tlalnequil, Edo. de Méx.
Tel. 379.06.82

ING. RAFAEL DIAZ CASTILLO
Hda. de Pastoreo 122
Echegaray, Edo. de Méx.
Tel. 560.23.46

ING. JORGE DORANTES PACHECO
José F. Gutiérrez 300
Angel Zimbrón
México 16, D.F.

ING. CAMERINO ESCAMILLA BRITO
Conocido en Wadley
S.L.P., S.L.P.

SR. ESTEBAN DE JESUS FIGUEROA PALACIOS
Av. 14 de Sept. Ote. 368
Tuxtla Gutiérrez, Chis
Tel. 2.19.90

SR. CARLOS FLORES GRAJEDA
Av. 45 metros No. 663
Lindavista
México 14, D.F.
Tel. 586.21.27

ING. CARLOS GARCIA ROMERO
Maravatio 290
Col. Clavería
México 14, D.F.

Desarrollo de Infraestructura S.A. CV
Jefe de Superintendentes
Culiacán 108
Col. Hipólito Condesa
México 11, D.F.
Tel. 584.67.81

S.A.R.H. ICEP S.C.
Subjefe de Oficina de Presupuestos
Reforma 20-4°
Col. Juárez
México, D.F.
Tel. 591.14.61

C.F.E.
Ingeniero "A" Medio
Rodano 14
México, D.F.
Tel. 553.71.33

ICA
Jefe de Frente
Minería 145
México 18, D.F.

Cía. Minera y Refinadora Mexicana S
Superintendente General
Av. V. Carranza 980-733
San Luis Potosí, S.L.P.

C.F.E.
Jefe del Area de Planeación y Program
Campamento Juy Juy
Chicoasen, Chis
Tel. 2.55.54

Constructora TATSA
Superintendente
Sinaloa 85
México 7, D.F.
Tel. 572.18.44 y 525.25.63

ESC. SUP. DE ING. Y ARQ. IPN
Profesor
Unidad Profesional de Zacatecas

ING. JOSE GUADALUPE GASCA ESPITIA
Calle Tizoc Manzana 304 Lote 54
Col. Azteca, Edó. de Mex.
Tel. 569.30.80

C.F.E.
Ingeniero Proyectista
Ródano 14
México 5, D.F.
Tel. 553.71.33 E.2138

ING. RAUL GARAVITO GOMEZ
Leonardo Oliva 79
Col. Tetlameya
México 22, D.F.
Tel. 573.42.39

SAHOP
Dir. Gral. de Carr. en Cooperación
Jefe Sección Localización
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
Tel. 538.28.38

ING. JORGE GONZALEZ ALVAREZ
Cerro del Agua 92
Col. R. de Terreros
México 21, D.F.
Tel. 554.06.93

Comisión de Aguas del Valle de Méx.
Supervisión de Obra
Balderas 55
México, D.F.

ING. RAFAEL GONZALEZ
Av. Revolución 144 Ote.
Tecate, BCN
Tel. 4.15.00

IGA, S.A.
Jefe de Obra
Minería 145
México 18, D.F.
Tel. 16.04.60

ING. MANUEL GUERRA ALVAREZ
Sebastián Elcano 215
San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 3.03.31

Sec. Agricultura y Recursos Hidráulicos
Residente de Construcción
Mariano Otero 600-A
San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 3-48.29

ING. JOSE LUIS GUERRERO LUTTEROTH
Marsella 25
Col. Juárez
México, D.F.

Constructora y Fraccionadora GE, S.A.
Gerente
Marsella 25
Col. Juárez

ING. ROBERTO CORTIÉRRIZ CERVERA
Bolaños 68-402
México 2, D.F.

Comisión de Aguas del Valle de Méx.
Supervisión
Balderas 55-4º
México 1, D.F.
Tel. 585.50.66

ING. DANIEL HERNANDEZ GOMEZ
Valerio Trujano 30
México 12, D.F.
Tel. 534.12.22

Constructora Estrella S.A.
Superintendente
Valerio Trujano 30
México 12, D.F.
Tel. 534.12.22

ING. RIGOBERTO LIZARRAGA RUIZ
Revolución 144
Tecate, B.C.N.
Tel. 4.15.00 y 4.15 01

ICA, S.A.
Jefe de Obra
Minería 145
México 18, D.F.

ING. ENRIQUE LOPEZ PELAYO
Matías Romero 1510
Mexico 13, D.F.
Tel. 575.35.43

SANHOP
Jefe de Oficina de Hidrología y Drenaje
Xola y Ave. Universidad
México 12, D.F.
Tel. 519.88.57

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
Carretones 135 Edif. 2 Depto. 204
México 1, D.F.
Tel. 768.69.94

Sec. de Agricultura y Recursos
Hidráulicos
Coordinador de Zonas de Riego
Departamento de Canales
P. de la Reforma 45-10°
México 4, D.F.
Tel. 592.12.42

ING. RAYMUNDO MARGAIN
Presa Tezoyo 173
México 10, D.F.
Tel. 571.67.04

ICA, S.A.
Ingeniero jefe de Frente
Minería 145
México 18, D.F.

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL
Pasco la Soledad 115
Lomas Verdes, Naucalpan. Edo. de Méx.
Tel. 572.39.97

IDESA CONSULTORES, S.A.
Asesor Técnico
San Lorenzo 153-808
México 13, D.F.
Tel. 559.15.32

SR. RICARDO NAJERA ESQUIVIA
Belioz 128
México 2, D.F.

CIA. CONTRATISTA NACIONAL, S.A.
Calculista de Precios Unitarios
Periferico Sur 6501
México 18, D.F.
Tel. 676.41.34

ING. FELIPE NUÑEZ Z.
A.J. Silva 135
San Luis Potosí, S.L.P.

PAULINO S. PORTILLO UUGO
Miravalle 809
México 13, D.F.
Tel. 539.51.57

ING. ERNESTO PLIEGO PEREZ
Presa 49
San Jerónimo Lídice
México 20, D.F.
Tel. 595.21.84

ING. OMAR RUIZ CRAVIOTO
Cerrada de Popotla 24-2
México 17, D.F.
Tel. 399.21.44

ING. BENITO RODRIGUEZ ELIZONDO
Independencia 36
Pihuamo, Jalisco
Tel. 6.00.43

SR. HORARIO SANCHEZ CALDERON
Campamento Juyjuy P.H.
Chicoasén, Chis
Tel. 2.55.54

ING. RICARDO TENA A.
Ixtapantongo 64
Sol. Eléctra, Tlalnepantla, Edo. de Méx.
Tel. 397.20.21

SARH
Subdirección Regional Obras HDR
Jefe del Departamento de Construcción
Mariano Otero y V. Carranza
San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 3.48.29 y 3.30.32

COMISION DE AGUAS DEL VALLE
DE MEXICO
Supervisor
Balderas 55-4°
México 1, D.F.
Tel. 585.50.66

INGENIERIA Y PROCESAMIENTO
Director de Proyectos
San Lorenzo 153
México 7, D.F.
Tel. 575.40.77

SRIA. DE AGRICULTURA Y RECUR-
SOS HIDRAULICOS
Jefe de Oficina de Proyectos
Departamento de Presas
P. de la Reforma 69
México 1, D.F.
Tel. 592.00.78

ICA, S.A.
Jefe de Obra
Minería 145
México 18, D.F.

C.F.E.
Jefe de Frente en Exc. Galerías
Campamento Juy Juy
Chicoasén, Chis
Tel. 2.55.54

C.F.E.
Ingeniero Proyectista
Ródano 14
México 5, D.F.

ING. SIGFRIDO VAZQUEZ VILLAFORO
13 Av. Nte. Pte. No. 1343
El Mirador, Tuxtla, Gutiérrez, Chis.
Tel. 2.59.58

C.F.E.
Auxiliar de Residente
Po. Ho. Chicoasén, Chiapas
Tel. 2.55.01

SR. PEDRO VILLASEÑOR CUEVARA
1a. Ave. Sur Pte. No. 237 Edif. Zardain 3° Depto. 9
Tuxtla, Gutiérrez, Chis.
Tel. 2.11.33

C.F.E.
Auxiliar de Residente
P.H. Chicoasen, Chiapas
Tel. 2.55.01

SR. JULIO ZEBADUA FERRERA
Sur 75 -4372-402
Col. Viaducto Piedad
México 13, D.F.
Tel. 530.11.62

CONSTRUCTORA FAZE S.A.
Gerente General
Manizales 746-3
Col. Lindavista
Mexico 14, D.F.
Tel. 586.55.89