

00636

MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGIA  
COMISARIA DE LA ENERGIA Y RECURSOS MINERALES

DETERMINACIONES DE PARAMETROS  
ELASTICOS DE ROCAS IGNEAS CON  
VISTAS AL ANALISIS DE VIBRACIONES

(INFORME)



6  
INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

El presente estudio ha sido reali-  
zado por ESBOGA GEOTECNICA, S.A.  
en régimen de contratación por la  
División de Geología aplicada a -  
la Ingeniería del Instituto Geoló-  
gico y Minero de España.

DETERMINACIONES DE PARAMETROS  
ELASTICOS DE ROCAS IGNEAS CON -  
VISTAS AL ANALISIS DE VIBRACIONES

I N F O R M E

DETERMINACION DE PARAMETROS ELASTICOS DE ROCAS IG-  
NEAS CON VISTAS AL ANALISIS DE VIBRACIONES.

1. - INTRODUCCION

2. - ESTUDIO GEOLOGICO-ESTRUCTURAL.

2.1. Características geológico-estructurales de las rocas igneas situa-  
das alrededor de Madrid.

2.1.1. Características litológicas de las Adamellitas.

2.1.2. Direcciones estructurales preferenciales.

2.2. Estudio estructural de la zona tipo.

2.2.1. Toma de datos de campo.

2.2.2. Representación de la fracturación.

2.2.3. Análisis de la fracturación.

2.2.4. Singularidades de las diaclasas.

2.2.5. Espaciamiento de la fracturación.

2.3. Resumen y conclusiones.

3. - CARACTERIZACION GEOMECANICA

3.1. Metodología seguida.

3.1.1. Sondeos mecánicos.

3.1.2. Ensayos de carga puntual.

3.1.2.1. Aparatos empleados.

3.1.2.2. Procedimiento de ensayo.

3.1.2.3. Cálculos.

3.1.2.4. Presentación de resultados.

3.1.2.5. Corrección de BROOK.

- 3.1.3. Determinación de velocidades de propagación.
  - 3.1.3.1. Características de las probetas.
  - 3.1.3.2. Pegado de las cabezas.
  - 3.1.3.3. Determinación del tiempo de recorrido.
    - 3.1.3.3.1. Ondas de compresión.
    - 3.1.3.3.2. Ondas de corte.
    - 3.1.3.3.3. Tiempo de pago a través de las cabezas.
  - 3.1.3.4. Cálculo de las constantes elásticas.
- 3.1.4. Ensayos de compresión simple.
  - 3.1.4.1. Condiciones de ensayo.
  - 3.1.4.2. Prensa a utilizar.
  - 3.1.4.3. Medida de deformaciones.

## 3.2. Trabajos realizados y resultados obtenidos.

- 3.2.1. Sondeos mecánicos.
- 3.2.2. Ensayos de carga puntual.
- 3.2.3. Ensayos de velocidades de propagación.
  - 3.2.3.1. Calibrado de las cabezas.
  - 3.2.3.2. Velocidades de transmisión.
- 3.2.4. Ensayos de compresión simple.
  - 3.2.4.1. Determinación de la resistencia última.
  - 3.2.4.2. Determinación de parámetros elásticos.
- 3.2.5. Clasificación del macizo.

#### 4. - ESTUDIO PETROGRAFICO

##### 4.1. Factores de alteración de los granitos

4.1.1. Humedad-sequedad

4.1.2. Hielo-deshielo

4.1.3. Alteración de minerales constituyentes

##### 4.2. Variación de las propiedades geomecánicas.

##### 4.3. Metodología empleada

##### 4.4. Resultados del estudio petrográfico

##### 4.5. Correlación con la resistencia a compresión

#### 5. - ESTUDIO GEOFISICO

##### 5.1. Metodología empleada

5.1.1. Ensayo de "DOWN-HOLE".

5.1.2. Ensayo de "CROSS-HOLE".

5.1.3. Equipo de registro

##### 5.2. Trabajos realizados

5.2.1. Calibrado del sistema de registro

5.2.2. Ensayos de DOWN-HOLE.

5.2.3. Ensayos de CROSS-HOLE.

##### 5.3. Resultados de los ensayos geofísicos

5.3.1. Resultados de DOWN-HOLE

5.3.2. Resultados de CROSS-HOLE

#### 6. - CONCLUSIONES

#### 7. - BIBLIOGRAFIA

# DETERMINACION DE PARAMETROS ELASTICOS DE ROCAS IG- NEAS CON VISTAS AL ANALISIS DE VIBRACIONES.

## 1. INTRODUCCION

Para contribuir al desarrollo de la campaña de medición de vibraciones generadas por voladuras que el IGME ha emprendido en los últimos años se hace necesario determinar las características elásticas de las rocas a estudiar.

Después de realizar un profundo estudio de caracterización geomecánica "in situ" y en el laboratorio, se puede definir el comportamiento del macizo rocoso, lo cual permite abordar el estudio de la propagación de las voladuras como estudio imprescindible para llegar a definir una normativa de actuación.

Este trabajo está centrado en el estudio de las rocas ígneas de los alrededores de Madrid, que tienen una presencia importante a ambos lados del Macizo Central en el que, por otra parte, se desarrolla una intensa actividad minera y de construcción que exige el empleo de explosivos.

## 2. ESTUDIO GEOLOGICO ESTRUCTURAL

El objeto del estudio geológico estructural radica en primer lugar en definir la zona más idónea para el estudio geomecánico de las zonas ígneas de los alrededores de Madrid, con vistas a un posterior estudio sobre la propagación de vibraciones debidas a voladuras, y en segundo lugar, en caracterizar estructuralmente la zona objeto del estudio para orientar las posteriores investigaciones geomecánicas y geológicas.

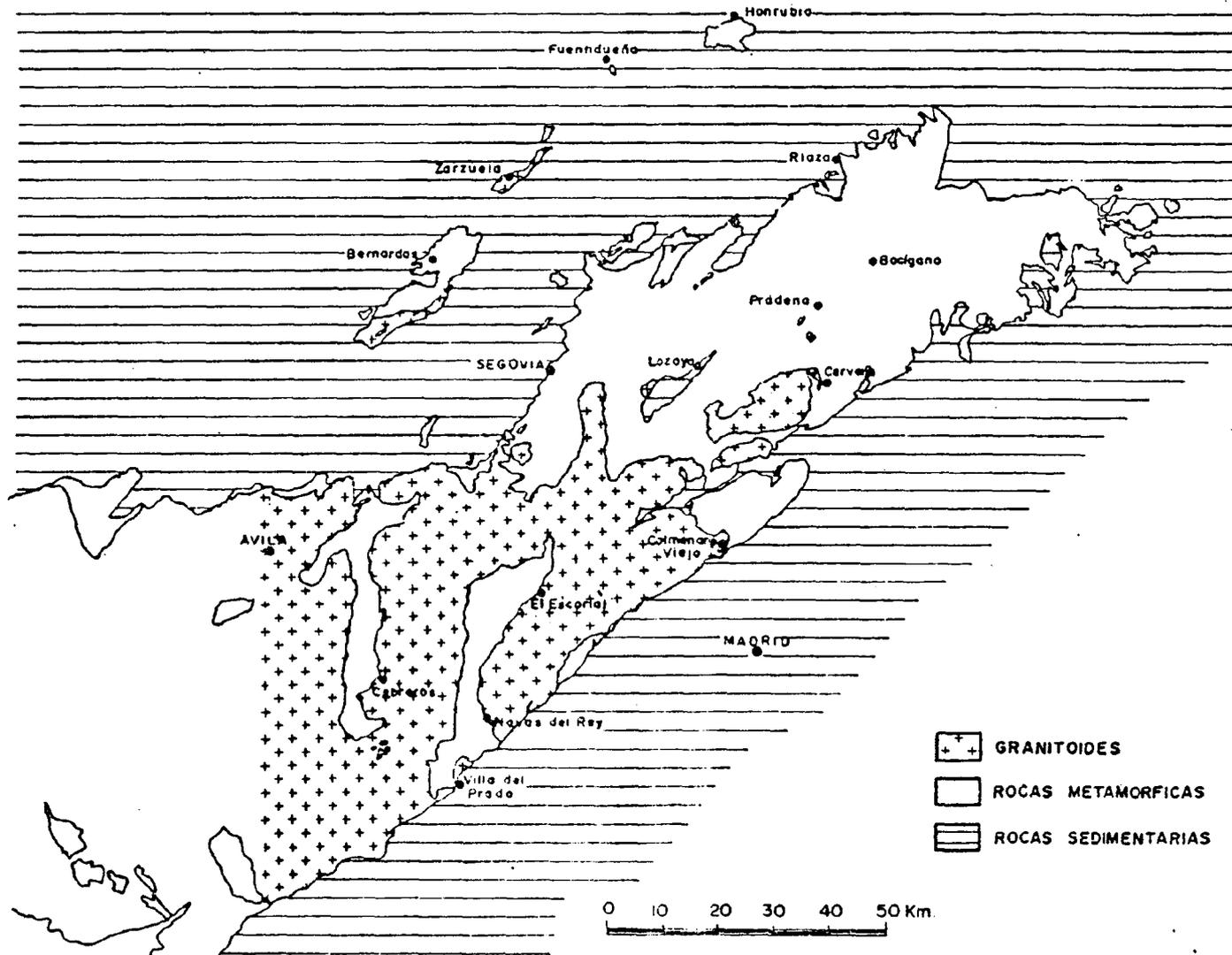
En la realización de este estudio geológico-estructural se han seguido

los siguientes pasos :

- a) Recopilación y estudio de la bibliografía existente sobre el tema atendiendo tanto a tratados de carácter general - como a trabajos desarrollados específicamente sobre las rocas de origen plutónico del Sistema Central Español.
- b) Observación de los lineamientos registrados en la zona - general de estudio a partir de imágenes recogidas mediante satélite.
- c) Estudio mediante pares estereográficos a escala -----  
1 : 33.000 de la zona de rocas ígneas próximas a Madrid.
- d) Elección de un área tipo, cuyos materiales sean lo más - representativos dentro de la zona de rocas ígneas.
- e) Toma de datos de campo para definir estructuralmente el área tipo estudiada.
- f) Tratamiento de los datos anteriores y elaboración de las conclusiones que además de caracterizar estructuralmente el área tipo, orienten los posteriores estudios geomecánicos y geofísicos.

### 2.1. Características geológico-estructurales de las rocas ígneas situa- das alrededor de Madrid.

Las rocas ígneas situadas en las proximidades de Madrid, están integradas en el Sistema Central conforme se indican en el mapa de la figura - no. 1. Estas rocas ígneas pueden englobarse todas ellas dentro de la familia de los granitoides que son rocas plutónicas cuya composición varía



SEGUN A. APARICIO ET AL 1975

Fig. Nº1 SITUACION DE LAS ROCAS IGNEAS PROXIMAS A MADRID

desde el granito tipo ( FK = 40%, Q = 25% y PL = 25% ), con proporciones mayores de feldespato que plagioclasa, hasta composiciones como las cuarzo-dioritas con proporción de plagioclasa igual o mayor que la de feldespato.

Dentro de los granitoides la especie más representativa en el área estudiada son las ADAMELLITAS, en las que según LINGREN (1962), la relación feldespato/plagioclasa es del orden de 2/3, y en menor proporción granodioritas ( feldespato/plagioclasa  $\approx$  1/3 ), granitos ( feldespato/plagioclasa  $\approx$  2 ), cuarzodioritas ( feldespato/plagioclasa  $\approx$  1/10 ) y tonalitas ( feldespato/plagioclasa  $\approx$  1/7 ).

Por último, emplazadas en las masas de granitoides, a favor de las diáclavas, diversos tipos de rocas filonianas de desarrollo fundamentalmente lineal como : lamprófidos, porfidos, aplitas y pegmatitas.

#### 2.1.1. Características litológicas de las Adamellitas próximas a Madrid.

En la figura no. 2 se han representado el esquema cartográfico a escala 1: 100.000 de las rocas ígneas de los alrededores de Madrid, según A. APARICIO, etc., al (1975), donde se pueden apreciar los siguientes tipos de granitoides :

- ADAMELLITAS DE GRANO MEDIO
- ADAMELLITAS DE GRANO MEDIO PORFIDICAS
- ADAMELLITAS DE GRANO GRUESO (LEUCOADAMELLITAS)

Estos tres tipos de roca son semejantes a los granitos típicos y únicamente se diferencia de éste por su menor contenido en feldespato y mayor contenido en cuarzo.

Esta diferencia que es importante textural y mineralógicamente, no debe

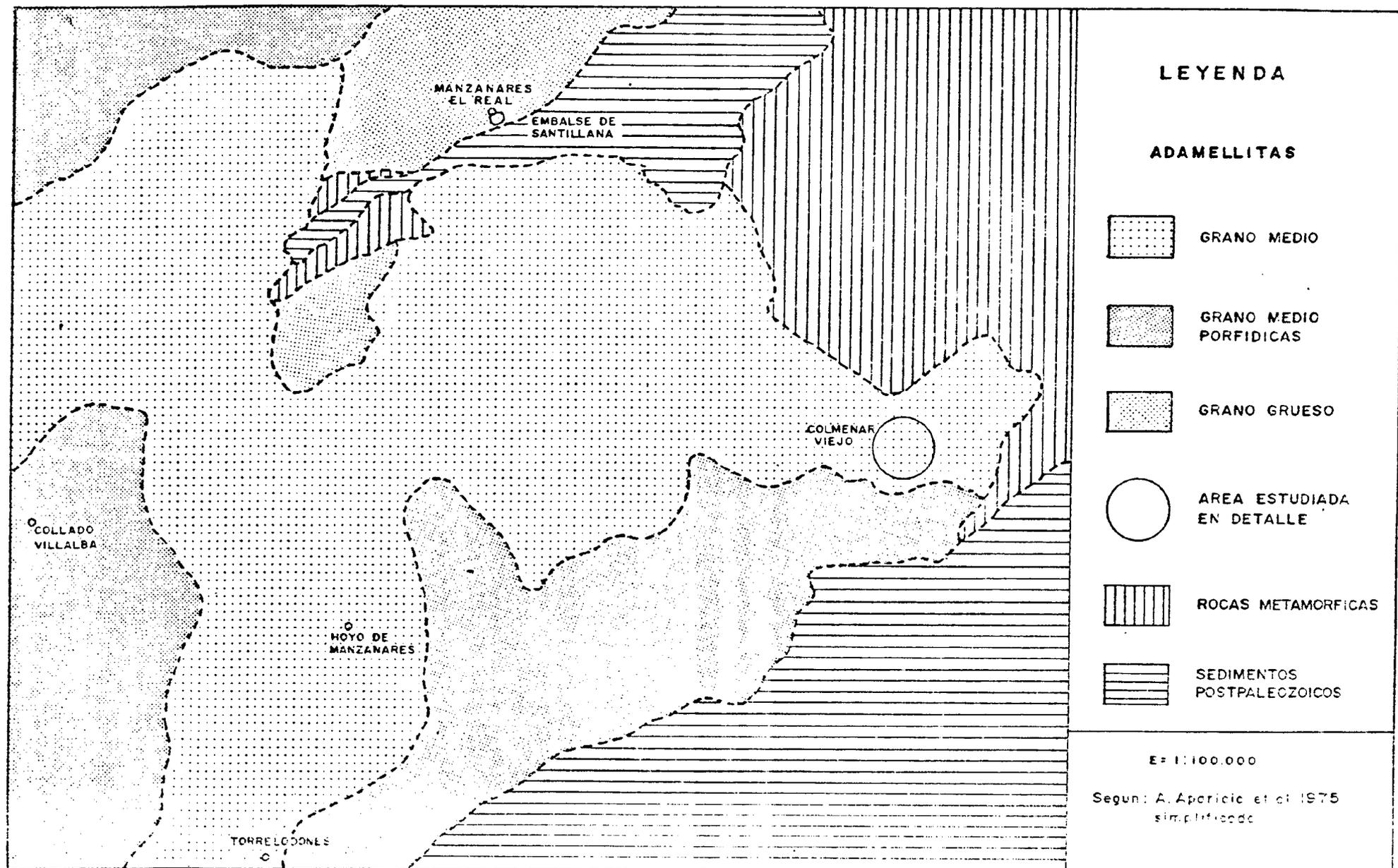


Fig Nº 2 DIFERENCIACION DE GRANITOIDES PRÓXIMOS A MADRID

serlo tanto a la hora de considerar el comportamiento mecánico de los granitoides, ya que como mucho cabría esperar una menor alteración superficial en las adamellitas que en el granito, debido precisamente a su menor contenido en feldespatos que permite el proceso de caolinización.

Se ha diferenciado entre adamellitas porfídicas y leucoadamellitas para delimitar, con la aparición de fenocristales, las áreas porfídicas y con la desaparición de elementos máficos oscuros, que dan lugar a una mayor proporción de elementos claros, las áreas en las que son más abundantes las leuco-adamellitas.

Para nuestros propósitos de estudio debemos destacar que al ser las adamellitas de grano medio la especie más representativa de los granitoides estudiados, hemos elegido la zona de Colmenar Viejo como zona tipo para realizar los estudios de detalle, ya que a este carácter de representatividad se une el hecho de que existen numerosos afloramientos en actividad, lo cual permitirá la realización práctica del estudio de transmisión de vibraciones en este medio.

### 2.1.2. Direcciones estructurales preferenciales.

A. APARICIO et al. (1975) después de realizar unas 1.000 medidas de discontinuidades estructurales en los granitoides del Sistema Central, afirman que las diaclasas de más frecuencia están representadas por un sistema de dirección N-S conjugado con otro de dirección E-W.

Esto ha sido comprobado por un trabajo reciente de G. OCHOA (1980), como se muestra en la figura no. 3, en la que se incluye la cartografía geológica del área de Colmenar Viejo.

Otros sistemas de diaclasas, peor definidos, son N-140, N-20-E y --- N-60-E. Por otro lado indican que aunque la distribución de diaclasado es constante para todo tipo de granitos, la homogeneidad de sus -----

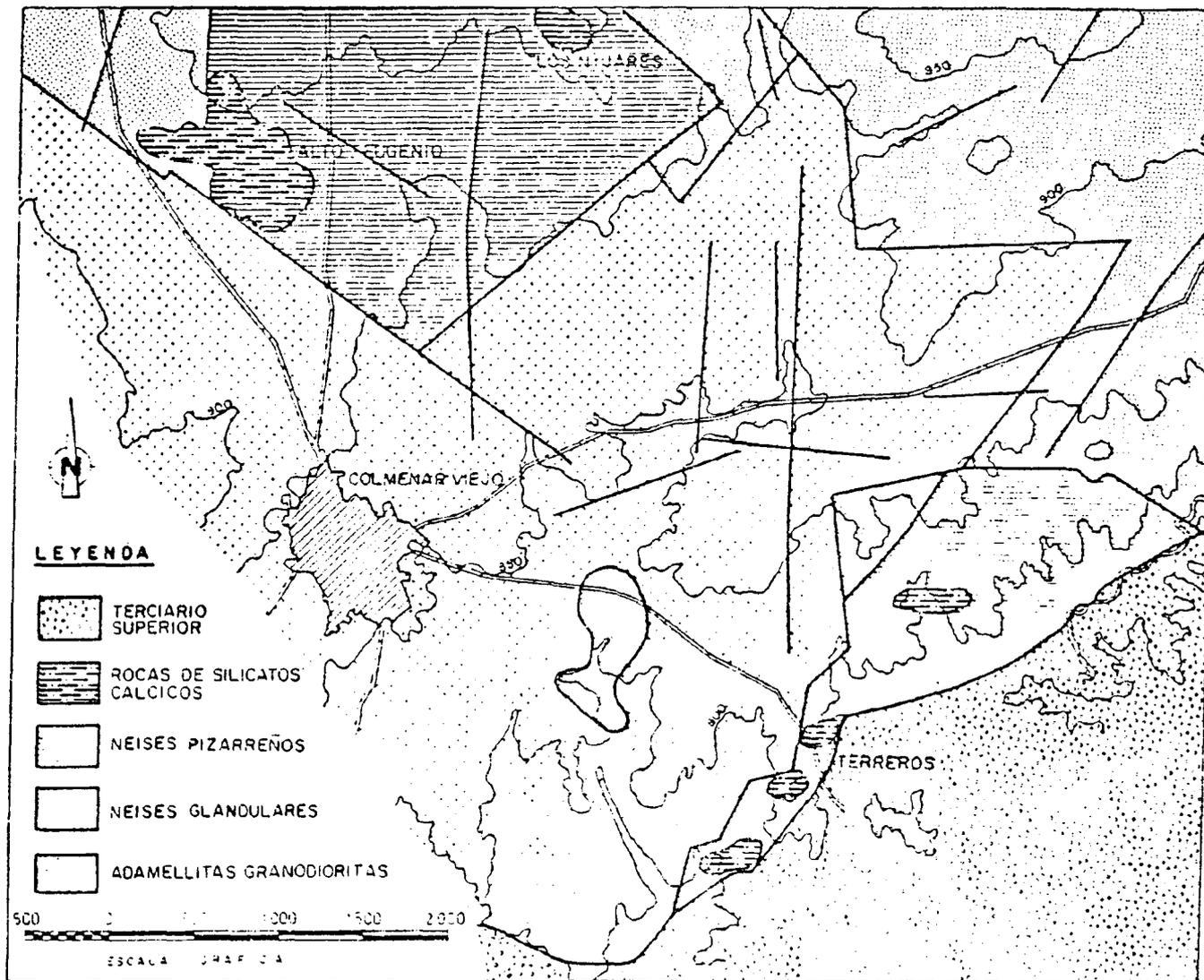


Fig. Nº3 MAPA GEOLOGICO DEL AREA DE COLMENAR VIEJO (G. OCHOA) 1980

orientaciones sufre modificaciones al pasar de unos macizos graníticos a otros macizos de litología distinta.

El origen de estas diaclasas corresponde a los esfuerzos debidos al emplazamiento y enfriamiento del plutón y son de desarrollo tardío Raguin (1976) y Pictcher (1972).

Los emplazamientos de los diques dentro de los granitoides se desarrollan siempre a favor de estas fracturas y son más ácidos cuanto más jóvenes son las diaclasas, preferentemente se encuentran asociadas a direcciones E-O y tienen una gran persistencia, conforme muestran las fotografías 1, 2 y 3.

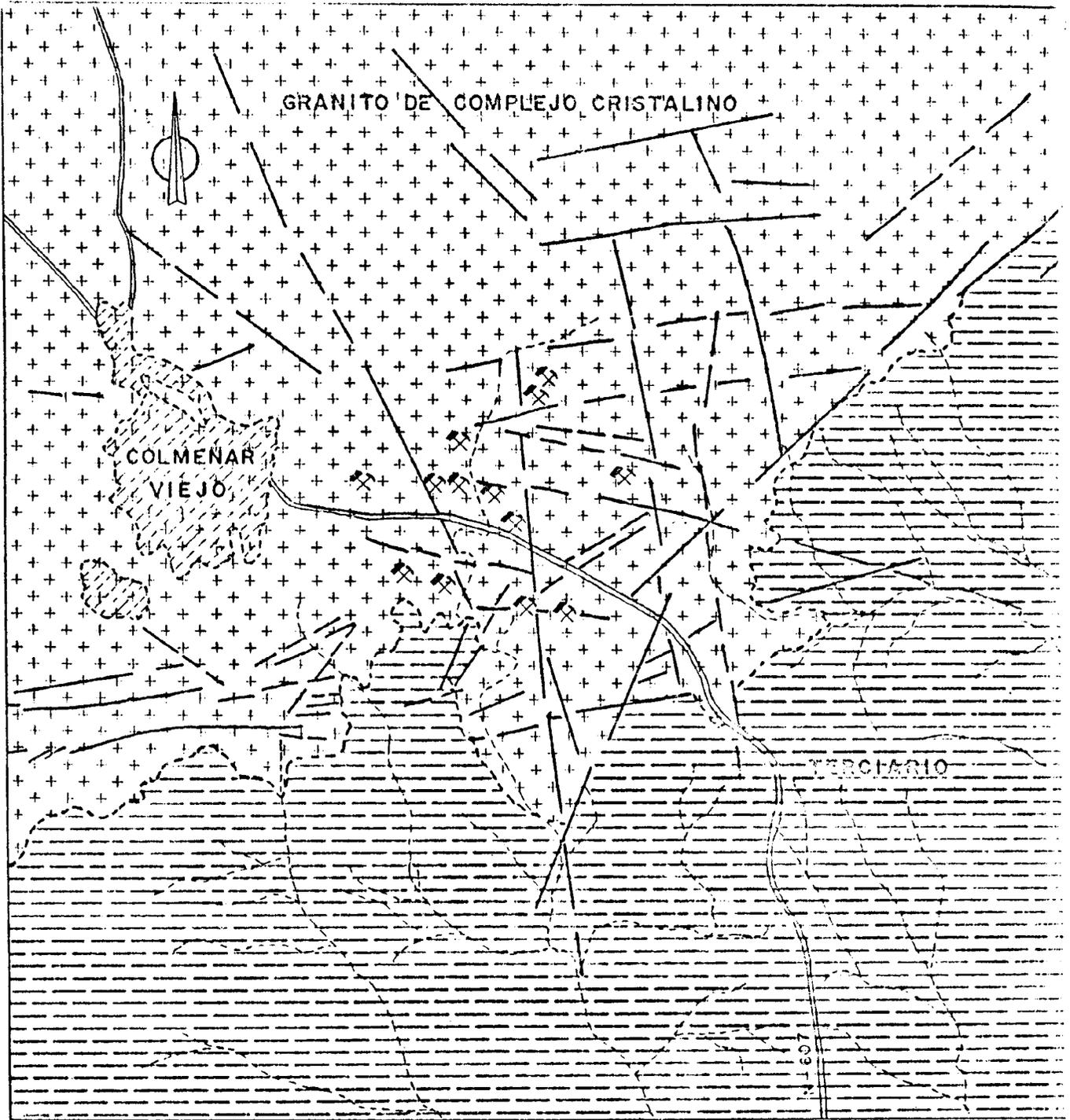
La zona tipo seleccionada se ha estudiado con fases estereoscópicas de fotografía aérea a escala 1 : 33.000, los números de los fotogramas empleados son los siguientes :

N <sup>o</sup> 34.836	Roll	341	( Vuelo 1 Marzo 1.957 )
N <sup>o</sup> 34.837	"	"	"
N <sup>o</sup> 34.838	"	"	"

Los resultados del estudio se han representado en la figura no. 4, en la que se muestran las direcciones de fractura y mayor debilidad en el área de Colmenar Viejo. En esta figura se han caracterizado dos tipos de rocas : al norte los materiales graníticos ( adamellitas ), y hacia el sur - las facies terrígenas ( arcosas ), depositadas durante el Terciario.

Sobre este esquema, se han representado las alineaciones de diques , fracturas, contactos, etc. , que de alguna forma pueden suponer zonas de debilidad del macizo rocoso.

Por último, se ha agrupado esta información en el diagrama de concentración de alineaciones que se muestra en la figura no. 5, en el que ---



0 1Km.  
ESCALA APROXIMADA

LEYENDA.—

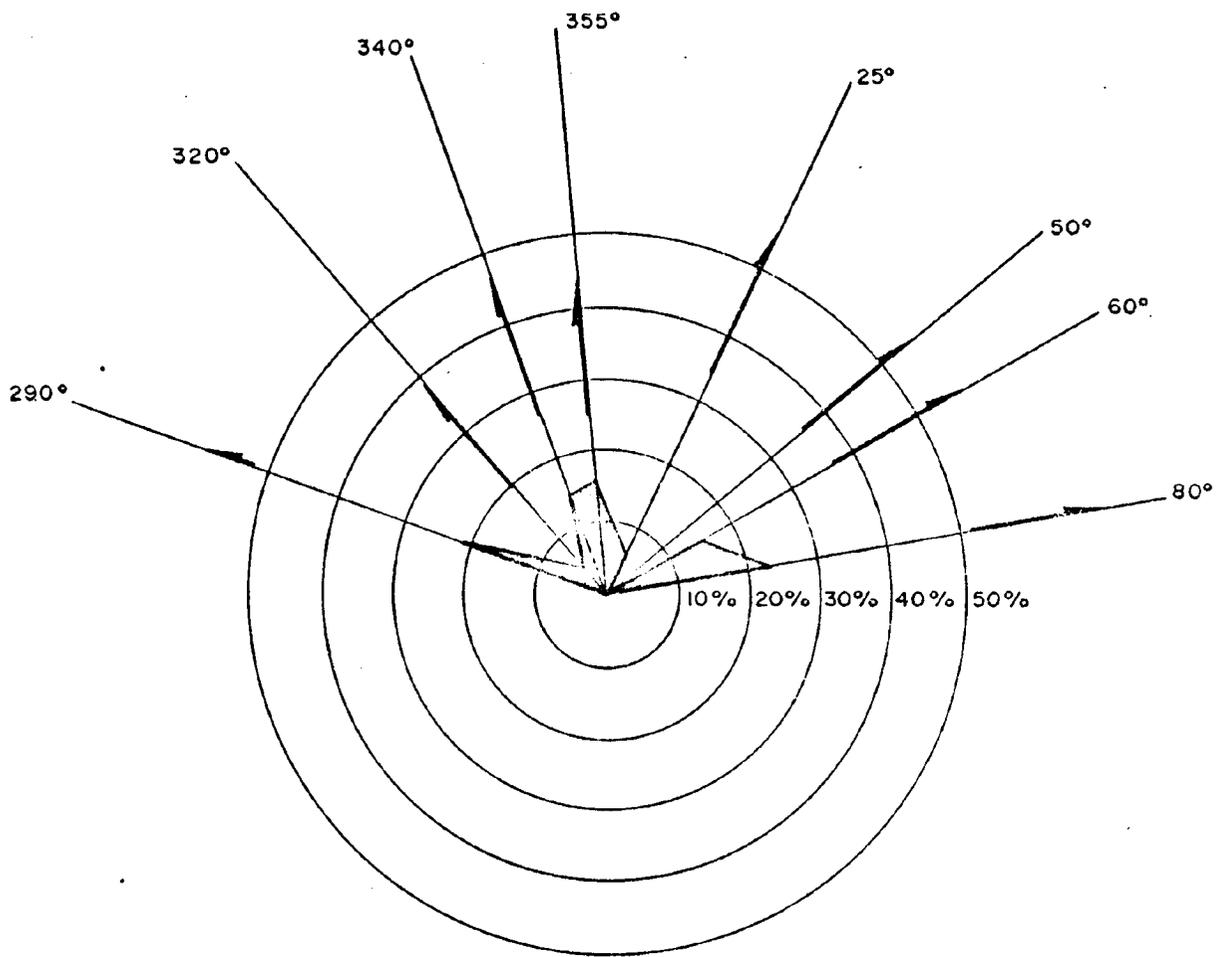


COMPLEJO CRISTALINO



TERCIARIO

Fig. Nº 4 ESQUEMA FOTO GEOLOGICO DE DIRECCIONES DE FRACTURA Y MAYOR DEBILIDAD



E = 1 : 33.000

**Fig. 5**

**CONCENTRACION DE ALINEACIONES REPRESENTADAS EN FOTO AEREA**

puede observarse que las direcciones más frecuentes son las  $080^{\circ}$ ,  $290^{\circ}$ ,  $355^{\circ}$  y  $340^{\circ}$ .

El sistema  $080^{\circ}$ - $290^{\circ}$  y  $355^{\circ}$  corresponden aproximadamente con las direcciones N-S y E-O, señaladas por A. Aparicio como principales. Es probable que en la zona estudiada la fracturación sea más intensa por estar próxima al contacto mecánico del plutón con los materiales terciarios.

## 2.2. Estudio estructural local de la zona tipo.

Dentro de la zona tipo escogida para hacer el estudio de detalle, se han seleccionado los tres afloramientos que se representan en la figura no.6 y que corresponden a dos frentes (norte y sur) de la Cantera EL CARTERO, propiedad de CONSTRUCCIONES HERNANDO y a otro situado en la confluencia del Arroyo Tejada con la antigua carretera de Colmenar Viejo a Madrid. En el plano 6802-1, se muestra el conjunto de la Cantera EL CARTERO.

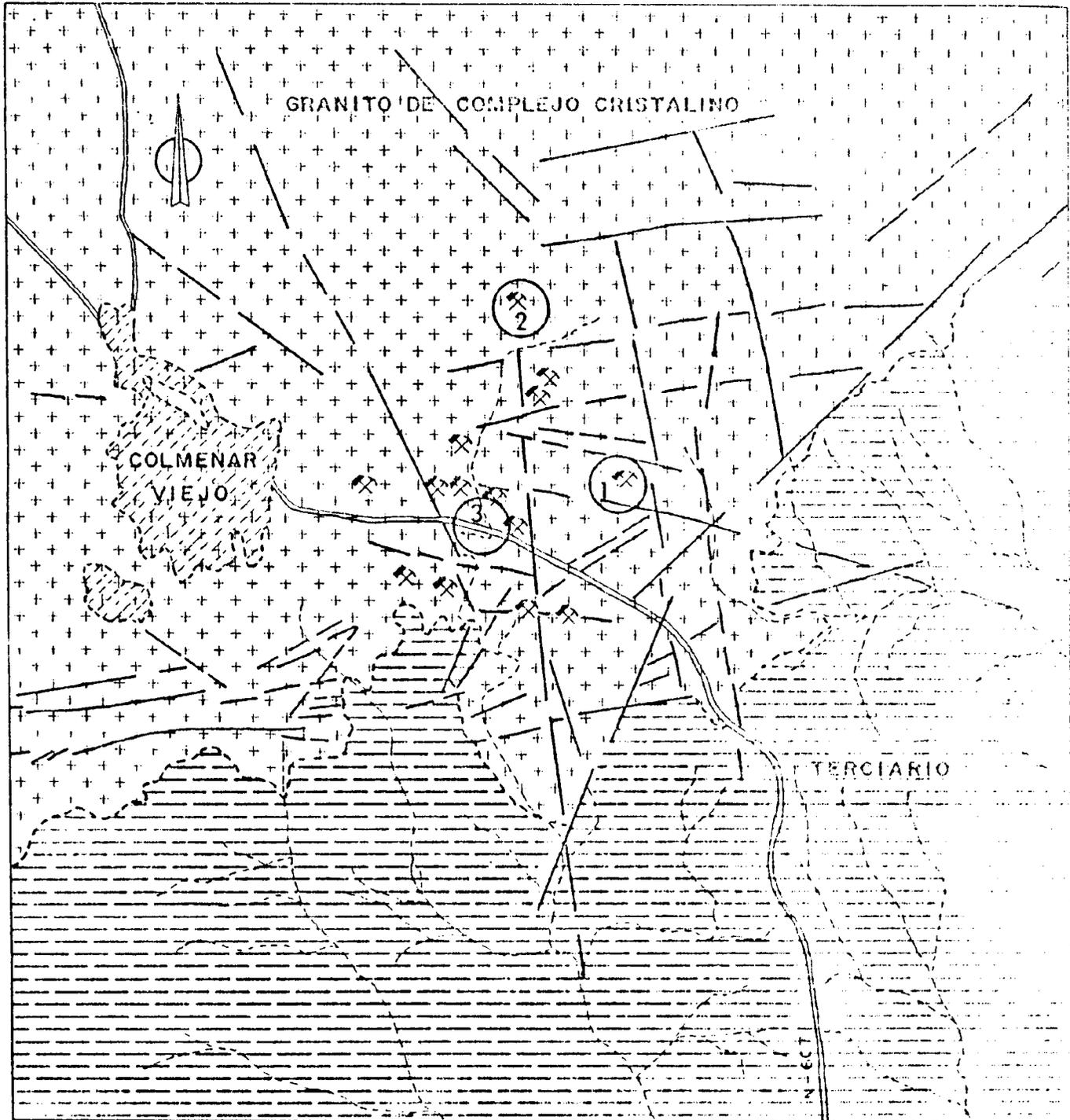
Sobre estos tres frentes se han realizado una completa toma de datos sobre las discontinuidades estructurales observadas que han permitido caracterizar perfectamente la zona tipo estudiada.

### 2.2.1. Toma de datos de campo.

Como resultado de la campaña de toma de datos, se han caracterizado 253 fracturas en la zona estudiada de las cuales :

- 153 corresponden al frente en actividad de la Cantera "EL CARTERO".

- 60 corresponden al frente norte de la cantera " EL -- CARTERO ".



0 1 Km.  
 ESCALA APROXIMADA

**LEYENDA.—**



ZONAS DE ESTUDIO

- 1 CANTERA "EL CARTERO" (FRENTE SUR)
- 2 CANTERA "EL CARTERO" (FRENTE NORTE)
- 3 CANTERAS DE LA CONFLUENCIA DEL ARROYO TEJADA CON LA CARRETERA ANTIGUA DE COLMENAR VIEJO A MADRID

**Fig. N.º 6 UBICACION DE LAS ZONAS DE ESTUDIO**

- 40 corresponden al frente situado en la confluencia - del Arroyo Tejada con la antigua carretera Colmenar-Madrid.

De cada fractura se han identificado : orientación, buzamiento, abertura, tipo de relleno, rugosidad de los labios, persistencia, signos de movimientos y presencia de agua.

En los cuadros de las figuras 7, 8 y 9 están resumidos los datos más - característicos de las fracturas examinadas.

### 2.2.2. Representación de la fracturación.

Para la representación de cada fractura, se ha utilizado la proyección - estereográfica de forma que cada plano de fractura viene representado por un polo correspondiente a la intersección con el plano ecuatorial de la perpendicular trazada desde el polo sur al plano de fractura.

En la figura no. 10, se muestra la representación estereográfica de todas las discontinuidades registradas y en el plano 6802-2, se incluye la representación de las discontinuidades en cada uno de los tres frentes - estudiados.

### 2.2.3. Análisis de la fracturación.

Del análisis de las proyecciones estereográficas, figura no. 10, se des- prenden las siguientes conclusiones :

- Existencia rígid de dos direcciones de fracturación, pre- dominantes la  $290^{\circ}$  y la  $N 20^{\circ} E$ , conforme se indica en - el cuadro de la figura no. 11.
- La tendencia a la verticalidad en las fracturas de -----

Direccion	Vertic.	80° E	70° E	70° W	70° SW	65° W	60° E	60° W	45° W	35° SE	30° E	20° W	Rellenas		Observaciones	TOTAL	%
													Parcial	Total			
20°	1			41			11			3			4- 10a30cm 1-dique 2m 1- 1a2 cm	6	Lamprófido	56	36,7
280°	11												2- 1 cm 1- 2,6 m	3	Lamprófido	11	7,2
300°	5		1	1									1- 36 cm	1		7	4,6
N-S	2		1	9								2			en 2 humedad	14	9,2
40°	3					6			1						en 2 humedad	15	9,3
290°	35												2- 2a7 cm 1- 2,4 m	3	Filón de cuarzo y sienita	35	22,9
60°	2		1					2				2				7	4,6
5°				2												2	1,3
10°	3			1												4	2,6
340°		1			1								1- 1 m.	1		2	1,3

Fig. N° 7 CLASIFICACION DE LAS DISCONTINUIDADES ENCONTRADAS EN EL FRENTE DE LA CANTERA HERNANDO

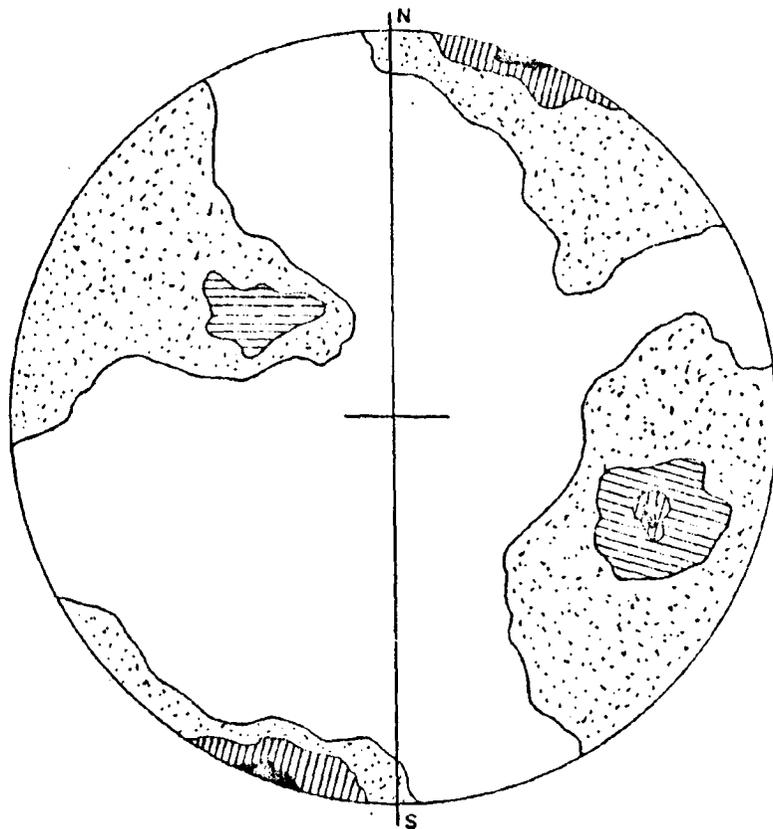
Direccion	Vertical	80° W	80° SE	80° SW	60° W	60° SW	40° E	40° SE	Rellenas		TOTAL	%
									Parcial	Total		
40°	2	4				2	9	9	2- 2a10 cm 3-10a15 cm 2-20a40 cm	7	26	43,3
320°	5		6						Ninguna	-	11	18,3
20°				2	4				1-25 cm	1	6	10
300°	2								Ninguna	-	2	3,3
280°	6								3-10a20 cm 1 35 cm	4	6	10
45°	1								1-10 cm	1	1	1,7
90°	1								1-30 cm	1	1	1,7
Horizontal	-	-	-	-	-	-	-	-	4-20 cm	4*	7	12,7

\* Este tipo es sinérgico normalmente sellado con "granito" de grano fino.

Fig. N° 8 CLASIFICACION DE LAS DISCONTINUIDADES ENCONTRADAS EN LA CANTERA DE LA CARRETERA DE COLMENAR A GUADALIX Km. 2,16

Direccion	Vertical	60°N	70°S	60°E	60°W	60°SW	Rellenas		Observaciones	TOTAL	%
							Parcial	Total			
320°	1		.							1	2,5
60°	7						1-5a10cm 1- 50cm	2		7	17,5
290°	10	1	1				1- 2cm 1- 2-3cm	2	Lamprófido	12	30
20°	2			5	1		2- 1cm 1- 5cm 1- 10cm	4		8	20
N - S	3						2- 15 cm	2		3	7,5
40°	4					4	4- 5a9cm 1 50cm	5		9	22,5

Fig. N° 9 CLASIFICACION DE LAS DISCONTINUIDADES ENCONTRADAS EN LA CONFLUENCIA DEL ARROYO TEJADA CON LA ANTIGUA CARRETERA DE COLMENAR A MADRID



**LEYENDA.—**

	POLOS DE PLANOS DE FRACTURAS (> 28%)	
	IDEM	(del 22 al 28%)
	IDEM	(del 18 al 22%)
	IDEM	(del 10 al 18%)
	IDEM	(del 2 al 10%)

**Fig. N° 10**

**REPRESENTACION CONJUNTA DE LAS 250 DIACLAS MEDIDAS**

DIRECCIONES MAS FRECUENTES	% DE FRECUENCIA	BUZAMIENTOS MAS FRECUENTES		
		V	Oeste	Este
290°	32,2 %	93 %	3 %	3 %
N 20° E	30,8 %	4 %	70 %	26 %
N 40° E	22,7 %	30 %	30 %	40 %
N — S	7,7 %	23,5 %	65 %	11,5 %
N 60° E	6,4 %	64 %	14 %	21 %

% de fracturas rellenas 16 %

Fig. N° 11

RESUMEN DE LOS DATOS DE MAYOR INTERES DE LAS 250 FRACTURAS

dirección  $290^{\circ}$  y la subverticalidad de las  $N 20^{\circ} E$ , bajando hacia el Oeste con unos  $70^{\circ}$  de pendiente, tal como se muestra en el cuadro de la figura no. 11.

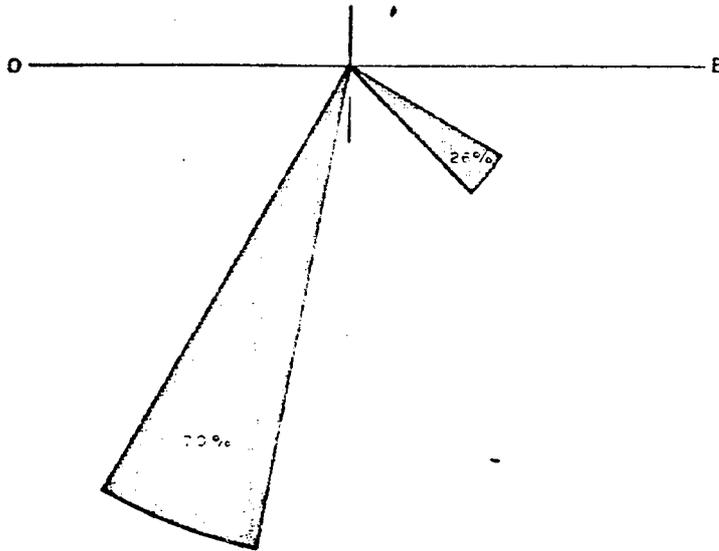
- La rigidez de concentración de fracturas hace difícil la separación en varias familias, puesto que hemos de pasar prácticamente sin tránsito, de concentraciones máximas (  $> 28\%$  ) a concentraciones medias (  $18-22\%$  ) ó de concentraciones medias-altas (  $22-28\%$  ) a concentraciones mínimas (  $2-10\%$  ). Por otro lado esta misma rigidez nos asegura una gran persistencia en las direcciones y buzamientos.
- Las inclinaciones preferentes por orden jerárquico de concentración son de acuerdo con las figuras 12 y 13, las siguientes :

- 1<sup>o</sup> VERTICALES
- 2<sup>o</sup>  $70^{\circ}$  OESTE
- 3<sup>o</sup>  $45^{\circ}$  ESTE

Estos datos confirman con claridad objetiva las direcciones y buzamientos observados en el frente sur de la Cantera EL CARTERO ( fotografías nos. 4, 7, 10, 11, 12, 13 y 28 ), donde se puede comprobar la constancia de direcciones y buzamientos ( fotografías nos. 4, 11, 24, 25 y 28 ).

Se han registrado 40 fracturas con relleno que sobre el total representa el 16%, de acuerdo con los datos contenidos en el cuadro de la figura no. 14, las diaclasas de la dirección  $N 40 E$ , son las que con mayor frecuencia se presentan rellenas. En la figura no. 15 se representa la frecuencia con que cada familia presenta discontinuidades rellenas.

DIRECCION : N 20° E (32%)  
 INCLINACION NO 60°-80° EL 70%  
 INCLINACION SE 30°-45° EL 26%  
 VERTICALES EL 4%



DIRECCION : 290° (33%)  
 INCLINACION SO 80° EL 3%  
 INCLINACION NE 70°-80° EL 3%  
 VERTICALES EL 93%

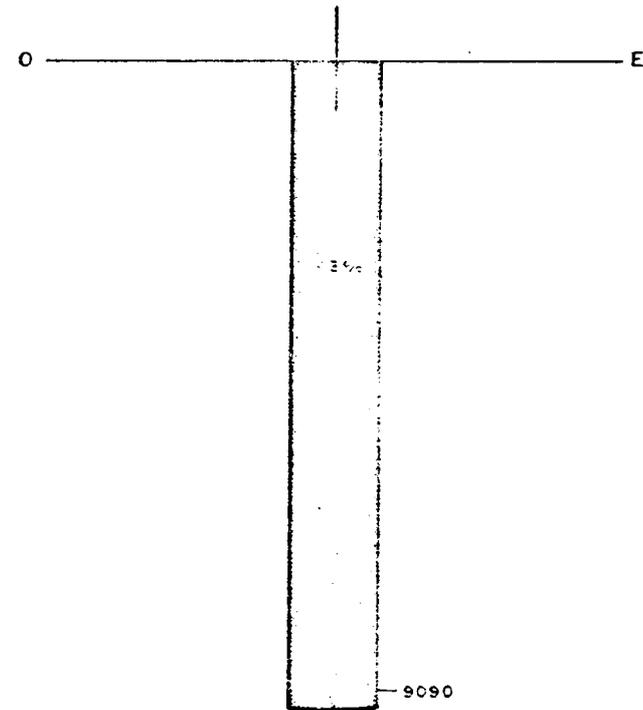
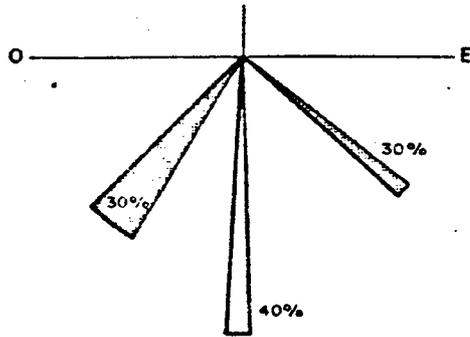


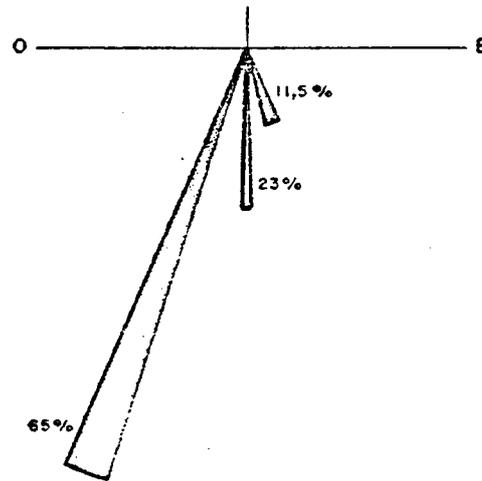
Fig. N° 12

BUZAMIENTOS MAS FRECUENTES EN LAS FAMILIAS PRINCIPALES DE DISCONTINUIDAD

DIRECCION: N 40° E (23%)  
 INCLINACION NO 45°-60° EL 30%  
 INCLINACION SE ≈ 40° EL 30%  
 VERTICALES EL 40%



DIRECCION: NS (8%)  
 INCLINACION O ≈ 70° EL 65%  
 INCLINACION E ≈ 70° EL 11,5%  
 VERTICALES EL 23,5%



DIRECCION: N 60° E (6%)  
 INCLINACION NO ≈ 60° EL 4%  
 INCLINACION SE 30°-70° EL 21%  
 VERTICALES EL 64%

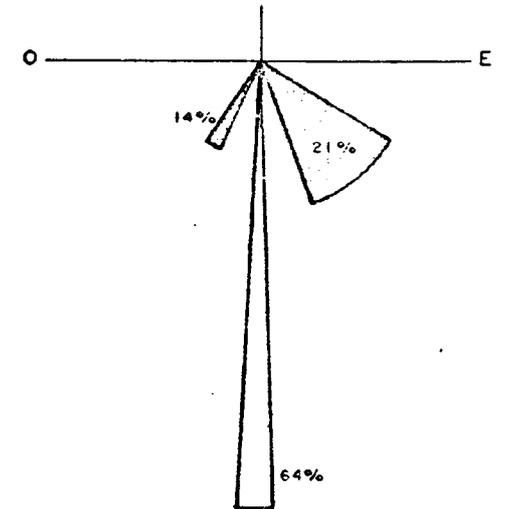


Fig. Nº 13

BUZAMIENTOS MAS FRECUENTES EN LAS FAMILIAS PRINCIPALES DE DISCONTINUIDAD

DIRECCION	Nº TOTAL DE DIACLASAS	Nº DE DIAKLASAS RELLENAS	FRECUENCIA
290°	80	11	13,7%
N-20-E	77	13	16,8%
N-40-E	57	12	21,1%
N — S	19	2	10,5%
N-60-E	17	2	11,7%
TOTAL	250	40	16,0%

Fig. Nº 14

FRECUENCIA DE RELLENO SEGUN FAMILIAS

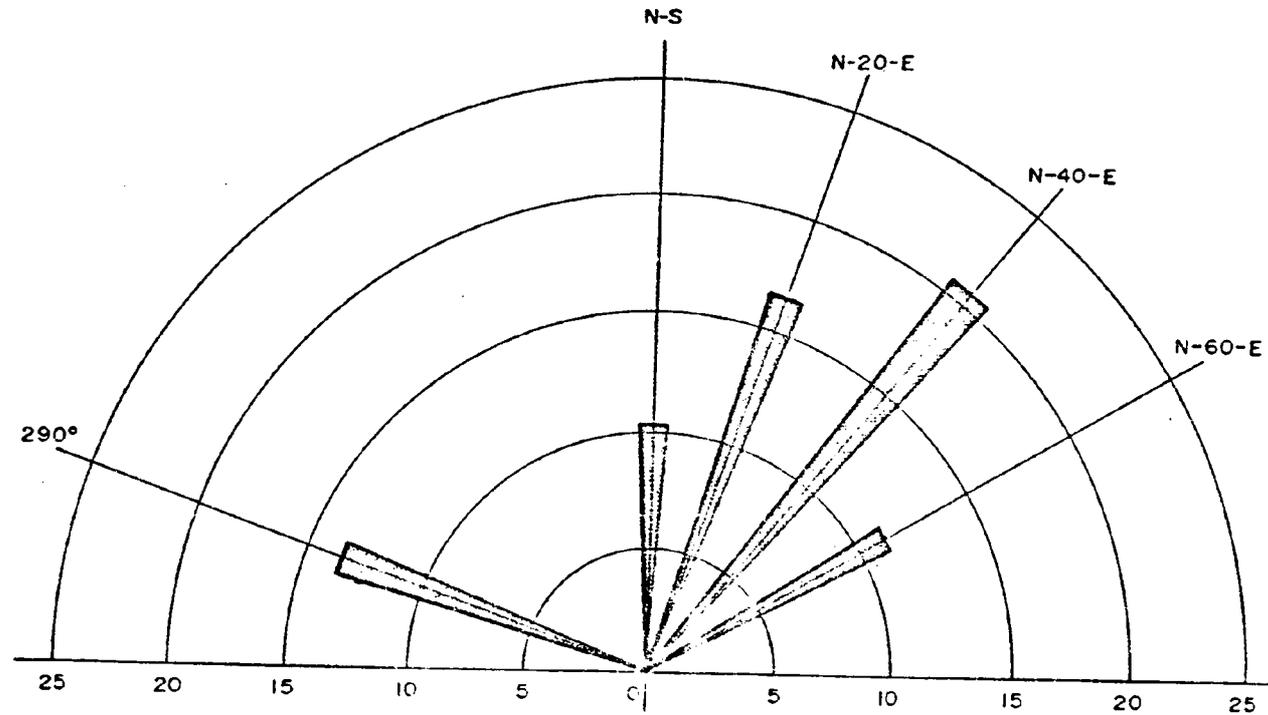


Fig. N°15 REPRESENTACION DE LA FRECUENCIA DE RELLENO EN LAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES

#### 2.2.4. Singularidades de las diaclasas.

Una vez analizada la situación espacial de las discontinuidades, su concentración y sus inclinaciones preferentes vamos a estudiar los rellenos de las diaclasas, la circulación de agua en el macizo estudiado.

Como hemos indicado en el apartado anterior, solo el 16% de las diaclasas, presentan algún tipo de relleno. Conforme se ha señalado con anterioridad, normalmente este relleno es decimétrico, siendo la distribución de espesores de relleno la siguiente :

Espesor superior a 1 m	13%
" de 30 a 50 cm	24%
" de 10 a 30 cm	25%
" de 2 a 10 cm	30%
" inferior a 2 cm	8%

El material de relleno suele ser el mismo granitoide del macizo que se presenta en forma de lascas ( fotografías no. 17, 18, 19, 20, 21, 22 y 23 ) y raramente se observa movimiento entre los labios de las fracturas -- ( fotografías nos. 21 y 29 ). Cuando esto sucede suele aparecer una representación de granitoide laminado o milonitizado.

Se han observado algunas fracturas con espesor de relleno superior a 1 m, que están selladas por rocas filonianas en general de tipo básico como los lamprófidos.

Frecuentemente este relleno ha dado lugar a alteraciones en la roca encajante que ha sufrido un proceso de sienitización por cataclasis cuya característica principal radica en la cristalización del cuarzo, llegando en casos extremos a la pérdida del mismo.

El mayor dique observado tiene una potencia de unos 3 m, y está encajado

en dos discontinuidades de la familia principal (  $290^{\circ}$  ). Las fracturas sin relleno presentan su superficie como planares ( fotografías nos. 10, 11, 12, 13, 14, 24, 25 y 28 ) y sus intersecciones son, consecuentemente, prácticamente rectas ( fotografías nos. 14, 19, 23, 24 y 26 ). Estas fracturas abiertas presentan frecuentemente recristalización en el cuarzo ( fotografías nos. 24, 25, 30 y 31 ).

Por último hay que señalar que suele ser normal la circulación de agua en las fracturas abiertas cuando el nivel freático está por encima de la cota considerada. Prueba de ello, son las ramificaciones de pirolusita formadas en algunas fracturas por precipitación de manganeso ( fotografía no. 15 ), y la presencia de zonas húmedas en la cara del talud ( fotografías nos. 10, 11, 16, 26 y 27 ).

#### 2.2.5. Espaciamiento de la fracturación.

A pesar de la dificultad que entraña el acceso a los taludes del frente - en actividad, con pendientes próximas a los  $90^{\circ}$  y con una altura de unos 30 m, la toma de datos sobre las discontinuidades estructurales ( referencia anterior ), ha permitido establecer una estimación razonable sobre el espaciamiento de cada familia de discontinuidades ( fotografías nos. 5, 6, 10, 15, 16 y 25 ).

El espaciamiento medio de las dos familias principales  $290^{\circ}$  y  $N-20^{\circ}-E$ , puede estimarse entre 30 y 60 cm. y basándonos en estas dos hipótesis extremas, se ha determinado, ver plano no. 6 802-3, la densidad de fracturación que en cada caso resulta ser de  $6-7 \frac{\text{fracturas}}{\text{m.}}$  y de  $4-5 \frac{\text{fracturas}}{\text{m.}}$  en el caso más favorable.

Se han determinado las direcciones en las que, para cada caso, se pueden encontrar el menor número de fracturas que corresponden a  $69^{\circ} E$  y  $97^{\circ} E$ .

Conforme se muestra en el plano 6802-3, estos modelos de fracturación suponen un índice de fracturación :

$$J_v = 10 \frac{\text{fracturas}}{M3} \text{ y } J_v = 18 \frac{\text{fracturas}}{M3} \text{ en cada caso.}$$

utilizando la conocida expresión :

$$RQD = 115 - 3,3 J_v$$

obtendremos que el RQD valdrá en el caso más favorable:

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot 10 = 82$$

y en el caso más desfavorable :

$$RQD = 115 - 3,3 \cdot 18 = 55,6$$

### 2.3. Resumen y conclusiones.

Como resumen del estudio geológico estructural realizado, podemos re saltar :

- Las adamellitas son las rocas más representativas entre las igneas situadas en los alrededores de Madrid, por ello se ha escogido para hacer un estudio de detalle, la zona - de Colmenar Viejo.
  
- Se han diferenciado cinco familias de discontinuidades - de las cuales tres se consideran de primer orden y las - otras dos de segundo, según se expone, junto con su fre- cuencia en el cuadro siguiente :

FAMILIAS		DIRECCION	FRECUENCIA
1 <sup>er</sup> Orden	1	290°	33,29%
	2	N - 20° - E	31,8%
	3	N - 40° - E	22,7%
2 <sup>o</sup> Orden	4	N - S	7,7%
	5	N - 60° - E	6,4%

- Los buzamientos más representativos para cada familia son los siguientes :

FAMILIA	BUZAMIENTO	FRECUENCIA
1	90°	93%
2	70° N - O	70%
3	90°, 60° y 30°	40%, 30%, -30%
4	65° N-O	65%
5	90°	64%

- Solamente se presentan con relleno el 16% de las fracturas y este es de escala centimétrica. Existen algunos - diques de potencia métrica alcanzando uno de ellos los - 3 m.
- Cuando no existe relleno, los labios de las discontinuidades dan superficies planas prácticamente lisas.

- Existen indicios de circulación de agua en las grietas.
- Se ha determinado que el espaciamiento de la fracturación está comprendido entre 30 y 60 cm. , lo cual, en el caso - más favorable corresponde a unos índices de fracturación de 6-7 fracturas/m y 4-5 fracturas/m que pueden encontrarse en las direcciones  $69^{\circ}$  E y  $97^{\circ}$  E.
- El RQD del macizo estará comprendido entre 82, en el caso más favorable y 55,6 en el más desfavorable.

Como recomendaciones para los posteriores estudios geomecánicos y - geofísicos podemos señalar :

- Debe buscarse la existencia o nó de correlación entre las zonas diferenciadas con criterios geológico-estructurales y los parámetros mecánicos del macizo.
- Para ello será preciso realizar sondeos con recuperación de testigo en cada una de las tres áreas diferenciadas.
- Los testigos deberán ser utilizados para caracterizar geomecánicamente la matriz rocosa y de estos datos referir las características del macizo estudiado.
- Los sondeos deberán ser empleados para obtener las características geomecánicas del macizo a partir de métodos geofísicos. Estos datos deberán correlacionarse con los obtenidos a partir de los datos geomecánicos de la matriz rocosa.

### 3. CARACTERIZACION GEOMECANICA

En base al estudio geológico estructural realizado, se ha definido una campaña de caracterización geomecánica de campo y laboratorio que nos ha permitido obtener las características elásticas de la roca estudiada y conocer su capacidad resistente. Por otro lado apoyándonos a la clasificación geomecánica de BIENIAWSKI, hemos estimado las características resistentes del macizo rocoso que serán contrastadas con el estudio de geofísica.

#### 3.1. Metodología seguida.

En base a una campaña de sondeos con recuperación continua, se ha testificado el macizo a estudiar, se ha determinado el índice de recuperación modificado ( RQD ) y se han realizado numerosos ensayos de rotura a compresión bajo carga puntual ( FRANKLIN ). Para poder contrastar los resultados obtenidos, se han realizado ensayos a compresión simple en el laboratorio que, además, han permitido determinar los parámetros elásticos de la matriz rocosa estudiada.

Vamos a describir a continuación la metodología seguida en la ejecución de los trabajos realizados.

##### 3.1.1. Sondeos mecánicos.

Para realizar los sondeos mecánicos se ha utilizado una sonda CRAELIUS tipo XC-42 accionada por un motor diesel DEUTZ D500 dD2.

El tramo de cada sondeo que corresponde a la zona de granitos y sienitas alterada y descompuesta fué realizado con corona de widia, mientras que en el granito no descompuesto es necesario utilizar una corona de diamante. En ambos casos se disponía de un equipo de bombeo -

DITER de 6 CV. para inyectar el agua que garantiza la refrigeración del util de corte. En la fotografía no. 32 se muestra el equipo de sondeo utilizado.

Los sondeos se iniciaban con un diámetro de 101 mm., lo cual permitía entubar provisionalmente la zona de granito descompuesto y proseguir el sondeo con un diámetro de 66 mm. Una vez acabado el sondeo se introducía en él un tubo continuo de PVC de 56 mm de diámetro rellenando la corona anular que existía con lechada de cemento.

Se ha utilizado un sacatestigos de doble pared con una longitud de 1 m, lo cual permite obtener unos índices de recuperación del testigo muy elevados.

Los testigos obtenidos han sido examinados "in situ" para establecer las características estratigráficas del macizo y determinar el índice de recuperación modificado (RQD). Los testigos obtenidos fueron utilizados - también para realizar ensayos de carga puntual "in situ" y otros de compresión simple en el laboratorio.

### 3.1.2. Ensayos de carga puntual.

Con el ensayo de carga puntual se pretende obtener "in situ" una estimación sobre la resistencia a compresión simple de las rocas sin necesidad de tener que obtener probetas cilíndricas perfectamente mecanizadas. - Pueden emplearse fragmentos de roca con forma irregular que se someten a la acción de una carga puntual mediante dos punzones cónicos accionados por una bomba hidráulica manual ( foto no. 33). El aparato puede ser trasladado perfectamente por dos personas.

Este ensayo fue propuesto por J.A. FRANKLIN al COMMITTEE ON LABORATORY TEST de la INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK -----

MECHANICS que lo ha adoptado y normalizado en los siguientes términos.

### 3.1.2.1. Aparatos empleados.

La máquina de ensayo consta del sistema de carga ( bastidos, bomba - hidráulica, cilindro hidráulico y placas de carga ), de un sistema de medida de la carga  $P$  necesaria para romper la muestra de roca y un sistema para medir la distancia  $D$  entre los dos extremos de los punzones.

Las especificaciones para cada sistema son :

- a) El sistema de carga debe poder ajustarse para poder ensayar muestras de roca de un tamaño comprendido entre 25-100 mm, para lo cual es necesario casualmente una fuerza máxima de 50 KN. ( En nuestro caso hemos empleado una prensa FARNELL con capacidad hasta 57 KN y hemos llegado a una carga de 54 KN con la muestra S5-11 - que tenía un diámetro de 85 mm ). El rozamiento entre las partes móviles del sistema de carga debe ser lo más bajo posible para no disminuir la precisión de la medida de la carga.
- b) Para transmitir la carga a la muestra, deben utilizarse unos punzones cónicos con la punta truncada por una esfera como los que se muestran en la figura no. 16. El ángulo del cono debe ser de  $60^{\circ}$  y el radio de la punta truncada de 5 mm. Los punzones deben ser de un material suficientemente duro para que no se dañen durante el ensayo. Los dos punzones deben estar perfectamente alineados para que sus ejes sean coaxiales, el bastidor de la prensa debe ser lo suficientemente rígido para asegurar que no se pierde -

esta coaxialidad durante el ensayo. No deben emplearse en este ensayo asientos esféricos u otros componentes no rígidos.

- c) El sistema de medida de carga debe indicar la carga de rotura  $P$  con una aproximación de  $\pm 2\%$  respecto a la resistencia de la muestra ensayada. Debe incorporar un sistema indicador de la carga máxima, de tal forma que pueda registrarse y leerse la carga de rotura después del fallo de la muestra. El sistema de medida debe resistir al ariete hidráulico y a las vibraciones de tal forma que conserve la precisión de las lecturas durante el ensayo.
- d) El sistema de medida de la distancia entre los punzones,  $D$ , debe tener una precisión de  $\pm 0,5$  mm, debe permitir realizar un ensayo de la posición equivalente al cero y debe ser robusto para que mantenga la precisión durante el ensayo. ( En nuestro caso hemos realizado estas medidas con un calibre sobre las huellas dejadas en las muestras después de la rotura ).

### 3.1.2.2. Procedimiento de ensayo.

a) Las rocas que deban ensayarse deben, en primer lugar, clasificarse en grupos mediante una inspección visual, de tal forma que cada uno de estos grupos tengan una resistencia uniforme. Deben preferirse para los ensayos las muestras que sean cilíndricas. En los ensayos rutinarios las muestras deben ensayarse con unas condiciones de humedad próximas a las originales. En ensayos de precisión las muestras deben almacenarse a una temperatura comprendida entre  $20^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$  y  $50 \pm 5\%$  de humedad durante 5-6 días antes del ensayo.

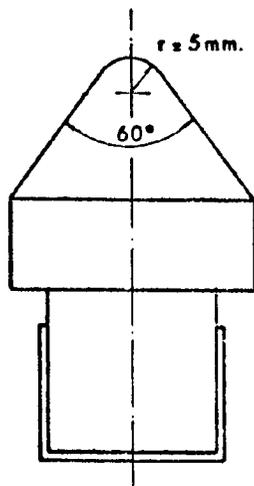


Fig. N° 16 PUNZONES CONICOS PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

b) Ensayo diametral . Las muestras deben tener una relación longitud / diámetro mayor que 1,4. Deben realizarse como mínimo diez ensayos de cada uno de los tipos de rocas. Una vez seleccionadas las muestras, una de ellas se coloca entre los punzones y se aproximan estos hasta que ocupen una línea diametral. La distancia entre el punto de contacto de un punzón y un extremo de la muestra, debe ser como mínimo 0,7 D. (fig. - 17A ). Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura , registrándose también la carga última P.

c) Ensayo axial. Deben utilizarse muestras con una relación longitud / diámetro de  $1,1 \pm 0,05$  ( fig. 17B ). Pueden realizarse ensayos diametrales con las muestras más largas para obtener muestras apropiadas para los ensayos axiales. A ser posible deben realizarse diez ó más ensayos con cada tipo de roca. La muestra se coloca en la prensa y los punzones se aproximan hasta hacer contacto con el eje de la muestra. Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura, registrándose la carga máxima alcanzada P.

d) Ensayo con muestras irregulares. Se seleccionan muestras de roca con diámetros medios de unos 50 mm. y con relación entre el diámetro más largo y el menor entre 1,0 y 1,4 ( fig. 17 C ). Por lo menos deben realizarse veinte ensayos con cada tipo de roca. Cada muestra se coloca en la prensa de ensayo y se aproximan los punzones hasta que hagan contacto a lo largo del diámetro mayor de la muestra, lo más lejos posible de las esquinas y cuñas de la muestra. Se registra la distancia D y se aumenta la carga hasta la rotura registrándose la carga última alcanzada P.

e) Rocas anisotropas. Las rocas que esten estratificadas, tengan esquistosidad o presenten otras formas observables de anisotropía, deben ser sometidas a ensayos, tanto en la dirección de máxima resistencia como en la menos resistente. Cuando se ensaya una muestra estratificada --

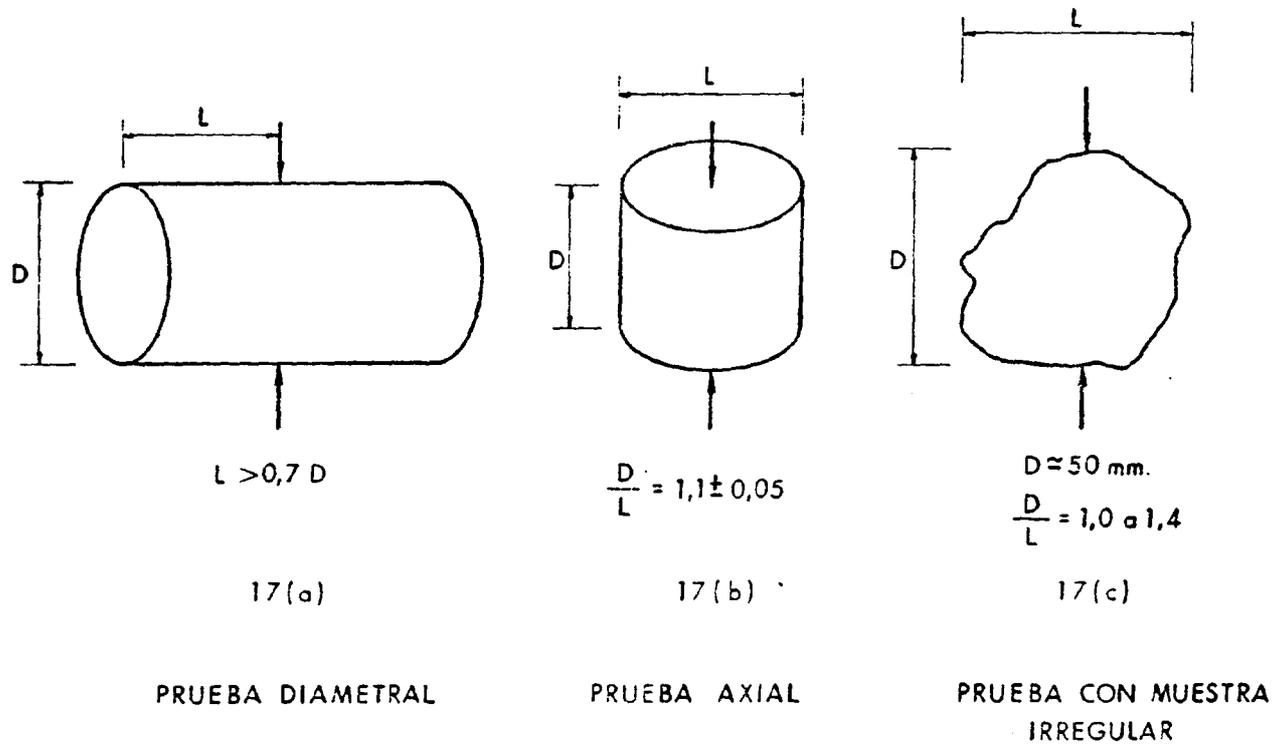


Fig. N° 17 TIPOS DE ENSAYOS BAJO CARGA PUNTUAL

horizontalmente, los ensayos diametrales dan los valores más bajos de la resistencia, pero para ello hay que asegurarse que la carga se aplica estrictamente en sentido longitudinal de los planos de debilidad. El espaciamiento de los ensayos diametrales debe ser tal que los fragmentos resultantes permitan realizar ensayos axiales, teniendo en cuenta que la separación entre los punzones en el ensayo axial debe medirse en la dirección perpendicular a los planos de estratificación y no necesariamente según el eje de la muestra. Un proceso similar debe seguirse para ensayar muestras irregulares de rocas anisotropas.

### 3.1.2.3. Cálculos.

a) El índice de resistencia bajo carga-puntual, se calcula como el cociente :

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

b) Para clasificar las rocas debe utilizarse el índice que corresponde a un diámetro de 50 mm. ( $I_s C 50$ ), este índice se obtiene a partir de los índices  $I_s$  corregidos con el abaco que se muestra en la figura no. 18.

c) Debe utilizarse el valor medio de cada conjunto de ensayos, para lo cual se rechazan los valores más altos y más bajos, hasta que solo queden dos. El valor medio es la media aritmética de estos valores.

d) En los ensayos diametrales, en los cuales el diámetro de la muestra  $D$ , es efectivamente constante, debe determinarse en primer lugar la carga media de rotura  $P$ , después se calcula el índice aplicable a esta carga y se efectúa la corrección por tamaño. En los ensayos axiales y sobre masas irregulares, sin embargo, debe determinarse el índice para cada uno de los ensayos y hacer para cada uno la corrección de forma. Se considera representativo el valor medio de estos resultados.

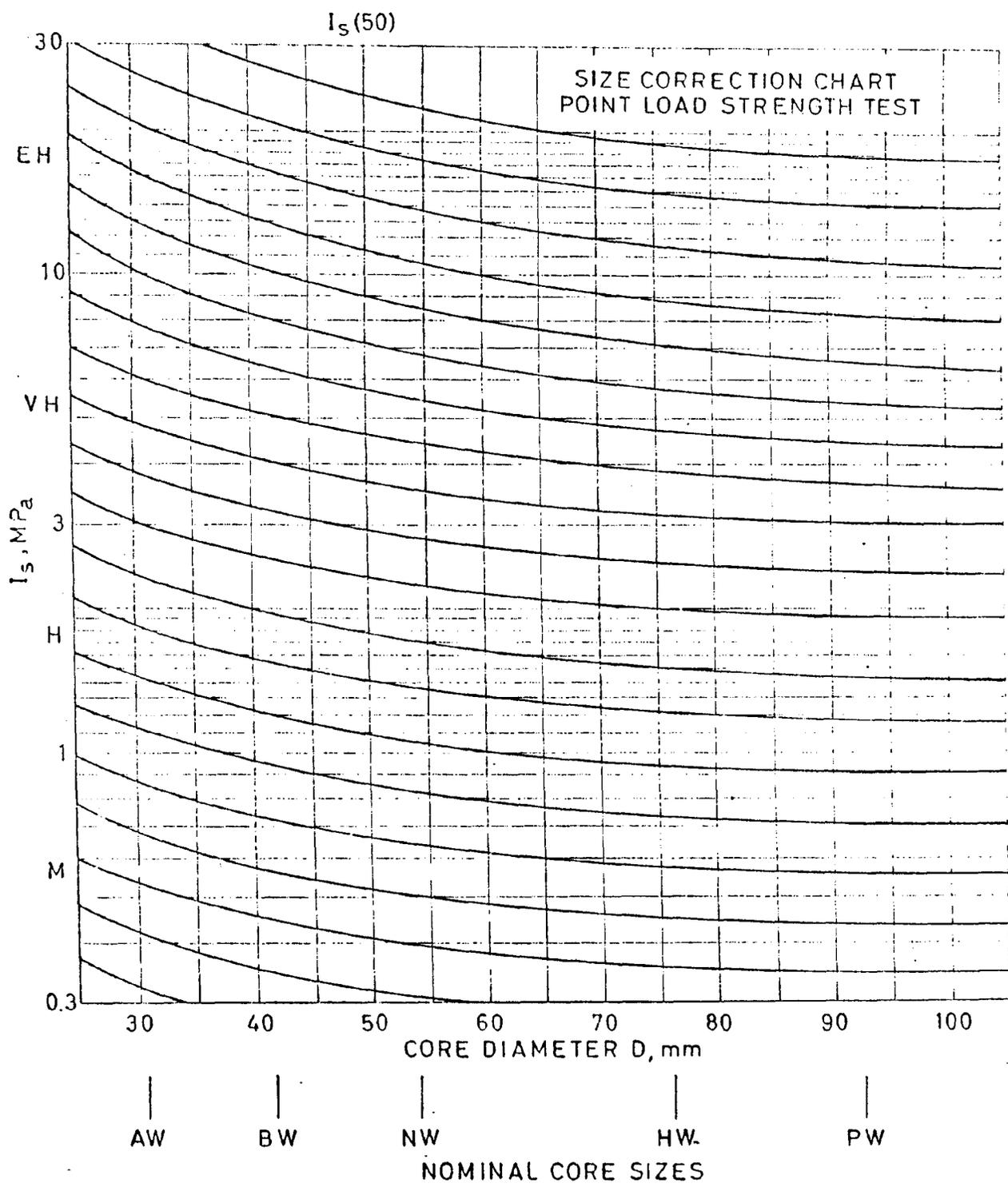


Fig. N°18 ABACO DE CORRECCION

e) El Índice de Anisotropía de Resistencia  $I_a$  (50), puede calcularse como el cociente entre los índices de resistencia media en ensayos perpendiculares y paralelos a los planos de junta.  $I_a$  (50) tendrá valores próximos a 1,0 para rocas isótropas y valores más altos cuando la roca es anisotropa.

#### 3.1.2.4. Presentación de resultados.

Los resultados de los ensayos : diametrales, axiales y sobre muestras irregulares, perpendiculares y paralelos, a los planos de discontinuidad deben ser determinados por separado. El informe de resultados debe contener la siguiente información para cada muestra ensayada :

- a) Número de la muestra y situación, incluyendo el estado de humedad y las condiciones de almacenamiento. Si es posible deben determinarse los valores del contenido de agua y de saturación. Deben describirse la orientación y naturaleza de cualquier plano de debilidad presente en la roca.
- b) Un listado de la carga de rotura  $P$  y la separación de los punzones  $D$  en cada muestra.
- c) Los valores calculados de  $I_s$  e  $I_s$  (50) para cada test. Estos valores pueden omitirse en el caso de ensayos diametrales pero debe incluirse el valor medio de la carga de rotura  $P$ .
- d) Los valores medios de  $I_s$  (50) paralelos y perpendiculares a los planos de discontinuidad junto con el índice calculado para la anisotropía de resistencia.

## Notas

Este es un procedimiento simple para clasificar los materiales rocosos y cuando sea necesario pueden modificarse estas recomendaciones para superar las limitaciones prácticas. Estas modificaciones de procedimiento deben indicarse claramente en el informe.

El índice de carga puntual está correlacionado con los valores de la compresión uniaxial y otros ensayos. Una conversión aproximada que puede usarse es :

Resistencia a compresión uniaxial =  $24 \times I_s$  (50).

### 3.1.2.5. Corrección de BROOK.

Los efectos del tamaño de la muestra en el ensayo bajo carga puntual - fué estudiado por Reichmuth (1968) quien para garantizar una resistencia a tracción constante proponía la fórmula :

$$S_t = K_s \frac{P}{h^2} + K_b P$$

Donde

$S_t$  = tensión de tracción

$P$  = carga aplicada

$h$  = distancia entre los puntos de aplicación de la carga

$K_s$  = factor de forma

$K_b$  = factor de fragilidad

Los valores de  $K_s$  y  $K_b$  se obtuvieron experimentalmente. Este análisis no demostró la existencia de un efecto de forma. BROCH y -----

FRANKLIN simplificaron la expresión anterior, reduciéndola a :

$$I_s = \frac{P}{d^2}$$

donde :

$I_s$  = índice de resistencia

$P$  = carga

$d$  = distancia entre los puntos de carga

BROCH y FRANKLIN encontraron una considerable variación en los valores de la resistencia para diferentes tamaños y formas. Para superar el problema propusieron emplear en los ensayos testigos de 50 mm. de diámetro y para otros diámetros pusieron a punto un abaco de corrección.

BIENIAWSKI (1974) confirmó el efecto del tamaño de los testigos y también la relación entre la resistencia a compresión uniaxial ( $\sigma_c$ ) y el índice de carga puntual ( $I_s$ ), mediante la expresión

$$\sigma_c = 24 \cdot I_s$$

SUNDAE (1974) utilizó los ensayos de carga puntual para estudiar el efecto del volumen de la muestra sobre la resistencia aparente. Para ello - empleó muestras en forma de discos y utilizó la expresión :

$$\text{Resistencia} = \frac{P}{\pi \cdot d \cdot t}$$

donde :

$d$  = diámetro del disco.

$t$  = espesor del disco.

SUNDAE confirmó la teoría de REICHMUTH ya que según él, el único valor que afectaba el índice de carga puntual, era el área de la sección de rotura.

PENG (1976), mediante un análisis de elementos finitos realizado sobre los trabajos de SUNDAE llegó a la conclusión de que para obtener una distribución estable de tensión  $d$  debe ser mayor o igual que  $t$ . Estas deducciones están en conflicto con el método de BROCH y FRANKLIN.

BROOK (1977) ha estudiado recientemente este tema y ha propuesto algunas modificaciones para evitar los problemas presentados.

Por supuesto se admite que si se utilizan muestras de tamaño constante no aparecen problemas de forma, pero este método es muy restrictivo. Las muestras de 50 mm. de diámetro propuestas por BROCH y FRANKLIN no son fácilmente obtenibles en el caso de rocas estratificadas.

BROOK ha demostrado que si la rigidez de las diversas muestras de rocas puede considerarse constante en los ensayos bajo carga puntual, dado que la deformación está concentrada en la proximidad de los puntos de carga, puede admitirse que la energía de deformación es proporcional al volumen de la roca representado por la sección transversal de menor área  $A$ . La relación entre la carga aplicada  $P$  y  $A$  es :

$$P = K \cdot A^{0,75}$$

donde  $K$  es una constante que depende de la resistencia de la roca.

Este resultado fue confirmado posteriormente por BUTTIENS ( 1973 ) quien encontró la siguiente relación

$$\frac{P}{d^{1,5}} = \text{constante}$$

donde  $d$  es el diámetro del testigo.

La figura no.19 muestra las relaciones entre las cargas aplicadas y  $A^{0,75}$  para las areniscas de DARLEY DALE y RIPONDEN, las calizas de BEDFORD y WHITE DERBYSHIRE y la dolerita. En todos los casos se han deshechado las muestras con esbeltez inferior a la unidad siguiendo los criterios de PENE.

Para determinar el nivel de tensión ( carga/área ) BROOK propone utilizar el área estandar de 500 mm<sup>2</sup> que está siempre en las zonas de linealidad de la figura no.20 y que corresponde a probetas de 1 pulgada de diámetro que son facilmente obtenibles.

Así el índice de carga  $T_{500}$  está dado por :

$$T_{500} = \frac{\text{carga en un área de 500 mm}^2}{500 \text{ mm}^2}$$

Utilizando los resultados de la figura anterior, queda :

$$T_{500}^* = \frac{\text{carga (KN)}}{(\text{Area})^{0,75}} \times \frac{500^{0,75}}{500}$$

o lo que es lo mismo

$$T_{500}^* = 211,5 \frac{P}{A^{0,75}} \quad ( \text{MP}_a )$$

En esta expresión las unidades a emplear son :

$P \longrightarrow \text{KN}$

$A \longrightarrow \text{mm}^2$

$T_{500} \longrightarrow \text{MP}_a$

El índice  $T_{500}^*$  puede ser obtenido directamente utilizando probetas de 1 pulgada de diámetro, ó por medio de la expresión anterior .

Según la figura no. 20 que recoge numerosos ensayos a compresión simple relacionados con el índice  $T_{500}$ , la resistencia a compresión simple  $\sigma_c$  , puede estimarse mediante la expresión :

$$\sigma_c = 12,5 \cdot T_{500}$$

Los resultados de este método de cálculo se han correlacionado con los obtenidos en ensayos de compresión simple realizados en el laboratorio.

### 3.1.3. Determinación de velocidades de propagación.

Para poder correlacionar los resultados de la geofísica de campo, se han realizado en el laboratorio ensayos de determinación de las velocidades de propagación de ondas P y S generadas por un cristal piezoeléctrico que golpea sobre una probeta. Se ha utilizado un equipo TERRAMETRICS que consta de : ( figura no. 21 ).

- Generador de impulsos
- Cabeza inductora y receptora
- Osciloscopio de registro

La fotografía no. 34 recoge el equipo instalado en el laboratorio. El generador de impulsos proporciona una señal en forma de pico con una frecuencia entre 30 y 120 ciclos por segundo y una tensión de 800 voltios. - Habitualmente la frecuencia empleada en el ensayo es de 60 ciclos por segundo ya que así se consigue una señal de salida de la probeta muy estable.

Las cabezas, inductora y receptora que se solidarizan a ambos -----

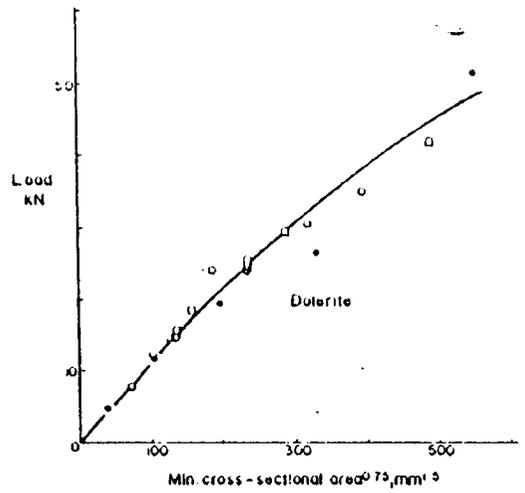
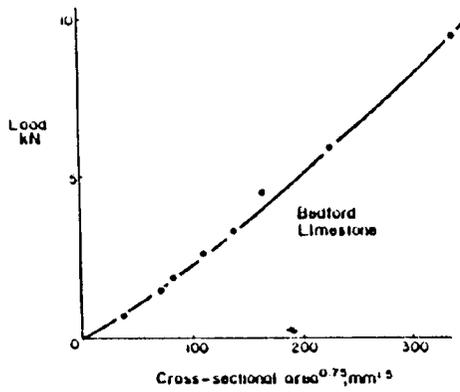
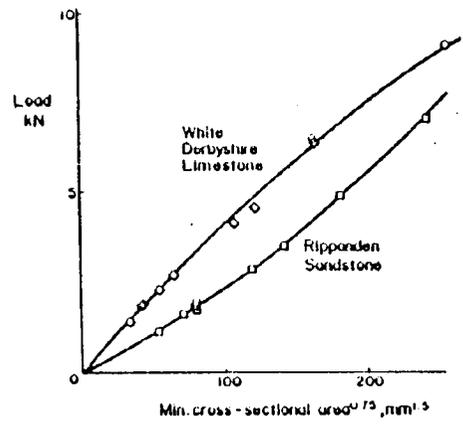
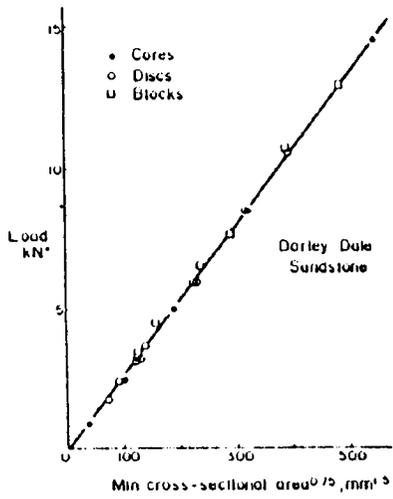
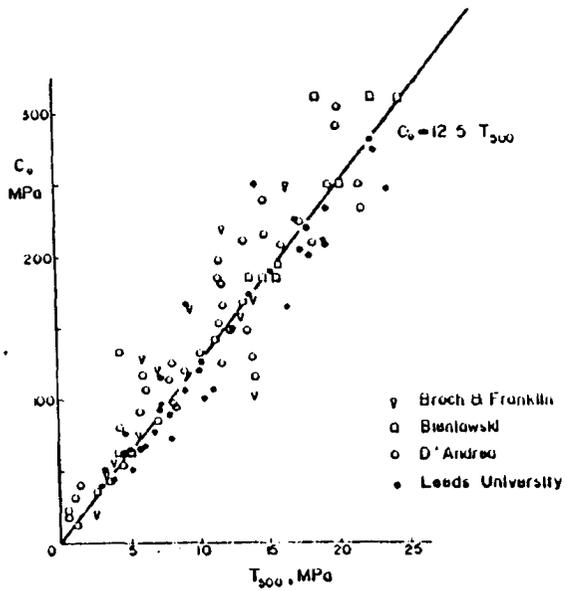
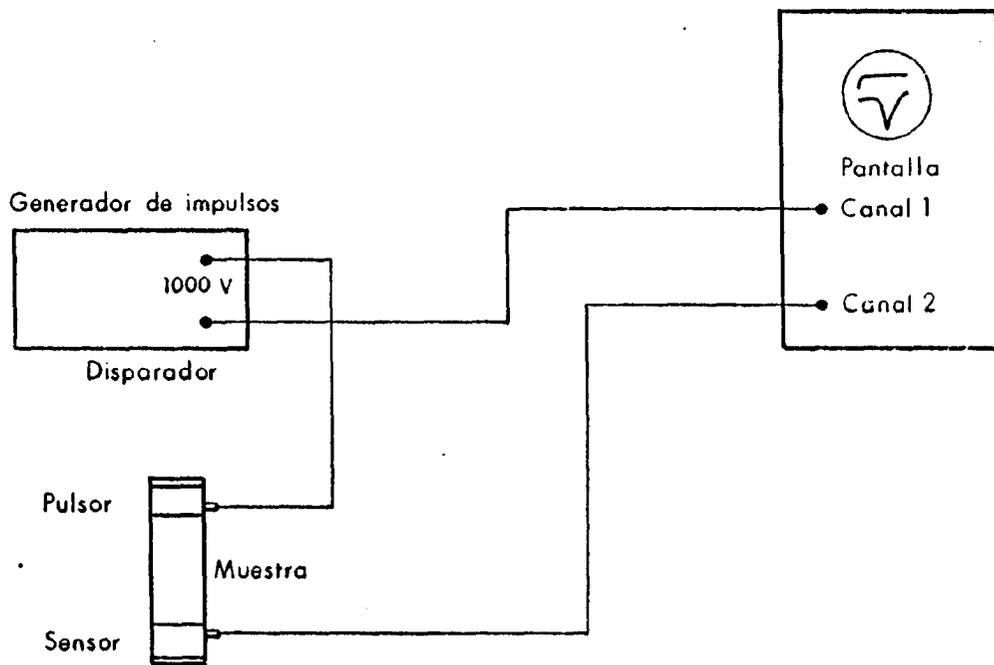


Fig. N° 19 CORRELACION ENTRE LA CARGA DE ROTURA Y LA SECCION RECTA ELEVADA A 0,75



**Fig. N°20 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE Y EL INDICE DE BROOK**



**Fig. N° 21 EQUIPO PARA ENSAYO DE TRANSMISION DE IMPULSOS ELASTICOS**

extremos de las probetas son idénticas.

Las cabezas ( figura no. 22 ), están constituidas por un chasis de aleación de magnesio en el que está alojado un cristal piezo-eléctrico que recibe el impulso del generador transformándolo en un impulso de presión. Existe un dispositivo de tornillo que permite aproximar el cristal contra la base de la cabeza. Las cabezas son reversibles de tal forma que pueden utilizarse tanto como inductora de impulsos de presión sobre la probeta, como receptora de impulsos de presión transformándolos en una señal eléctrica que pasa al osciloscopio.

Es posible efectuar ensayos colocando las cabezas y la probeta entre los platos de una prensa y obtener distintas velocidades de propagación bajo cargas variables. En este caso el diámetro de la probeta debe ser exactamente el de NX.

En el caso de las cabezas empleadas para generar ondas P, la frecuencia de resonancia es de 600 KHZ, mientras que las cabezas S tienen una frecuencia propia de 800 KHZ.

Como osciloscopio puede emplearse cualquiera que disponga de dos canales, uno para el sincronismo con el generador de impulsos y otro para recibir los impulsos de la probeta.

La metodología seguida en el ensayo es la que indicamos a continuación.

### 3.1.3.1. Características de las probetas.

La probeta a utilizar en el ensayo debe tener las caras planas con rugosidades menores que  $\pm 0,001$  pulgada y el paralelismo de las bases debe ser tal que el ángulo que formen estas entre si, sea menor que  $\pm 0,005$  pulgadas por cada pulgada de longitud de probeta.

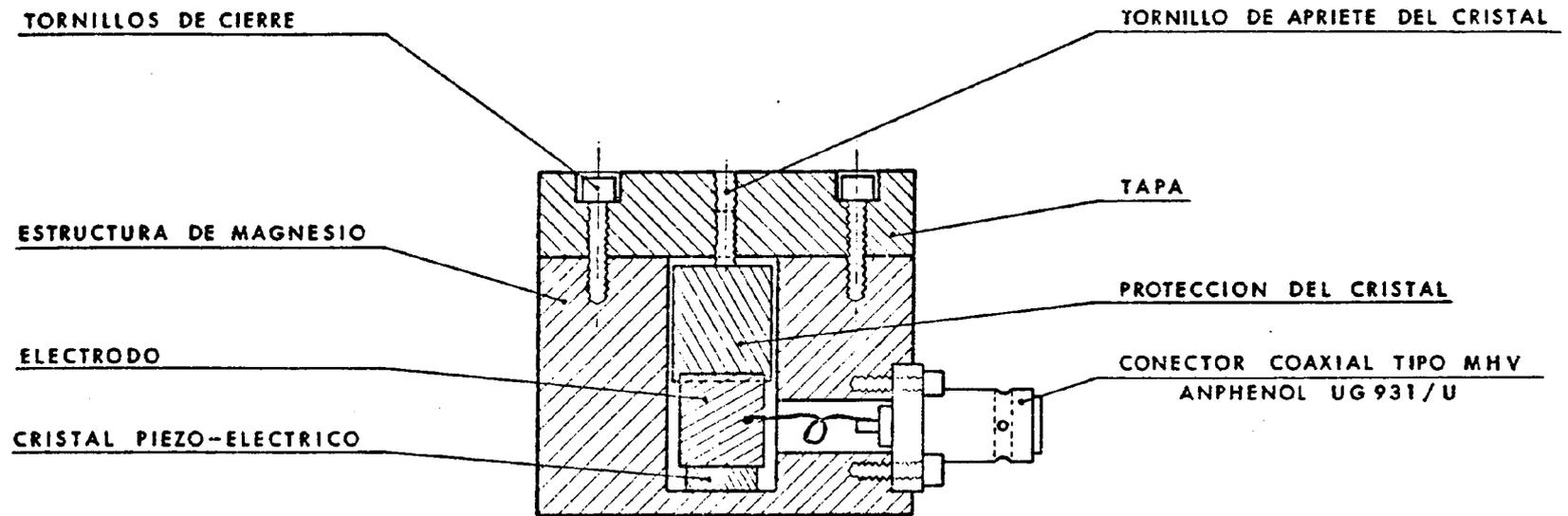


Fig. N° 22 CABEZAS ACTIVAS PARA EL ENSAYO DE TRANSMISION DE IMPULSOS ELASTICOS

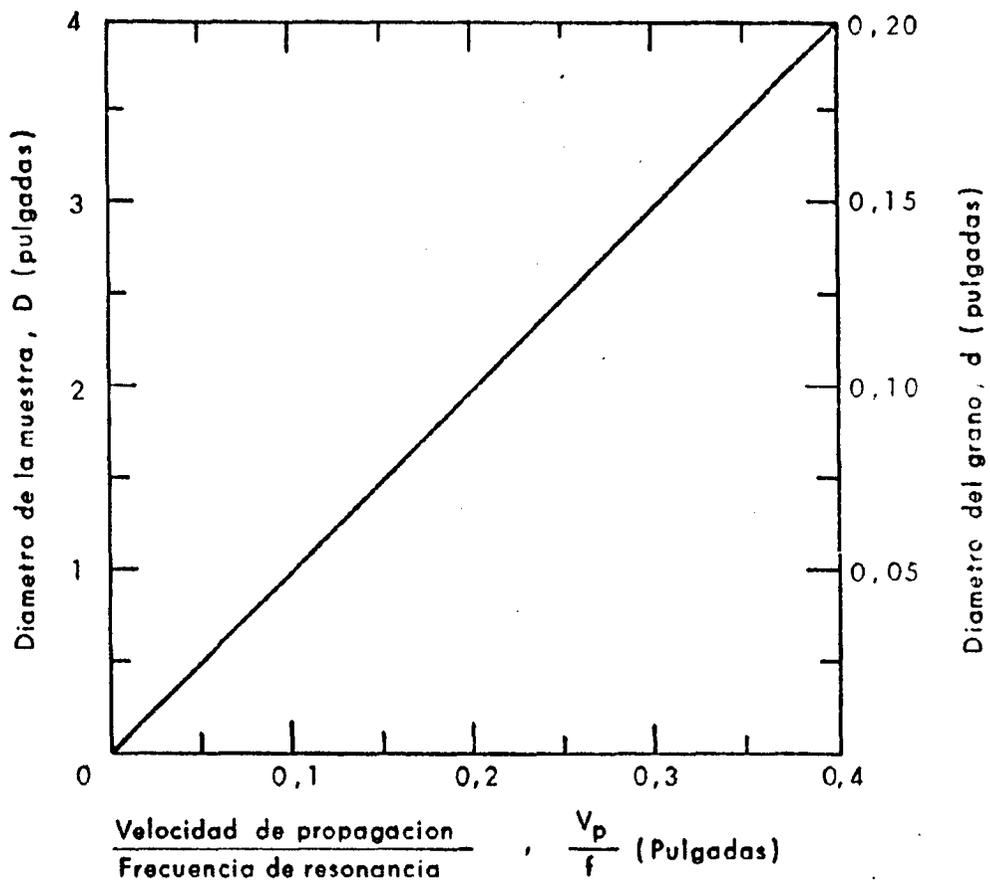
El contenido de humedad de las muestras afecta notablemente a la velocidad de propagación, por lo que hay que poner un cuidado especial en conservar las muestras con su humedad natural. Por otra parte las -- muestras deben ser ensayadas también en estado seco y de saturación para obtener el rango de variación de la velocidad en función del contenido de humedad.

La relación entre la distancia a recorrer por los impulsos y la dimensión lateral mínima ( esbeltez ), no debe exceder de 5, si se desea obtener un medio libre de obstáculos para la propagación.

Por otro lado la dimensión lateral mínima de la muestra debe ser como mínimo diez veces la longitud de onda de compresión. También la longitud de onda de los impulsos debe ser como mínimo el doble del diámetro medio de los cristales de los minerales existentes en la roca. La figura no. 23 muestra graficamente estas limitaciones. Para cualquier valor particular de  $VP/f$  los valores admisibles del diámetro de la muestra deben estar por encima de la línea diagonal, mientras que los valores admisibles del diámetro de los cristales deben estar por debajo de esta línea.

### 3.1.3.2. Pegado de las cabezas.

El pegado se realiza usando fenil salicilato que se vuelve líquido sobre una plancha caliente a  $80^{\circ}$  centígrados aproximadamente. Se coloca una pequeña cantidad de fenil salicilato sobre la superficie horizontal de la probeta ó de la cabeza activa colocándose a continuación sobre ella, ya sea la cabeza activa o la roca. El fenil salicilato se solidifica en pocos segundos y se obtiene un excelente pegado sin que sea necesario presionar fuertemente los dos elementos a pegar. Después del ensayo el pegado se rompe mediante un golpe seco con un martillo de madera aplicado sobre la muestra.



**Fig. N°23 LIMITACIONES DE DIMENSIONES EN EL ENSAYO DE PROPAGACION DE IMPULSOS ELASTICOS**

### 3.1.3.3. Determinación del tiempo de recorrido.

Para poder determinar el tiempo del recorrido de los impulsos a través de la probeta es necesario conocer el origen de tiempo de los impulsos para lo cual es necesario que el osciloscopio reciba en un canal una señal sincrona con los impulsos suministrados a la probeta.

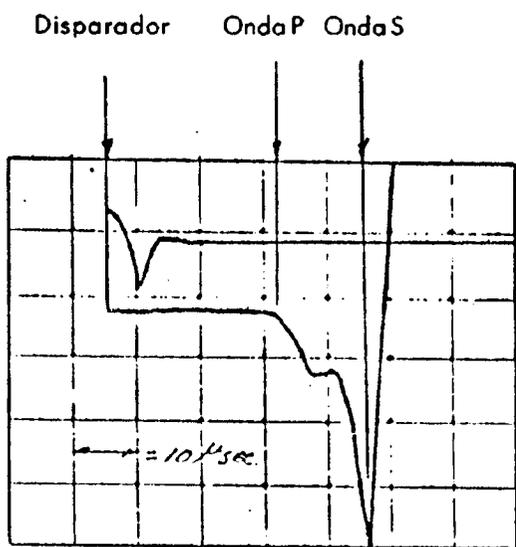
#### 3.1.3.3.1. Ondas de compresión.

La primera llegada de las ondas de compresión se determina muy fácilmente ya que se caracteriza por una desviación de la línea recta que representa, en la pantalla del osciloscopio, la señal que pasa por la probeta ( figura 24 A ). Generalmente, la polaridad de la onda es tal que la primera desviación se realiza hacia la parte inferior de la pantalla . Debe ajustarse la amplitud vertical de la pantalla del osciloscopio de tal forma que los picos existentes sean lo más agudos posibles, a fin de facilitar las medidas.

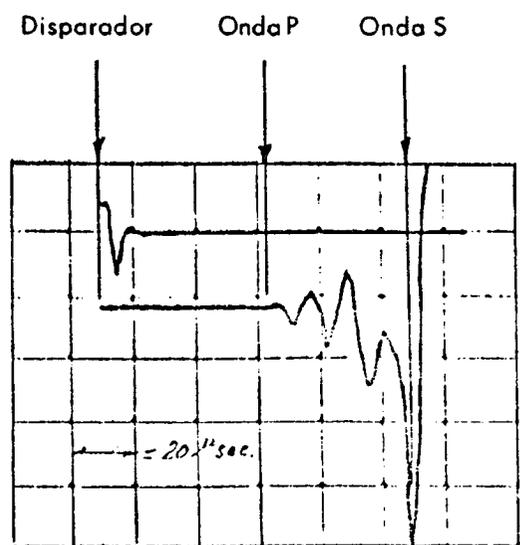
Debido a la inercia del sistema el osciloscopio puede no precisar una pequeña fracción de tiempo inicial, del orden de  $1\mu s$ , pero esto no tiene importancia, ya que este tiempo se incluye en la corrección del tiempo de paso del impulso por las dos cabezas activas.

#### 3.1.3.3.2. Onda de corte.

La primera llegada de las ondas de corte no es fácilmente detectada, ya que el cristal piezoeléctrico genera invariablemente ondas P que llegan antes que las ondas S. La señal que producen estas ondas P es idéntica a la descrita en el apartado anterior, por esto las cabezas que generan ondas S pueden utilizarse también para medir ondas P, aunque la llegada de las ondas P este algo más atenuada. En algunos casos esto hará que el tiempo de recorrido de las ondas P no pueda ser leído con una buena precisión.



Granito  
 $E = 10 \times 10^6 \text{ psi}$



Pizarra bituminosa  
 $E = 1 \times 10^6 \text{ psi}$

Fig. N° 24    TIPOS DE ONDAS OBTENIDAS EN EL ENSAYO DE  
 PROPAGACION DE IMPULSOS ELASTICOS

Algún tiempo después de la llegada de las ondas P a la cabeza sensible, llega la onda S, lo cual produce una traza ascendente de grán amplitud en la señal del osciloscopio, figura 24 B. La fotografía no. 35 muestra una de las ondas S obtenidas.

Dado que la onda S llega después de la onda P no pueden utilizarse medidores de tiempo electrónicos para medir la llegada de las ondas S. El tiempo de recorrido de las ondas S se obtiene fácilmente midiendo desde el principio de la señal del osciloscopio hasta el principio de la traza ascendente de grán intensidad hacia la parte superior del osciloscopio - que usualmente se iniciará en un punto de valle de la señal.

Algunas propiedades de las rocas, tales como : laminaciones, planos de estratificación, foliaciones, poros, . . . producen variaciones en la forma de la onda que se recibe en el osciloscopio, que deben estudiarse en cada caso en particular.

La orientación entre sí de las cabezas activas también puede producir variaciones en la forma de las ondas debido a que con los impulsos de corte se generan ondas transversales orientadas en una dirección particular. Naturalmente el cristal sensible está orientado dentro de la cabeza de tal forma que la dirección de vibración de las ondas S que llegan coincida con el eje de vibración del cristal para que los impulsos mecánicos puedan convertirse en señales eléctricas sin pérdida de energía. - Para determinar la orientación más favorable es necesario realizar ensayos con diversas posiciones hasta obtener la situación más favorable.

#### 3.1.3.3.3. Tiempo de paso a través de las cabezas.

El tiempo de recorrido de los impulsos a través de las cabezas activas es un tiempo muerto que debe restarse al tiempo de recorrido determinado en el osciloscopio para obtener el tiempo real de paso a través de la probeta.

La determinación del tiempo de paso por las cabezas puede hacerse por los dos procedimientos.

En primer lugar pueden pegarse directamente entre sí las dos cabezas y registrar el tiempo de paso. Este método es aceptable pero, debido a la proximidad de los cristales, los resultados pueden verse muy afectados por orientaciones inadecuadas.

Un segundo método, que es más preciso, es medir el tiempo de recorrido de varias probetas con longitudes distintas. Con estos resultados se obtiene una línea recta, ajustada estadísticamente, que relaciona el tiempo con la distancia recorrida. El tiempo de paso por las cabezas es el que corresponde a una distancia nula.

#### 3.1.3.4. Cálculos de las constantes elásticas.

Para el cálculo de las constantes elásticas se admite que la probeta corresponde a un material isotropo. Si esto no se cumple lógicamente pueden cometerse errores en la determinación de los parámetros elásticos.

Debe conocerse la densidad del material  $P$  de la probeta que puede determinarse a partir de su peso específico dividido por  $g$ .

Una vez conocidas las velocidades de propagación de las ondas  $P$ ,  $V_p$  y de las ondas  $S$ ,  $V_s$ , se pueden calcular las constantes elásticas como sigue :

$$G = \rho \cdot V_s^2$$
$$\mu = \frac{(V_p^2 - 2V_s^2)}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

$$E = 2G(1 + \mu)$$

### 3.1.4. Ensayos de compresión simple.

Con los ensayos de compresión simple realizados en el laboratorio, se pretende determinar la resistencia a compresión simple y los parámetros elásticos de las rocas ensayadas. La resistencia a compresión determinada en el laboratorio servirá para correlacionar los valores encontrados mediante los ensayos de rotura bajo carga puntual y los parámetros elásticos servirán de base para contrastar los resultados de la campaña de geofísica y de los ensayos de propagación de impulsos elásticos.

#### 3.1.4.1. Condiciones de ensayo.

Las probetas a ensayar deben ser cilíndricas, ya que las paralelepípedicas producen acumulación de tensiones en los bordes de las bases, siendo su esbeltez ( $\frac{L}{D}$ ) mayor de 2,5, pues en caso de ser menor no se puede garantizar que ninguna sección de la probeta esté sometida a compresión pura. El diámetro mínimo de las probetas debe ser de 54 mm (NX) y en cualquier caso 10 veces mayor que el grano más grande de la roca.

Hay que asegurarse que las dos bases de la probeta son paralelas con un error máximo de 3,5 minutos (0,05 mm en 50 mm).

Las caras de las probetas deben ser absolutamente planas con protuberancias menores de 0,02 mm.

El diámetro de la probeta debe medirse con una precisión mayor de 0,1 mm.

Las muestras deben ensayarse después de haber estado almacenadas durante 5-6 días a  $20^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$  con una humedad relativa del 50%. La duración del ensayo debe estar comprendida entre 5 y 15 minutos y la velocidad de carga entre  $0,5 \frac{\text{MP}_a}{\text{seg.}}$  a  $1,0 \frac{\text{MP}_a}{\text{seg.}}$ .

#### 3.1.4.2. Prensa a utilizar.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, acepta como buenas las prensas que cumplan las normas :

A S T M Methods E4-64

British Standart 1610

D I N 51,220-51.223

La prensa deberá tener en uno de sus platos un asiento esférico para asegurarse de que la carga es axial. Entre los asientos y la probeta debe colocarse una placa metálica de dureza Rockwell superior a C 30, estas piezas deben tener un espesor mínimo de 15 mm y han de estar pulidas a 0,005 mm.

En nuestro caso hemos utilizado la prensa MOHR-FEDERHAFF con capacidad de hasta 500 T del Instituto Geológico y Minero, que además de cumplir ampliamente las especificaciones anteriores dispone de un equipo hidráulico que permite realizar el ensayo con la velocidad de carga deseada de forma automática.

#### 3.1.4.3. Medida de deformaciones.

Con algunos de los ensayos a compresión simple realizados, se pretendía conocer las características elásticas de las rocas estudiadas. En este caso resulta necesario medir las deformaciones, longitudinales y transversales de la probeta durante el ensayo, para lo cual hemos recurrido a la técnica de la extensometría que es la más perfecta que existe.

Para ello se pegan en la superficie lateral de la probeta dos pares de

bandas extensométricas con los hilos orientados longitudinalmente y --  
otras dos con los hilos orientados transversalmente. Cada una de las  
resistencias constituye una rama de un puente de wheastone, siendo leída  
da por separado mediante un aparato WHISAY MICROMESURES.

En cada serie de lecturas se hayan los valores medios de las dos ban-  
das longitudinales y transversales. Con esta tecnología es posible ha-  
cer lecturas de  $\frac{10^{-6} \text{ mm}}{\text{mm}}$  .

### 3.2. Trabajos realizados.

Una vez descrita la metodología empleada vamos a ocuparnos de los re-  
sultados obtenidos en los diversos trabajos.

#### 3.2.1. Sondeos mecánicos.

Con el equipo de sondeo CRAELIUS E-15-42, se han realizado nueve -  
sondeos en la cantera EL CARTERO, cuya ubicación se incluye en el plano  
no 6.802-1. La longitud total perforada ha sido de 151,15 m., lo cual  
da una profundidad media de 16,8 m.

Los sondeos se han dispuesto de tal manera que se pudiera caracterizar  
todo el macizo que explota la cantera, pero de forma particular la zona  
comprendida entre el frente actual y los edificios construídos, razón por  
la cual en esa zona se han realizado seis sondeos. Estos sondeos se --  
han testificado "in situ" y se ha obtenido el RQD de los distintos horizontes  
diferenciados. En el anexo no. 2 están incluídas las hojas con los -  
cortes estratigráficos y detalle de la fracturación en cada sondeo.

En los cuadros de las figuras 25 a 33, inclusive, se muestra un resumen  
de los resultados obtenidos en cada sondeo.

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° S-1 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 20-8-1980  
 SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	RQD
0, -0,30	Tierra vegetal arcillosa	-	-	-	-
0,30 -6,20	Granito muy alterado y descompuesto.	215 cm	36	-	0
6,20 -9,70	Granito fisurado con grano medio.	287 cm	82	179 cm	51
9,70-11,40	Granito sano con grano fino y poca mica	162 cm	95	141 cm	83
11,40-17,5	Granito muy sano con grano medio	584 cm	97	569 cm	94

Fig. N°25 RESUMEN DEL SONDEO N° 1

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° S-2 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 28-8-80

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,40	Tierra vegetal arcillosa	-	-	-	-
0,4 - 2,10	Granito descompuesto	51 cm	30	-	0
2,10- 2,80	Granito alterado	36 cm	37	16	23
2,80- 5,60	Granito grano medio muy fracturado	223 cm	80	161	57
5,60- 9,00	Granito grano medio sano	327 cm	96	298	88
9,00-14,70	Granito grano fino sano	553 cm	97	521	91
14,70-16,20	Lamprófico	150 cm	100	150	100
16,20-18,00	Granito de grano medio sano	168 cm	93	154	85

Fig. N° 26 RESUMEN DEL SONDEO N° 2

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° S-3 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 5-9-80

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10 cm.	
		TOTAL cm.	%	TOTAL	ROD
0 - 0,6	Tierra vegetal arenosa	-	-	-	-
0,6 - 4,00	Granito alterado y descompuesto	220		-	0
4,00- 4,10	Calcita	10	100	-	0
4,10- 6,20	Granito muy alterado	156	74	46	22
6,20- 6,40	Calcita	20	100	20	100
6,40-14,70	Granito fracturado con grano medio	687	83	497	60
14,70-15,70	Aplita	93	93	87	87
15,70-19,00	Granito sano	316	96	303	92

Fig. N° 27 RESUMEN DEL SONDEO N° 3

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° S-4 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 13-9-1980

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,70	Granito descompuesto	22	31	-	0
0,70- 2,50	Sienita descompuesta	53	29	21	12
2,50- 3,30	Sienita muy alterada	34	42	-	0
3,30- 4,00	Sienita descompuesta	21	30	-	0
4,00- 4,10	Sienita alterada	6	60	-	0
4,10- 4,70	Granito fisurado de grano medio	57	95	42	70
4,70- 5,50	Granito sano de grano medio	78	97	63	79
5,50- 8,20	Sienita sana	259	96	219	81
8,20-10,50	Granito, con sienita muy fracturado	159	69	57	25
10,50-13,00	Granito de grano fino	239	96	206	82
13,00-14,60	Granito fracturado con sienita	139	87	97	61
14,60-15,80	Granito grano fino fracturado	113	94	79	66
15,80-19,15	Granito grano fino, sano	318	95	301	90

Fig. N° 28 RESUMEN DEL SONDEO N° 4

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° S-5 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 23-9-1980

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS > 10 cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,40	Granito alterado y descompuesto	15 cm		-	0
0,40- 4,50	Granito sano de grano medio	398 cm	97	377	92
4,50- 4,80	Granito sienitizado	30 cm	100	26	91

Fig. N° 29 RESUMEN DEL SONDEO N° 5

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° 6 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 29-10-80

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,8					
0,8 - 4,10	Granito alterado y descompuesto	180 cm	54	-	0
4,10 - 4,30	Granito alterado	20 cm	100	-	0
4,30 - 5,00	Granito sano	70 cm	100	70	100
5,00 - 5,10	Granito cloritizado	10 cm	100	-	0
5,10 - 7,60	Granito sano	236 cm	94	212	85
7,60 - 8,20	Aplita	60	100	47	78
8,20 -15,15	Granito alterado de grano grueso	639	92	535	77
15,15-17,30	Granito de grano medio, sin alterar y fracturar	208	97	198	92

Fig. N° 30 RESUMEN DEL SONDEO N° 6

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° 7 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 29-9-80

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL cm.	%	TOTAL	ROD
0 - 0,4	Tierra vegetal arenosa	20	50	-	0
0,4 - 5,20	Granito muy alterado y descompuesto.	180	35	-	0
5,20- 7,15	Granito sienitizado con fisuras	143	73	86	44
7,15- 8,70	Granito grano medio muy fisurado	87	56	62	41
8,70-14,30	Granito grano medio cloritizado	421	75	263	47
14,30-17,80	Granito grano medio fisurado	308	88	255	73
17,80-19,50	Granito sano	161	95	156	92

Fig. N° 31 RESUMEN DEL SONDEO N° 7

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° 8 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 9-10-1980

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,5	Tierra vegetal arenosa	20	-	-	0
0,5 - 0,90	Granito alterado y descompuesto	50	55	-	0
0,90 - 5,30	Granito de grano medio muy fracturado	316	72	198	45
5,30 - 6,25	Granito cloritizado	57	60	41	43
6,25 -10,50	Granito grano medio fracturado	357	84	289	68
10,50 -12,30	Granito sienitizado	158	88	129	72
12,30 -14,10	Lamprofido	180	100	180	100
14,10 -16,70	Granito fracturado	223	86	200	77
16,70 -18,40	Granito sano	165	97	156	92

Fig. N° 32 RESUMEN DEL SONDEO N° 8

ESBOGA GEOTECNICA S.A.

SONDEO N° 9 LOCALIZACION EL CARTERO FECHA REALIZACION 21-10-1980

SONDA XC-42 SONDISTA CANDIDO TESTIFICADO POR GARCIA SICILIA

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	LONGITUDES RECUPERADAS		LONGITUDES RECUPERADAS >10cm.	
		TOTAL	%	TOTAL	ROD
0 - 0,20	Tierra vegetal arenosa	9	45	-	0
0,2 - 0,60	Granito alterado y descompuesto.	40	67	-	0
0,60 - 1,10	Granito sienitizado muy alterado.	37	74	26	52
1,10 - 7,45	Granito de grano medio muy fisurado.	508	80	406	64
7,45 - 9,85	Granito cloritizado.	204	85	163	68
9,85 -14,70	Granito grano medio poco fisurado	468	96	412	85
14,70 -16,90	Granito sano.	213	97	202	92

Fig. N° 33 RESUMEN DEL SONDEO N° 9

En general pueden distinguirse cuatro tipos de materiales bien diferenciados que se pueden apreciar perfectamente en las fotografías nos. 36 y 37 que recogen parte de la testificación obtenida en el sondeo no. 6. - Los materiales diferenciados son :

- Suelo vegetal constituido por una capa arenosa de color ocre y gris claro, procedente fundamentalmente de la meteorización del granito.
- Granito descompuesto está constituido por el granito base que ha sufrido un intenso proceso de degradación en sus componentes, resultando un material de aspecto arenoso.
- Granito muy fracturado es un granito que conserva las familias de discontinuidades propias del macizo rocoso y además ha sufrido los efectos de las voladuras efectuadas en la cantera, los choques térmicos estacionales y la agresión química del medio.
- Granito poco fracturado prácticamente es el material que constituye el macizo rocoso con las discontinuidades mínimas que pueden existir.

Las características de estos materiales son :

TIPO DE MATERIAL	POTENCIA MEDIA	R Q D MEDIO	Coefficiente de variación
Tierra vegetal	0,45 m.	0	-
Granito descompuesto	4,79 m.	0	-
Granito muy fracturado	9,18 m.	59,6	32,2%
Granito poco fracturado	-	89,5	9,9%

No se han considerado los resultados del sondeo no. 5, ya que en esa zona se había levantado la tierra vegetal y el granito alterado y descom--  
puesto.

Los valores del RQD encontrados para el granito fracturado tienen un -  
coeficiente de variación ( $\frac{\bar{x}}{\sigma}$ ) bastante elevado, lo cual es lógico porque  
en esa zona la distribución de las discontinuidades es muy variable local-  
mente.

En cuanto al granito sano o poco fracturado no tiene interés estimar su  
potencia, que será de cientos de metros, y por lo que respecta al RQD  
hay que observar que al aumentar la profundidad probablemente aumen-  
tará todavía más hasta llegar a valores de 95 o más.

De acuerdo con la clasificación de DEERE el granito fracturado debe con-  
siderarse como una roca media pues el RQD que vale por término medio  
59,6 para este horizonte está comprendido entre 50 y 75. Para el gra-  
nito poco fracturado, la calificación es de bueno, ya que su RQD que es  
89,5 está comprendido entre 75 y 90.

### 3.2.2. Ensayos de carga puntual.

Sobre los testigos obtenidos en los sondeos realizados en la zona com-  
prendida entre el frente de la cantera y las edificaciones existentes, se  
han realizado 155 ensayos de rotura, de acuerdo a la siguiente distribu-  
ción.

SONDEO	1	2	3	4	6	TOTAL
Nº DE ENSA YOS	21	43	24	29	38	155

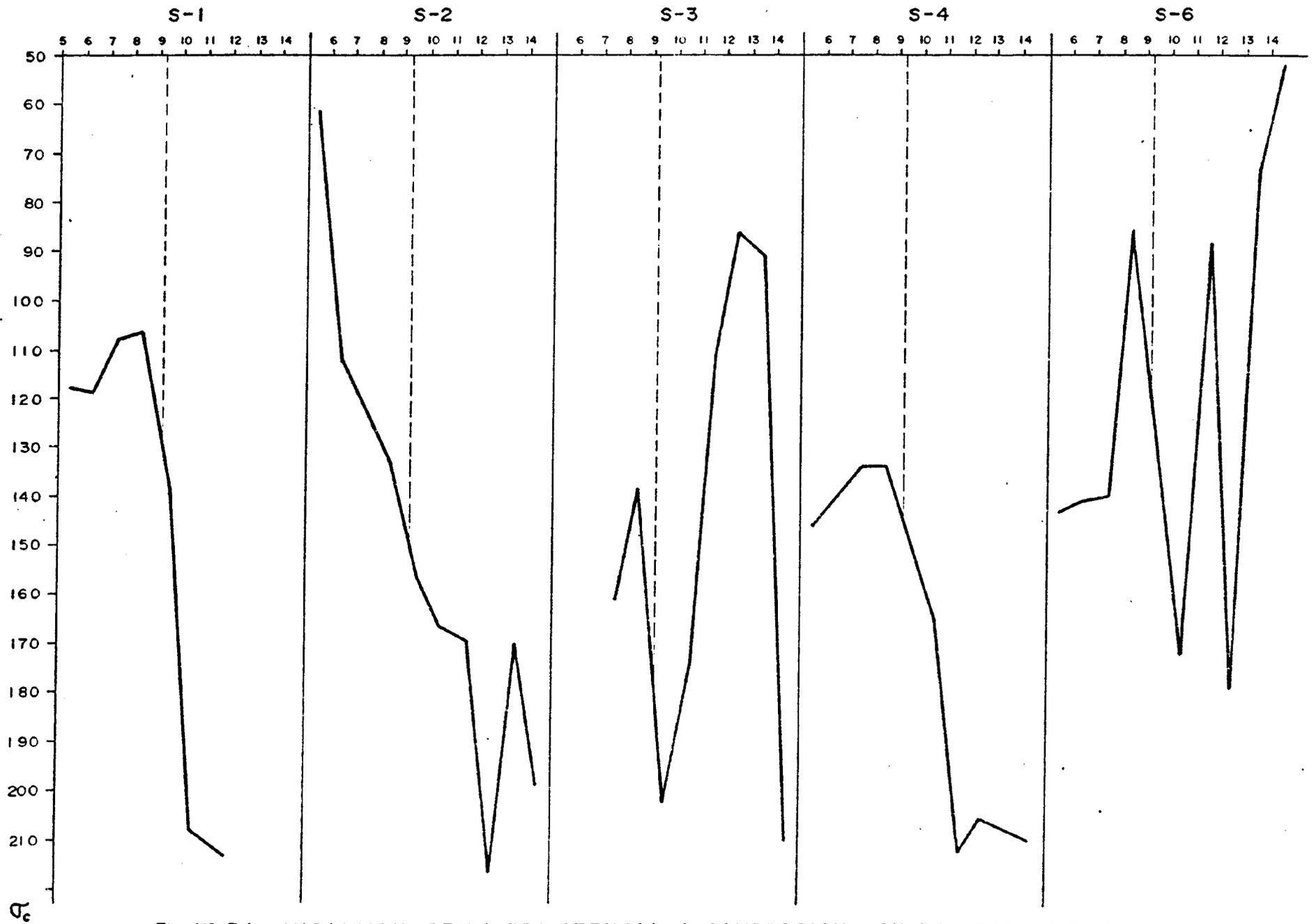


Fig. Nº 34 VARIACION DE LA RESISTENCIA A COMPRESION CON LA PROFUNDIDAD

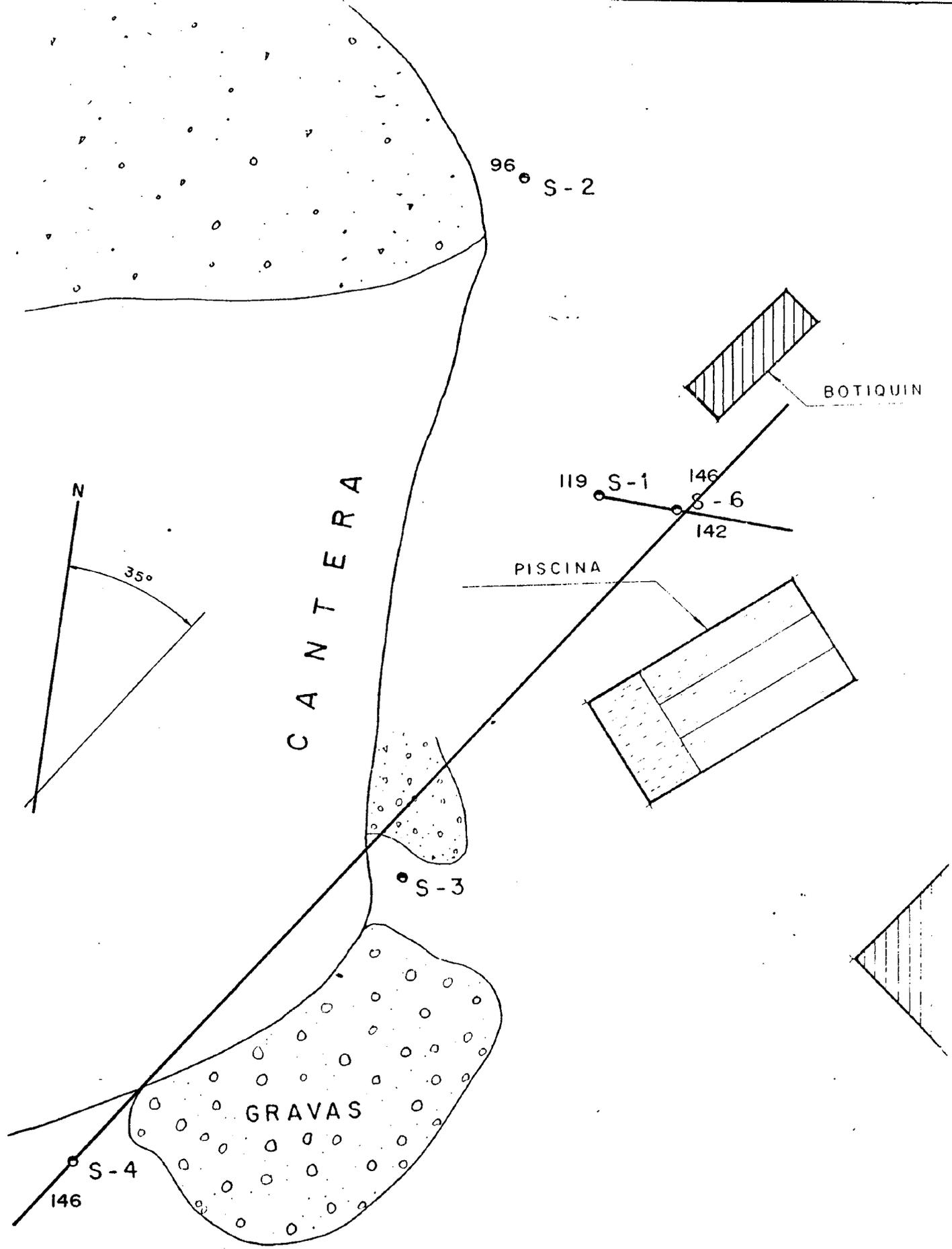


Fig. Nº 35 ORIENTACION DE LA CURVA DE ISO-RESISTENCIA ENTRE 5 y 7 m.

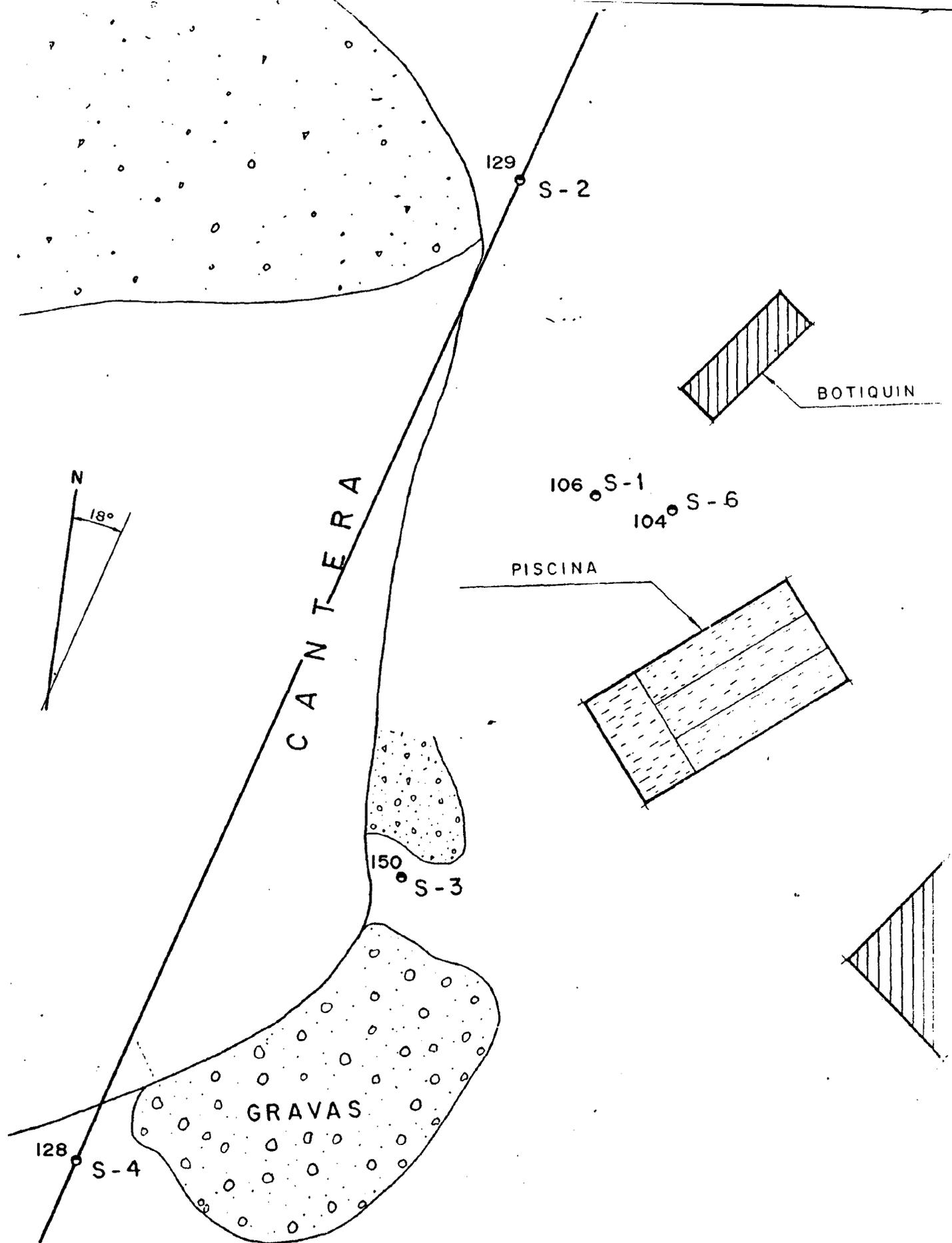


Fig. Nº 36 ORIENTACION DE LA CURVA DE ISO-RESISTENCIA ENTRE 7 Y 9 m.

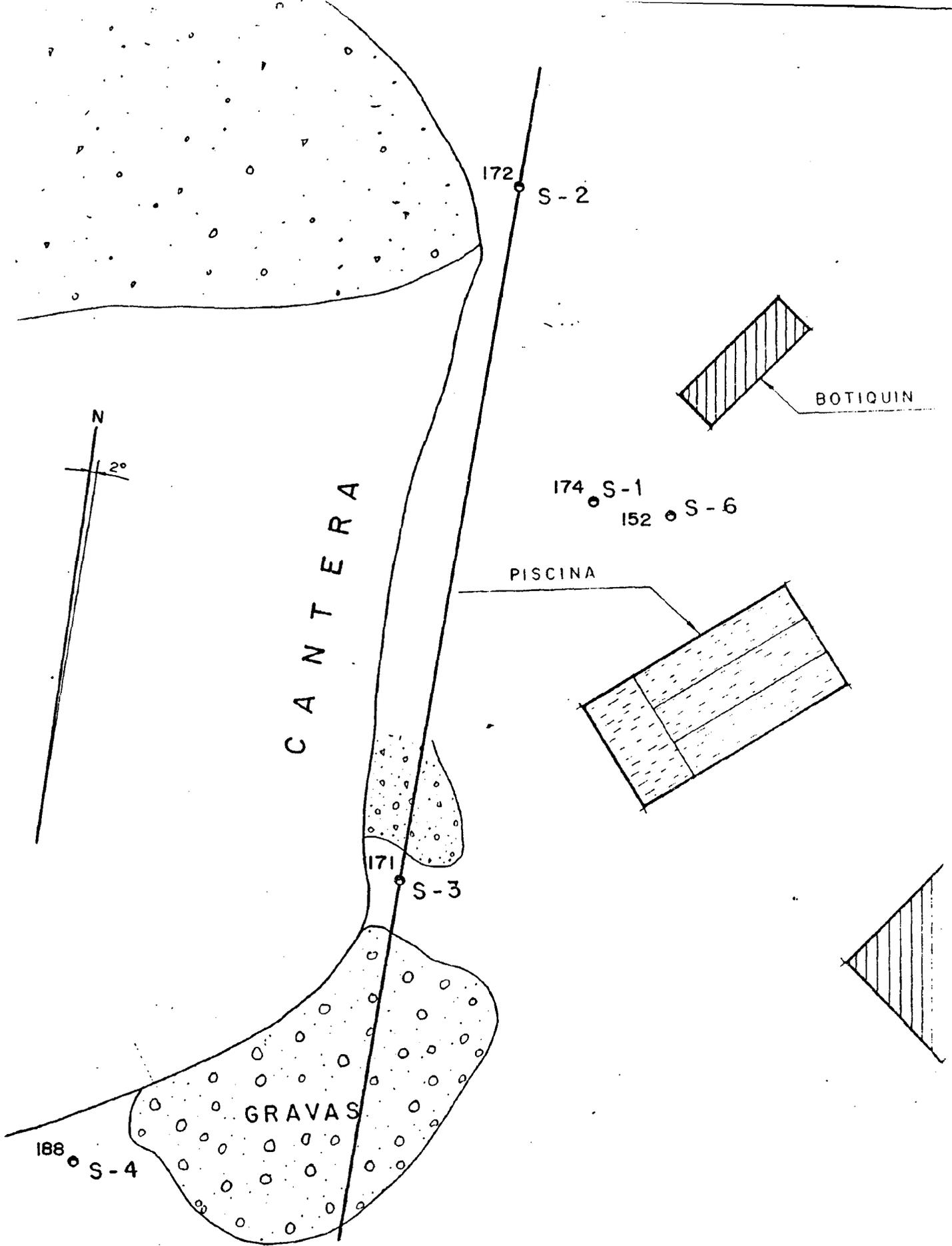


Fig. Nº 37 ORIENTACION DE LA CURVA DE ISO-RESISTENCIA  
ENTRE 9 y 12 m.

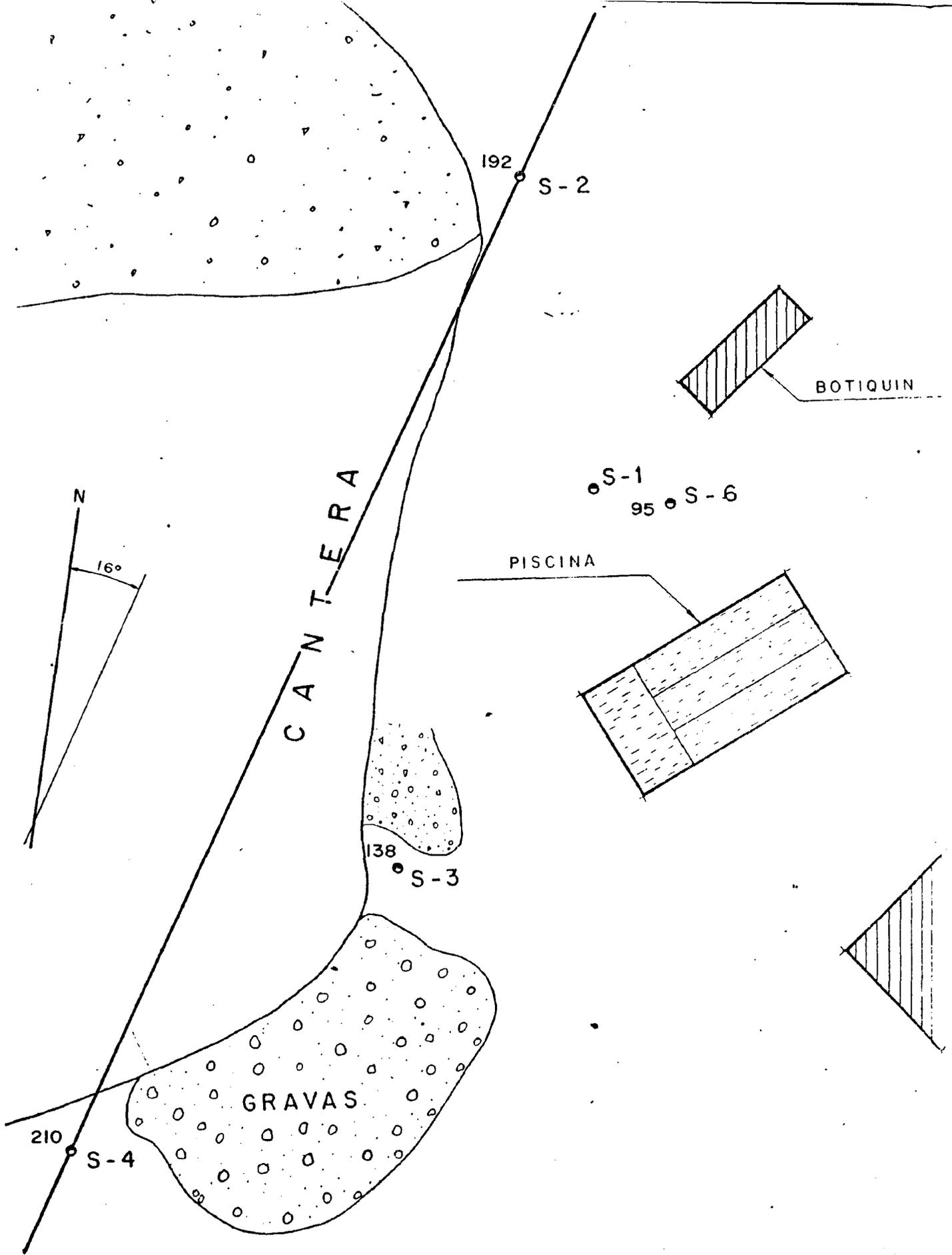


Fig. Nº 38 ORIENTACION DE LA CURVA DE ISO-RESISTENCIA ENTRE 12 y 15 m.

En el anexo no. 2 se encuentran los resultados de los ensayos bajo carga puntual efectuados en cada uno de los sondeos y en la figura no. 34 se ha representado, para cada sondeo, la resistencia a compresión simple media para cada metro de sondeo.

X Por lo que se refiere al horizonte de granito fracturado que, por término medio llega a 9,18 m., la resistencia a compresión que se ha determinado oscila entre 117 MP<sub>a</sub> y 180 MP<sub>a</sub>. En general se observa un aumento de la resistencia a compresión con la profundidad, aunque hay notables variaciones, detectadas claramente por el sondeo S-6, que hacen pensar en la existencia de bancos de granito de resistencia muy distinta de unos a otros.

Para intentar determinar la orientación de las direcciones de los bancos de distinta resistencia, hemos representado en las figuras nos. 35 a 38 inclusive, las curvas de iso-resistencia a partir de los valores medios de las resistencias a compresión encontradas en cada sondeo para los niveles 5-7m, 7-9m, 9-12m y 12-15m.

La orientación media respecto al norte de estas direcciones es de unos 18° E, con lo cual cabe suponer que en la dirección perpendicular, es decir en la 108° E, es donde se encontrará una mayor variación en la resistencia a compresión de la matriz rocosa.

### 3.2.3. Ensayos de velocidades de propagación

De los testigos obtenidos en la campaña de sondeos se han mecanizado probetas para realizar los ensayos de propagación de impulsos elásticos.

#### 3.2.3.1. Calibrado de las cabezas.

En primer lugar se ha procedido a determinar el tiempo de paso de los

impulsos por las cabezas activas. Para ello se ha representado, tanto para las cabezas "P" como las "S" el tiempo de paso de los impulsos a través de probetas de distinta longitud y ajustando una recta a los datos obtenidos alcanzándose los siguientes resultados :

CALIBRADO DE LAS CABEZAS TIPO "P"

LONGITUD DE LA PROBETA EN CM. ( X )	TIEMPO DE PASO EN $10^{-6}$ seg. ( Y )
5,86	33
5,01	31
4,98	30
3,47	22
1,83	14
1,57	12
0,95	8,6
0,68	8

La recta de regresión resulta ser :

$$Y = 4,291 + 5,103 \cdot X$$

Con un coeficiente de correlación de  $r = 0,997$

El tiempo de paso por las cabezas,  $X = 0$ , resulta ser  $Y = 4,291 \cdot 10^{-6}$  seg. que a efectos prácticos tomaremos como  $4,3 \cdot 10^{-6}$  seg.

CALIBRADO DE LAS CABEZAS TIPO "S"

LONGITUD DE LA PROBETA EN CM. ( X )	TIEMPO DE PASO EN $10^{-6}$ seg. ( Y )
5,86	35
5,01	31
4,98	31
3,47	24
1,83	14
1,57	13
0,95	10,5
0,68	8,8

La recta de regresión resulta ser :

$$Y = 5,31 + 5,11 \cdot X$$

con un coeficiente de correlación  $r = 0,998$ .

El tiempo de paso por las cabezas,  $X=0$ , resulta ser

$$Y_0 = 5,31 \cdot 10^{-6} \text{ seg.}$$

### 3.2.3.1. Velocidades de transmisión.

Conforme se indica en los cuadros contenidos en el anexo no. 2 se han realizado 27 ensayos de determinación de la velocidad de transmisión de impulsos elásticos de los cuales 9 corresponden a ensayos con cabezas "P" y el resto con cabezas "S". Con las cabezas "S" se han determinado tanto las llegadas "P" como las "S".

Los resultados obtenidos pueden resumirse de la siguiente forma :

- Velocidad media de ondas P, con cabeza P,	=	4.994	m/seg.	
- Velocidad media de ondas P, con cabeza S,	=	4.965	"	
- Velocidad media de ondas P	$V_p$	=	4.979	"
- Velocidad media de ondas S	$V_s$	=	1.928	"

El valor encontrado para la velocidad de propagación de las ondas P es correcto, pues para una roca plutónica completamente sana se acepta que este comprendido entre 5.000 y 7.200 M/seg. Por lo que se refiere al valor de la velocidad de las ondas "S" puede que resulte algo bajo ya que habitualmente suele ser la mitad del valor de las ondas P. Esto puede ser debido a la mayor dificultad que representa el registro de la llegada de las ondas S.

### 3.2.3.2. Constantes elásticas dinámicas.

Con los valores encontrados para las velocidades de propagación de las ondas P y S, podemos determinar las constantes elásticas dinámicas a partir del peso específico del granito que en nuestro caso resultó ser -  
 $\bar{\rho} = 2,595 \text{ gr/cm}^3$ .

### Coefficiente de Poisson

$$\nu_d = \frac{V_p^2 - 2 V_s^2}{2 (V_p^2 - V_s^2)} \quad \text{es decir}$$

$$\nu_d = \frac{4979^2 - 2 \cdot 1928^2}{2 (4979^2 - 1928^2)} = 0,41$$

$$E_d = V_p^2 \cdot \frac{f}{g} \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

$$E_d = 4979^2 \left( \frac{\text{m}}{\text{seg}} \right)^2 \cdot \frac{25,95 \left( \frac{\text{KN}}{\text{M}^3} \right)}{9,81 \frac{\text{M}}{\text{seg}^2}} \cdot \frac{(1+0,41)(1-2 \cdot 0,41)}{(1-0,41)}$$

$$E_d = 28.209.294 \text{ KN}, \text{ es decir}$$

$$\underline{E_d = 28.209 \text{ MPa.}^a}$$

El valor encontrado para el coeficiente de Poisson es anormalmente alto y, consecuentemente, el módulo de elasticidad que resulta es bastante bajo para tratarse de una matriz de granito. Por ello resulta lógico adoptar para el coeficiente de Poisson el valor de  $\nu = 0,25$  que es el que resulta de los ensayos de laboratorio, con lo cual en este caso el módulo de elasticidad resulta ser

$$E_d = 4.979^2 \cdot \frac{25,95}{9,81} \cdot \frac{(1+0,25)(1-2 \cdot 0,25)}{(1-0,25)} =$$
$$= 54.647.634 \text{ KN} \quad , \text{ es decir} \quad \boxed{E_d = 54.648 \text{ MPa}}$$

Este es un valor que resulta mucho más acorde con los valores habituales y, sobre todo, concuerda con grán aproximación con el módulo estático determinado por extensometría que resulta ser :

$$\underline{E = 57.205 \text{ MPa.}}$$

#### 3.2.4. Ensayos de compresión simple.

Se han realizado ensayos de compresión simple determinando simplemente la resistencia última para poder contrastar los ensayos bajo carga -- puntual y también se ha utilizado la técnica de la extensometría para determinar las constantes elásticas estáticas de los granitos estudiados.

##### 3.2.4.1. Determinación de la resistencia última.

Con los testigos obtenidos en las campañas de sondeos, se han realizado ocho ensayos de compresión simple cuyos resultados están incluidos en el anexo no. 2.

Los resultados de estos ensayos podemos compararlos con los obtenidos en los ensayos bajo carga puntual con muestras situadas en la vecindad de aquellas sobre las que se han realizado los ensayos de laboratorio.

Esta comparación está hecha en el cuadro siguiente :

<u>N<sup>o</sup></u>	<u>SONDEO</u>	<u>PROFUNDIDAD</u>	RESISTENCIA A COMPRESION EN LABORATO RIO. (MPa) (Y)	RESISTENCIA A COMPRESION ESTIMADA PLT (MPa) (X)
1(x)	S-4	16,70m	144,7	263,2
2	S-1	10,50m	222,9	209,9
3	S-1	9,00m	109,1	110,34
4	S-2	7,80m	114,9	135,57
5	S-2	11,80m	170,0	185,98
6	S-3	10,50m	147,7	158,16
7(x)	S-3	15,70m	144,3	189,65
8(x)	S-4	7,5 m	64,8	129,36

Los ensayos marcados con (x) se han realizado sobre muestras que presentaban alguna discontinuidad antes de empezar los ensayos, como puede comprobarse en los resultados incluidos en el anexo no. 2, en estos casos lógicamente el ensayo sobre carga puntual, en el que se trabaja -- con muestras sanas, arroja unos resultados más altos.

Descartando los tres valores marcados con (x) hemos ajustado una recta por mínimos cuadrados a la población obtenida, resultando que ambos parámetros están correlacionados por la recta.

$$Y = -28,097 + 1,131 X$$

siendo

Y = resistencia a compresión simple obtenida en el laboratorio.

X = resistencia a compresión simple estimada a partir de ensayos bajo carga puntual.

El coeficiente de correlación obtenido resulta ser

$$r = 0,964$$

que es altamente significativo.

### 3.2.4.2. Determinación de parámetros elásticos.

Para determinar los parámetros elásticos, módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson  $\nu$ , se han realizado dos ensayos a compresión simple registrando las deformaciones longitudinales y transversales de la probeta mediante la técnica de la extensometría.

Los resultados de los dos ensayos se incluyen en el anexo no. 2. La fotografía no. 38 muestra una de las probetas antes de iniciarse el ensayo y la no. 39 muestra el estado de la probeta después de la rotura.

Los resultados alcanzados, son los siguientes :

Nº DE ENSAYO	LOCALIZACION	MODULO DE ELASTICIDAD E (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON $\nu$
1	S1 - 10,50	57.500	0,30
2	S4 - 16,70	56.910	0,214
MEDIA		57.205	0,25

En el apartado 3.2.3.2. hemos indicado que el módulo de elasticidad - determinado mediante los ensayos de propagación de impulsos elásticos

es de 54.648 MPa que concuerda muy aproximadamente con los resultados obtenidos aquí.

### 3.2.5. Clasificación del macizo.

La clasificación del macizo la haremos utilizando los parámetros geomécanicos determinados y empleando la clasificación de BIENIAWSKI le corresponden los siguientes ratios :

PARAMETRO	GAMA DE VALORES	RATIO
Resistencia de la matriz	$100 < \sigma_c < 250$ MPa	12
R Q D	$50 < RQD < 75$	13
Espaciamiento de las discontinuidades	200 - 600 mm	10
Estado de las discontinuidades	Separación menor que 1mm labios bastante alterados.	7
Corrientes de agua	Discontinuidades húmedas	7
T O T A L		62

Este valor debe ser corregido con la cantidad -5 , pues la orientación de las discontinuidades se considera favorable para la creación de taludes, con esto el valor final resultante sería  $MRM = 57$ .

La calificación que le corresponde a este macizo, incluido en el grupo III, es de roca aceptable. La cohesión de la masa rocosa es del orden de 200-300 KPa y el ángulo de rozamiento interno está comprendido entre  $25^\circ$  y  $35^\circ$ .

Para estimar el módulo de deformación del macizo, podemos emplear - la expresión de BIENIAWSKI

$$E_M \text{ ( G Pa )} = 2 \text{ MRM} - 100$$

con lo cual

$$E_M = 2.57 - 100 = 14 \text{ Pa, es decir}$$

$$\underline{E_M = 14.000 \text{ MPa}}$$

#### 4. ESTUDIO PETROGRAFICO

Las rocas constituyen agregados de minerales relacionados entre sí según una determinada textura que es reflejo de las condiciones termodinámicas del medio geológico en el que se desarrolló su génesis.

Este estado no es invariable en el tiempo, sino que después de la génesis rocosa, varia de acuerdo con las características del medio. En general esta variación es negativa y suele conducir a una degradación de la roca y de sus propiedades mecánicas. MONTOTO y ESBERT han estudiado con detalle la degradación de los granitos correlacionándola con sus propiedades geomecánicas.

En este estudio vamos a hacer una exposición de la alterabilidad de los granitos y sobre los resultados obtenidos a partir de la observación microscópica de láminas delgadas, correlacionando estos resultados con la resistencia a compresión simple.

##### 4.1. Factores de alteración de los granitos.

Los factores que determinan la alteración rocosa pueden ser :

- 1) Externos, propios del medio de alteración, siendo su manifestación independiente de la naturaleza de la roca.
- 2) Internos, o sea relacionados con las características intrínsecas de la roca, como por ejemplo mineralogía, textura, fractografía, etc.

Los factores externos son, en esencia, fenómenos físicos fundamentalmente ligados a variaciones térmicas y de humedad, capaces de desarrollar, con mayor o menor intensidad, la desintegración mecánica de la roca.

En nuestras latitudes son exclusivamente atmosféricos ( lluvias, temperaturas, ciclos de heladas, ... ) y constituyen un tipo específico de alteración denominado meteorización. Esta alteración progresará por el interior del macizo si los citados factores externos encuentran fácil acceso a través de las discontinuidades físicas de la roca : diaclasado, lamamiento, fracturación tectónica, fisuración interna ( en parte desarrollada mediante complejos mecanismos que se describen brevemente en este trabajo ), redes de fracturación y microfisuración debidas a voladuras, etc.

A partir de esta etapa de efectos "mecánicos" pueden actuar con mayor eficacia otros procesos de alteración de naturaleza química. Estos, favorecidos por la presencia de soluciones más o menos agresivas que penetran y circulan por el interior de la masa rocosa, tienden a desmoronar y transformar las redes cristal químicas de los minerales petrográficas. La facilidad de actuación de tales soluciones está íntimamente relacionada con la intensidad de la desintegración mecánica interna sufrida por la roca al incrementarse de modo extraordinario las superficies de contacto entre las fases minerales y dichas soluciones.

A medida que progrese la alteración del macizo podrá reconocerse un -

aislamiento de zonas sanas "enterradas" en una masa granítica alterada, ya arenosa. En superficie el fenómeno se traducirá en "bolos" de granito aislados que incluso pueden llegar a desplazarse gravitativamente.

En ocasiones estos procesos de alteración se intensifican por la acción de factores biológicos que actúan bien sea directamente por acción mecánica, o indirectamente aumentando el poder agresivo de las soluciones.

Así las bacterias atacan sólo por medios químicos (p. ej. nitrificación, sulfo-oxidación, ferro-oxidación, etc...) y presentan la mayor aportación a la degradación biótica de la roca. Los hongos atacan los minerales silicatados (micas, ortosa) debido a la producción de ácidos carbónico, sulfúrico y nítrico, siendo las rocas ígneas básicas menos resistentes a estos ataques que las graníticas ácidas. La acción destructiva de las raíces de las plantas puede adquirir gran importancia mecánica - al crecer dentro de las diaclasas y fisuras de la roca, en este sentido - ha podido evaluarse en 1,5 MPa. el valor promedio de presión capaz de desarrollar radialmente las raíces de las plantas superiores. Asimismo son conocidos los efectos de los animales litófagos en las zonas intermareales.

Tal como ya se ha indicado los procesos "químicos" actúan directamente sobre los minerales petrográficos y en su acción es fundamental la presencia de una fase acuosa.

Así en ambientes secos, a excepción de ambientes salinos, las rocas permanecen generalmente inalterables, sin embargo si las condiciones ambientales variasen hacia una acusada humedad, las mismas rocas podrían alterarse rápidamente.

Vamos a exponer los principales mecanismos de actuación de la humedad, hielo y alteración química de los minerales constituyentes.

#### 4.1.1. Humedad-sequedad.

Los ciclos naturales de humedad-sequedad que, en general, sufre toda formación rocosa pueden desarrollar en ella una intensa alteración. Así en numerosas rocas metamórficas de bajo grado o sedimentarias, tipo argilitas, pizarras, limos, etc., la desintegración debida a este fenómeno se manifiesta en desconchamientos superficiales y, en mayor proporción, en resquebrajamientos de la roca a lo largo de uno o varios planos.

Si la roca presenta macrodiscontinuidades petroestructurales, tales como por ej. planos de estratificación, el efecto es más acusado a lo largo de ellos.

En general puede experimentarse bastante bien sobre este fenómeno y extraer consecuencias sobre el futuro comportamiento del material.

La explicación del fenómeno se busca en la peculiar disposición que presenta el reparto de la carga eléctrica en la molécula de agua. Así si se considera una molécula aislada dicha distribución no es uniforme, sino claramente desimétrica, por lo que se comporta como un dipolo, positivo en uno de sus extremos, ya que en él se disponen bajo un ángulo de  $105^\circ$  los dos iones  $H^+$ , y negativo en el otro, ocupado por el ión  $O^-$ .

De este modo el extremo positivo de la molécula  $H_2O$  puede ser atraído por la superficie cargada negativamente de un mineral, por ejemplo arcilloso. De igual modo se van disponiendo todas las restantes moléculas de  $H_2O$  que estén en contacto con el mineral, dando origen a una película de "agua ordenada".

Se supone que los ciclos de humedad y sequedad van permitiendo que nuevas moléculas de agua se arracimen sobre las ya "ordenadas" formando

así un conjunto progresivamente ordenado con una disposición cuasi-cristalina, cuya influencia puede ya desarrollar esfuerzos mecánicos expansivos sobre las paredes, capaces de llegar a provocar el resquebrajamiento del material.

En el caso del granito han podido medirse expansiones, por esta causa comprendidas entre 0,0004 y 0,009%, que en las areniscas ya son más notables 0,01 - 0,044%.

Otro fenómeno de fracturación interna suele producirse a menudo en las rocas de superficie de zonas de clima desértico, son las llamadas "explosiones de roca". El fenómeno se venía considerando clásicamente como debido al diferente grado de dilatación de los minerales petrográficos durante el acusado ciclo térmico diurno de dichas zonas, sin embargo ha podido demostrarse experimentalmente ( Griggs ) que la causa reside en los citados efectos expansivos que es capaz de desarrollar la humedad condensada en el sistema de poros y fisuras de la roca.

MONTOTO y ESBERT han realizado ensayos sometiendo a muestras de granito seco a unos 90.000 ciclos de calentamiento-enfriamiento desde 0° a unos 60° C, equivalentes a un cuarto de siglo de intensa intemperie, sin apenas observar cambios de interés, por el contrario utilizando granito húmedo y simulando únicamente 36 meses de intemperie pudo reconocerse una visible alteración del material. Una vez más se pone en evidencia la importancia del conocimiento fractográfico de la roca, así como de los efectos que puede condicionar dicha fractografía.

#### 4.1.2. Hielo-deshielo.

El aumento de volumen que supone la transformación agua-hielo es evidentemente otro de los factores destructivos a tener muy en cuenta en los procesos de degradación rocosa, en especial en

ambientes cuyas condiciones climáticas permitan una frecuente repetición de los fenómenos de helada.

Según el ya conocido diagrama de fases para el sistema agua-hielo, cuando solidifica, por ej. a  $-5^{\circ}\text{C}$ , un volumen de agua que rellena completamente un poro de la roca, su densidad desciende a  $0,9300\text{ gr/cm}^3$ , este aumento de volumen es capaz de ejercer una presión sobre las paredes del poro que podrían superar las  $500\text{ atm.}$  (exactamente  $610\text{ atm.}$ ) sin que funda nada de dicho hielo, a menores temperaturas la presión máxima capaz de realizar puede determinarse con ayuda del diagrama, hasta alcanzar un máxima de  $2115\text{ atm.}$  a  $-22^{\circ}\text{C}$  con una densidad de  $0,948\text{ gr/cm}^3$ .

Pero el efecto destructor del hielo no debe imputarse exclusivamente al citado fenómeno de progresivo aumento volumétrico con el descenso de la temperatura, sino también a la presión hidráulica que se genera durante la congelación inicial y que fuerza al agua, aún no helada, a desplazarse hacia el interior de la roca.

Como factor adicional a considerar es la presencia de minerales arcillosos orientados ya que en estos casos ha podido reconocerse una mayor sensibilidad a los efectos de gelificación. A lo largo de dichas orientaciones, y debido a la ya citada naturaleza dipolar del agua, se forman niveles de moléculas de "agua ordenada", lo cual crea tensiones internas en la roca capaces de provocar localmente microfisuras incipientes. Pero además y debido a la dificultad que representa la congelación de dicha "agua ordenada" contenida en el sistema de fisuras y poros, puede permanecer líquida hasta incluso  $-40^{\circ}\text{C}$ , lo cual origina un incremento volumétrico, como ha sido demostrado por Dunn y Hudac (1966), y por consiguiente el desarrollo de una importante fisuración interna de la roca.

Si se considera el aspecto textural hay que resaltar que las rocas dotadas de una gruesa granulometría y grandes poros son más insensibles a los efectos de la helada, ello se debe a que el sistema de fisuras y poros de estas rocas no siempre presenta un embebimiento total en agua. Por el contrario, las rocas de grano fino son mucho más susceptibles a este fenómeno, en especial cuando su capacidad de absorción de agua es superior a un 5%, pero apenas si lo son cuando dicho valor es inferior al 1%.

Absorción de agua y porosidad son dos parámetros geomecánicos íntimamente relacionados, por lo que cabe aquí señalar, como ampliación de lo dicho anteriormente, los resultados obtenidos por Walker et al. quienes encontraron que en procesos de gelivación el tamaño crítico de poro es de  $5\mu$ , por encima de dicho tamaño el agua drena con facilidad a medida que progresa el frente de helada y por consiguiente disminuyen sus posibilidades de sufrir fracturación interna y futura desintegración mecánica.

#### 4.1.3. Alteración de minerales constituyentes.

Cada mineral presenta una determinada resistencia a la alteración la cual depende de : sus características intrínsecas, los agentes externos y el medio en el que se desarrolla esta alteración.

Entre las características propias del mineral pueden citarse como más destacables :

- la composición química
- la estructura iónica

Así, la estabilidad del poliedro de coordinación formado por los elementos de mayor valencia, la abundancia relativa de poliedros estables o inestables, el elemento metálico que forma parte de la red iónica y su

abundancia etc., actúan como factores decisivos en el desmoronamiento de la red mineral.

En relación a los agentes externos se consideran como más activos :

- El oxígeno, atmosférico o procedente de la reducción de los óxidos.
- El anhídrido carbónico, que refuerza la acción del agua pura y que a su vez es la base de todas las alteraciones exógenas de las rocas.
- La acción de los organismos vivientes : bacterias, raíces materia orgánica en descomposición, etc.

El medio en que se desarrollan estas alteraciones es otro factor a tener presente, incluyendo en él : temperatura, condiciones de circulación de las aguas, pH, potencial de óxido-reducción ( Eh), ...

En relación a las rocas graníticas se ha reconocido una marcada alteración selectiva de sus minerales constituyentes. Así, el cuarzo y ciertos minerales accesorios como apatito, circón y rutilo, son casi inalterables, por el contrario, los feldespatos y las micas se alteran con mucha mayor facilidad.

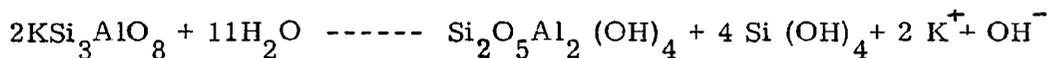
Cuarzo. - Mineral muy resistente a la meteorización química, ya que no interviene en reacciones de transformación mineral. Desde el punto de vista físico su red cristalina sufre importantes distorsiones cuando se somete a esfuerzos, llegándose incluso a desarrollar fenómenos de birrefringencia óptica, y en estadios más avanzados a crear una importante fisuración interna. Recientemente algunos autores han evidenciado la existencia de direcciones preferentes de fractura, en el seno de este mineral.

Feldespatos. - Son los minerales más alterables que presentan los granitos. La causa inmediata de su alteración se debe a la presencia de tetraedros  $AlO_4$  que junto a, los  $SiO_4$  forman el armazón estructural, el conjunto aparece sostenido por cationes de diferente naturaleza los cuales compensan el déficit de carga positiva debida a las frecuentes sustituciones de  $Si^{4+}$  por  $Al^{3+}$  que se realizan en estos tectosilicatos. Suele sin embargo ocurrir que estos cationes no estén completamente saturados y cuando entran en contacto con otro medio, p. ej. el agua, se desmoronan sus estructuras cristalinas.

Puede citarse como ejemplo de alteración en feldespatos la hidrólisis de la ortosa.

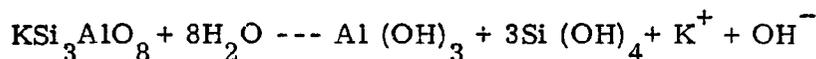


En este primer estadio de la alteración no ha habido todavía modificación de la estructura cristalina que continua siendo la propia de un tectosilicato. Pero si el proceso continua el edificio cristalino se desmorona dando un nuevo producto, un filosilicato tipo caolinita.



En esta reacción el aluminio pasa de coordinación 4 a coordinación 6. Es la llamada "reacción de alteración media de la ortosa".

La hidrólisis puede continuar, llegándose a una alteración completa de la ortosa con formación de gibbsita como producto final :



En cuanto a la alterabilidad de los feldespatos plagioclásicos, o calcosódicos, las variedades más sódicas son más estables que las cálcicas.

Entre sus productos de alteración más frecuentes destacan montmorillonita, escapolita y zeolitas.

Los feldespatos muestran una variada gama de procesos peculiares de alteración, así como de productos resultantes. A continuación se describen brevemente los más característicos :

Caolinización : alteración por lavado de los elementos alcalinos con formación de caolinita y en ocasiones de otros minerales arcillosos ( halloysita, montmorillonita, ...).

Damouritización : formación de hidromicas tipo damourita y sericita. En la formación de sericita juega un papel importante la temperatura , que debe ser superior a los 100° C.

Albitización : proceso por el cual la plagioclasa cálcica se transforma en albita + calcita.

Si la hidrólisis de los feldespatos es causada por aguas que a su vez - llevan otros elementos químicos en disolución, éstos pueden combinarse con los silicatos aluminicos de neoformación, dando lugar a minerales tales como : clorita, epidota, ... El proceso de : sausrización es de este tipo. Suele darse en los gabros, cuya plagioclasa aparece - alterada con formación de un agregado de diversos minerales turbios, finos y compactos : zoisita (epidota), albita, cuarzo, actinota, calcita..

Micas. - Entre las variedades micáceas que pueden presentarse en los granitos las micas negras son las que más facilmente se alteran, debido, en parte a la presencia de cationes Fe y Mg y en parte a que en las rocas graníticas acostumbran a presentarse en cristales de considerable desarrollo, ofreciendo una gran superficie al ataque químico.

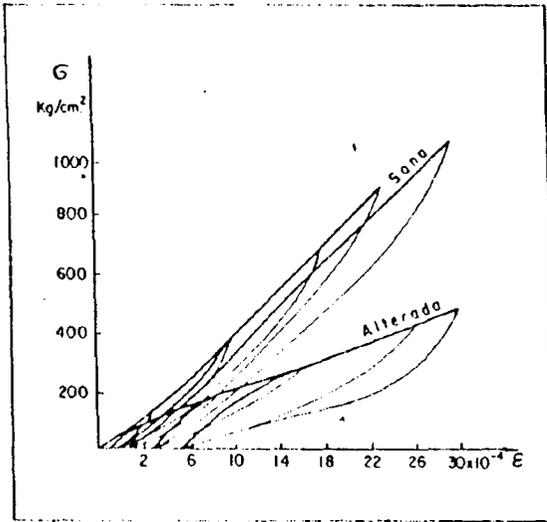


Fig. 39A.- Ciclos de carga-descarga en monzonitas frescas y alteradas (Iliev, 1966).

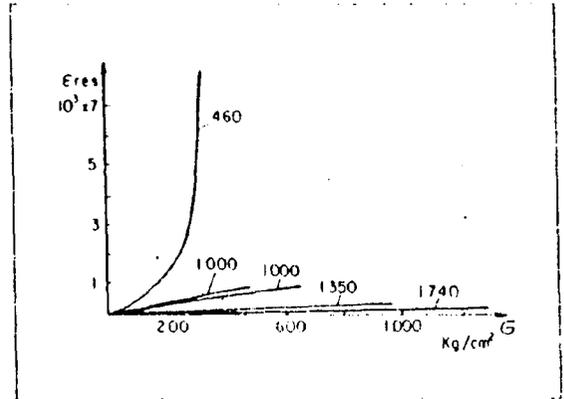


Fig. 39B - Relación entre el esfuerzo normal y la deformación residual lineal  $\bar{\epsilon}$ - $\epsilon$ , para monzonitas con diversos grados de meteorización. Los números expresan la resistencia a la compresión en  $Kg/cm^2$ . (Iliev, 1966).

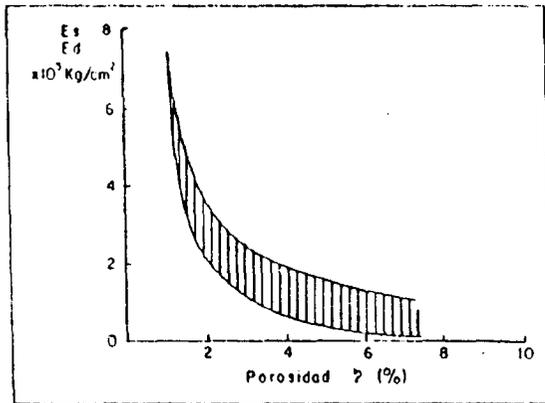


Fig. 39C.- Campo de variación de las relaciones entre módulos dinámicos y estáticos de Young, en rocas graníticas con alteración variable, respecto a sus porosidades. (Onodera, et al. 1974).

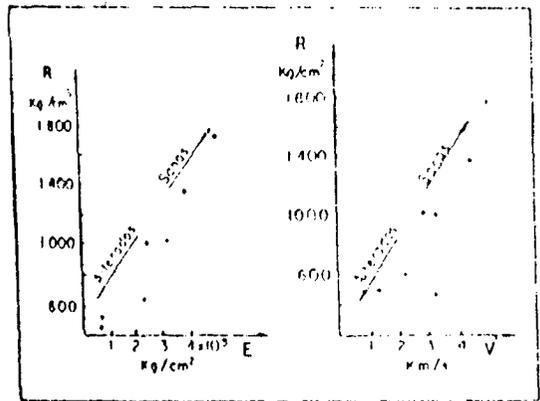


Fig. 39D.- Relaciones entre diversos parámetros geométricos en función del grado de alteración. (Iliev, 1966).

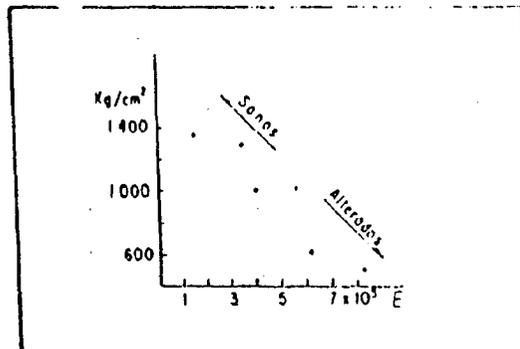
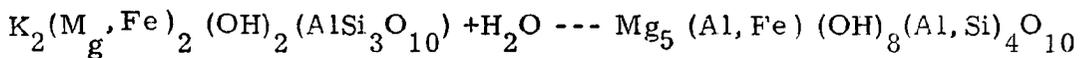


Fig. 39E.- Resistencia a la compresión y deformación previa a la rotura en función del grado de alteración. (Iliev, 1966).

La alteración más inmediata consiste en la pérdida de color. Así p. ej. bajo la acción del agua atmosférica la biotita puede perder fácilmente - los elementos ferromagnésicos adquiriendo tonalidades que van desde el amarillo al gris claro.

También en un estadio temprano de su alteración la biotita elimina titanio el cual pasa a formar rutilo en granos finos o gruesos. La distribución de estos granos es a veces tan uniforme que puede usarse para indicar la magnitud de los granos primarios de biotita.

La biotita sometida a un proceso de hidratación se transforma parcialmente a clorita. Este proceso de cloritización es extraordinariamente frecuente en rocas graníticas.



Dicho proceso va acompañado de una liberación de K y de Fe (hematites o magnetita).

La alteración de la biotita por soluciones hidrotermales a temperaturas y presiones moderadas da como productos de alteración : biotita verde, clorita, moscovita y sericita, illita, caolinita, así como otros minerales arcillosos, calcita, epidota-zoisita, leuxoxenos y rutilo, pirita y otros sulfuros.

Si la alteración es por meteorización los productos resultantes pueden ser motmorillonita o vermiculita.

En cuanto a la moscovita, o mica blanca, puede alterarse a hidromoscovita ( illita ).

#### 4.2. Variación de las propiedades geomecánicas.

Los procesos de alteración que hemos venido describiendo degradan las propiedades geomecánicas del material rocoso, lo cual ha sido estudiado por numerosos autores dada la importancia tanto teórica como aplicada del fenómeno.

Así, Iliev (1966) tomó como referencia para estos estudios un macizo de rocas tipo monzonita (variedad de sienita con alto porcentaje de plagioclasa), que mostraba diversos grados de alteración. El efecto más inmediato que pudo reconocerse es la disminución de los módulos de deformación y elasticidad con la meteorización, así en los primeros la disminución era de  $4,3 \times 10^5$  a  $0,38 \times 10^5$  Kg/cm<sup>2</sup> y en los segundos de  $5 \times 10^5$  a  $0,64 \times 10^5$  Kg/cm<sup>2</sup>. Fig. 39A.

En el caso de rocas frescas, hasta  $\sigma = 1.300$  Kg/cm<sup>2</sup>, la curva esfuerzo-deformación era casi lineal con pendiente máxima y deformación residual mínima, Fig. 39A. En muestras con grados de meteorización moderados se reduce la pendiente y se incrementa la deformación plástica. Estos aspectos se intensifican en mayor grado en las más meteorizadas.

Las rocas con máxima meteorización, al someterlas a carga, producían principalmente deformaciones irreversibles, siendo insignificantes las de tipo elástico. En estos casos el comportamiento se asemejaba más al de masas plásticas lo cual se atribuía a la destrucción del feldespato -K y a su transformación en arcilla.

El estudio de las deformaciones residuales en rocas cristalinas granudas una vez que han sido sometidas a carga, Iliev (1966), resultó muy ilustrativo, observándose que aumentaban muy rápidamente en las más intensamente meteorizadas. La relación  $\epsilon_{res}/\sigma$  es curvilínea en las muy alteradas y se hace lineal ya en las moderadamente alteradas. Fig. 39B

En cuanto al grado de desmoronamiento sufrido por la textura de una roca granítica, a lo largo de su proceso de alteración, puede también evaluarse a través de su dureza Shore, esta viene condicionada por la dureza de los minerales constituyentes y por su cohesión, pero en el caso que muestre variaciones no atribuibles a alteraciones en los minerales petrográficos únicamente deberá imputarse a la cohesión intergranular, Onodera et al. (1974).

Se ha reconocido que dicha dureza desciende cuando la roca muestra mayor densidad de microfisuración interna, y también que la pérdida de cohesión ejerce una gran influencia sobre el módulo dinámico de Young ( $E_d$ ), sobre el estático ( $E_s$ ) y sobre otras propiedades elásticas. Fig. 39C.

También han podido constatarse relaciones muy íntimas entre otras propiedades geomecánicas en rocas con diferentes grados de meteorización. Así entre densidad y volumen de poros, densidad y velocidad de ondas, o entre esta y la porosidad, existen en ocasiones, relaciones lineales. A su vez se observa una marcada dependencia entre la resistencia a la rotura por compresión, el módulo de elasticidad y la velocidad de propagación de ondas, Fig. 39D.

Por otra parte las rocas no alteradas alcanzan la rotura final a elevados esfuerzos y con mínimas deformaciones ( inmediatamente antes de la rotura ). Sin embargo las meteorizadas muestran considerable deformación antes de la rotura, aún cuando esta se produzca a bajos niveles de carga. Fig. 39E.

A partir de este tipo de estudios se ha llegado a deducir que no todas las propiedades geomecánicas varían del mismo modo con la meteorización, y que puede establecerse una cierta jerarquización de acuerdo con su grado de variabilidad. Entre las de variabilidad superior al 200%, destacan : volumen de poros, velocidad de propagación de ondas, módulos

de elasticidad y deformación y resistencia a la compresión. En las moderadamente variables se incluyen : densidad y módulo de Poisson.

Como índice de meteorización habitualmente se toma :

$$K = \frac{V_{PI} - V_{PA}}{V_{PI}}$$

Donde :

$V_{PI}$  = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en la roca intacta.

$V_{PA}$  = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en la roca alterada.

En función de este coeficiente Iliev (1966) propone la siguiente clasificación para rocas meteorizadas :

Grado de meteorización	Velocidad de propagacion $V_{PI}$ ( m/seg)	Coefficiente de meteorización K
NULO	5.000	0
LIGERO	5.000-4.000	0 - 0,2
MODERADO	4.000-3.000	0,2 - 0,4
INTENSO	3.000-2.000	0,4 - 0,6
MUY INTENSO	2.000	0,6 - 1,0

#### 4.3. Metodología seguida.

De las muestras ensayadas con la prensa Franklin, arbitrariamente, se han seleccionado 29 fragmentos producidos en la rotura con los que se han confeccionado otras tantas láminas delgadas para ser analizadas con el microscopio de luz polarizada. Se ha realizado de cada muestra un informe detallado en el que figura el resultado del reconocimiento visual, el estudio microscópico, estado de fisuración y alteración y la clasificación mineralógica de la muestra.

Las proporciones mineralógicas se han obtenido mediante la técnica de medir 3.000 puntos para cada preparación.

Se ha estudiado con detalle la textura de cada muestra y las discontinuidades de la matriz, ya que son parámetros que inciden notablemente en las propiedades mecánicas de las rocas estudiadas. Las discontinuidades de la matriz se presentan bajo la forma de poros, fisuras, vacuolas etc.

La unión de estos factores nos permitirá obtener una estimación de la calidad de la roca que será clasificada de acuerdo a los siguientes criterios :

GRUPO	INDICE DE CALIDAD	CARACTERISTICAS	
		De alteración	De porosidad
1	Muy bueno	Sin alteraciones	< 1%
2	Bueno	Alteraciones débiles	1-3%
3	Mediano	Principio de alteraciones claras	3-6%
4	Mediocre	Alteraciones fuertes	6-14%
5	Muy malo	Alteraciones muy fuertes	>14%

#### 4.4. Resultados del estudio petrográfico.

En el anexo no. 3 se incluyen las 29 fichas con los resultados obtenidos en los análisis petrográficos que, de acuerdo con los criterios expresados en el apartado anterior, se han clasificado en grupos homogéneos - que resultan ser los grupos, 2<sup>o</sup>, 3<sup>o</sup> y 4<sup>o</sup> ya que no hay, entre las muestras estudiadas, ninguna que tenga las excelentes calidades requeridas para el grupo 1<sup>o</sup>, ni las pésimas del grupo 5<sup>o</sup>.

En nuestro caso los distintos grupos están caracterizados por :

Grupo 2<sup>o</sup> : Pertenecen a este grupo las muestras S2-20, S2-33, S2-34, S3-10, S3-23, S4-7, S4-10, S4-12, S4-15, S4-17, S4-27 y S4-28.

Se caracterizan por presentar un índice de calidad BUENO, presentando alteraciones débiles en sus componentes minerales y escasas microfrazas.

Existen dos tipos fundamentales asociados en este grupo, el 1<sup>o</sup> corresponde a Granitos Adamellíticos biotíticos similares a los descritos anteriormente, pero con escasa alteración y ausencia de microfrazas abiertas.

El 2<sup>o</sup> corresponde a Granitos o más bien Microgranitos alcalinos microfrazados, los cuales presentan un tamaño de grano más fino que los anteriores ( tamaño medio comprendido entre 0,40 y 0,70 mm). Su textura se caracteriza por presentar numerosos entrecrecimientos microfrazados, de tipo microfrazado o microfrazado, que representan - entrecrecimientos de cuarzo vermicular en Feldespatos potásicos ó -- Plagioclasas.

Dicha textura y el tamaño de grano, dan un mayor empaquetamiento a

los minerales, unido esto a la ausencia de discontinuidades en la matriz, nos dan posiblemente las rocas con mejor Indice de calidad.

El porcentaje de los minerales componentes en estas rocas es el siguiente :

- Cuarzo	=	37%
- Feldespato Potásico	=	48%
- Plagioclasa	=	12%
- Biotita	=	3%
- Accesorios	=	< 0,50%

En la fotografía no. 40 se puede ver el estado de la muestra S3-10 con escasas alteraciones y ausencia de fisuras, y en la fotografía no. 41 la textura micrográfica de la muestra S-4 27.

Grupo 3<sup>o</sup> : Pertenecen a este grupo las muestras S2-8, S2-17, S2-18, S3-1, S3-17, S4-8, S4-9, S4-13, S4-14 y S4-20.

Estas muestras presentan un grado de fisuración moderado, pero la alteración es muy importante.

Corresponden a granitos adamelíticos biotíticos que están constituidos por porcentajes de minerales idénticos a los del grupo anterior.

En la fotografía no. 42 se observa el estado de alteración de las plagioclasas de la muestra S2-17, mientras que la fotografía no. 43 ofrece una vista de la muestra S3-1 con escasas alteraciones pero con microfracturas abiertas.

Grupo 4<sup>o</sup> : Pertenecen a este grupo las muestras S2-1, S2-7, S3-18, S3-19, S3-20, S3-21 y S3-22.

Las características petrográficas de estas muestras indican fisuras - abundantes con alteraciones marcadas que afectan sobre todo a Plagioclasas en forma de productos secicitico arcillosos y sansurita ( mezcla de sericita + Epidota ) y a las Biotitas, las cuales presentan claritizaciones con segregación de óxidos de hierro, esfera y rutilo en este proceso.

En general son Granitos Adamelliticos Biotiticos, que se caracterizan por presentar proporciones similares de Feldespato potásico y de Plagioclasas.

Su tamaño de grano varía entre 2 mm. a 2,60 mm (tamaño de grano medio), pero existen además megacristales de Plagioclasa o Feldespato - potásico que llegan a alcanzar los 30 mm.

El porcentaje de los minerales obtenidos en estas rocas por medio del contador de puntos, ha sido el siguiente :

- Cuarzo	=	35%
- Feldespato K	=	28%
- Plagioclasa	=	29%
- Biotita + Clorita	=	8%
- Accesorios	=	<0,5%

En la fotograffa no. 44 se observa el fuerte estado de fracturación de la matriz de cuarzo de la muestra S2-1 y en la fotograffa no. 45 se ofrece una vista de las profundas alteraciones que afectan a la biotita y plagioclasas de la muestra S3-21.

#### 4.5. Correlación con la resistencia a compresión.

Una vez clasificadas las muestras estudiadas petrográficamente, hemos buscado para cada una de ellas el valor a la resistencia a compresión -

determinado mediante el ensayo de rotura bajo carga puntual. Los resultados para cada grupo con sus características son los siguientes :

2<sup>o</sup> Grupo. Porosidad 1 - 3%

MUESTRA	SITUACION	RESISTENCIA A COMPRESION - SIMPLE (MPa)
S2 - 20	Sondeo 2 a 9,60 m.	212,05
S2 - 33	Sondeo 2 a 12,50 m.	214,85
S2 - 34	Sondeo 2 a 12,80 m.	218,53
S3 - 10	Sondeo 3 a 9,30 m.	267,31
S3 - 23	Sondeo 3 a 14,80 m.	232,74
S4 - 7	Sondeo 4 a 10,20 m.	184,25
S4 - 10	Sondeo 4 a 11,20 m.	208,52
S4 - 12	Sondeo 4 a 12,00 m.	216,39
S4 - 15	Sondeo 4 a 12,50 m.	248,95
S4 - 17	Sondeo 4 a 12,70 m.	234,89
S4 - 27	Sondeo 4 a 16,50 m.	260,25
S4 - 28	Sondeo 4 a 16,60 m.	263,28

Resistencia media a compresión simple  $\bar{\sigma}_{c2} = 230,17 \text{ MPa}$

Desviación típica  $\sigma_2 = 24,54$

Coeficiente de variación  $\frac{\sigma_2}{\bar{\sigma}_{c2}} \times 100 = 10,66\%$

MUESTRA	SITUACION	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE ( MPa)
S2 - 8	Sondeo 2 a 6,60 m.	139,81
S2 - 17	Sondeo 2 a 8,70 m.	132,37
S2 - 18	Sondeo 2 a 8,90 m.	156,58
S3 - 1	Sondeo 3 a 7,10 m.	160,74
S3 - 17	Sondeo 3 a 12,00 m.	146,44
S4 - 8	Sondeo 4 a 10,70 m.	155,44
S4 - 9	Sondeo 4 a 10,90 m.	156,34
S4 - 13	Sondeo 4 a 12,20 m.	158,71
S4 - 14	Sondeo 4 a 12,40 m.	156,78
S4 - 20	Sondeo 4 a 15,30 m.	152,46

Resistencia media a compresión simple  $\overline{\sigma}_3 = 151,57 \text{ MPa}$

Desviación típica  $\sigma_3 = 8,71$

Coefficiente de variación  $\frac{\sigma_3}{\overline{\sigma}_3} \times 100 = 5,75\%$

4<sup>o</sup> Grupo. Porosidad 6 - 14%

---

MUESTRA	SITUACION	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (MP <sub>a</sub> )
S2 - 1	Sondeo 2 a 5,60 m.	43,17
S2 - 7	Sondeo 2 a 6,60 m.	120,53
S3 - 18	Sondeo 3 a 12,30 m.	112,36
S3 - 19	Sondeo 3 a 12,80 m.	111,03
S3 - 20	Sondeo 3 a 13,00 m.	86,87
S3 - 21	Sondeo 3 a 13,70 m.	78,62
S3 - 22	Sondeo 3 a 14,10 m.	103,75

Resistencia media a compresión simple  $\bar{\sigma}_{c4} = 93,76$  MPa

Desviación típica  $\sigma_4 = 24,77$

Coefficiente de variación  $\frac{\sigma_4}{\bar{\sigma}_{c4}} \times 100 = 26,42\%$

El coeficiente de variación encontrado para el grupo 4<sup>o</sup> es excesivamente alto lo cual se debe a la muestra S2 - 1 que presenta unas características claramente inferiores a las del grupo 1, por ello es más lógico separar la muestra S2 - 1 considerándola dentro del grupo 5<sup>o</sup>, con lo cual queda para el grupo 4<sup>o</sup>:

Resistencia media a compresión simple  $\bar{\sigma}_{c4} = 102,19$  MPa

Desviación típica  $\sigma_4 = 14,78$

Coefficiente de variación  $\frac{\sigma_4}{\bar{\sigma}_{c4}} \times 100 = 14,46\%$

De acuerdo con lo anterior podemos definir las características de tres grupos de granitos de acuerdo a las siguientes características :

GRUPO	RESISTENCIA MEDIA A COMPRESION ( MPa )	POROSIDAD MEDIA
2 <sup>o</sup>	230,17	2%
3 <sup>o</sup>	151,57	4,5%
4 <sup>o</sup>	102,19	10%

A partir de estos datos hemos realizado la representación gráfica que se muestra en la figura no. 40. Por otro lado hemos realizado un ajuste con una curva exponencial del tipo

$$Y = A \cdot e^{BX}$$

siendo

A y B = parámetros

y = porosidad de la muestra en%

X = resistencia a compresión simple en MPa

Los resultados obtenidos permiten adjuntar estos datos mediante la ecuación :

$$Y = 32,952 \cdot e^{-0,0123 \cdot x}$$

con un coeficiente de correlación  $r = 0,992$

Para la muestra S2-1 que tiene una resistencia a compresión simple de 43,17 MPa resulta una porosidad estimada del 19,38% que está de acuerdo

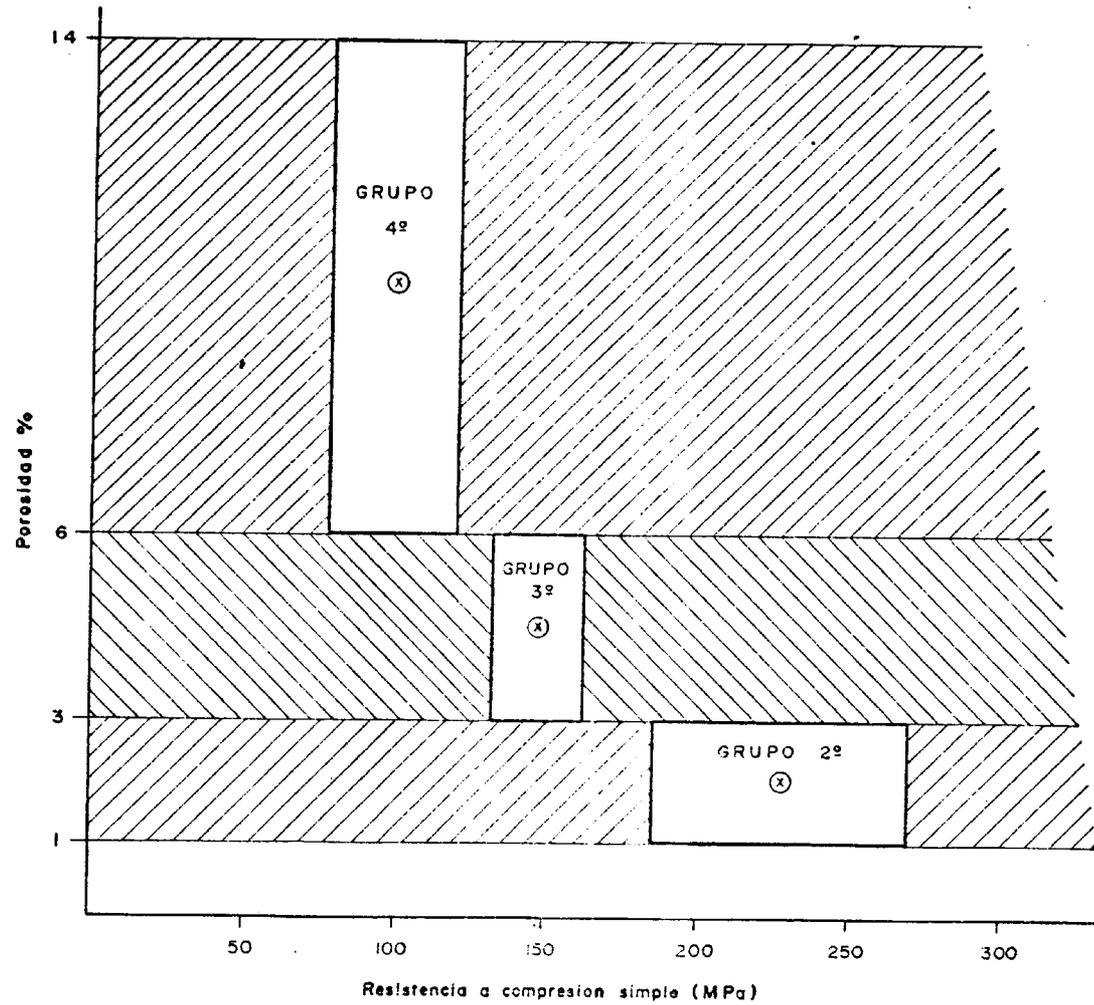


Fig. N° 40 CORRELACION ENTRE POROSIDAD Y RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE

con sus características mecánicas y petrográficas.

Notese que para el granito totalmente alterado y convertido en arena -  $x = 0$ , cabría esperar una porosidad del 32,95% que también está de -- acuerdo con la experiencia.

Para el granito más resistente que hemos encontrado  $\sigma_c = 267,31$  MPa que corresponde a la muestra S3-10, la porosidad estimada sería del 1,23% que también es razonable.

## 5. ESTUDIO GEOFISICO

Dado que este proyecto de investigación está orientado hacia la determinación de las características geomecánicas de un macizo granítico con vistas a un posterior estudio de la transmisión de vibraciones, no puede faltar una caracterización geomecánica por medios geofísicos que se basa precisamente en la transmisión de ondas elásticas.

En los resúmenes de la conferencia celebrada en Nueva Orleans por la Asociación Americana de Ingenieros Civiles en el año 1975, sobre el diseño de centrales nucleares, se nota un grado bastante alto de escepticismo en relación con la exactitud con que se puede determinar las propiedades dinámicas de los suelos mediante técnicas "in situ". Concretamente, H. B. Seed de la Universidad de Berkeley comenta el caso de tres proyectos en Estados Unidos en los que las diferencias entre los valores de la velocidad de propagación de las ondas en el terreno estimados por diferentes organizaciones, todas ellas consideradas muy competentes, oscilaban entre el 50 y el 100 por cien, lo que suponía, al ser los módulos dinámicos proporcionales al cuadrado de las velocidades, tener que multiplicar o dividir por cuatro, en algunos casos, el valor de los módulos para poner de acuerdo las estimaciones realizadas por distintos equipos de trabajo. En este mismo sentido se pronuncia ----

BALLARD ( 1976 ) del Waterways Experiment Station de Vicksburg, -- cuando comparando los resultados obtenidos en un mismo emplazamiento de California por dos organizaciones diferentes halló discrepancias en los valores de propagación de las ondas transversales del orden del 100 por cien y superiores.

Sin embargo, solamente dos años más tarde, en la conferencia sobre - "Métodos Dinámicos Aplicados al Estudio de los Suelos y las Rocas" celebrada en Karlsruhe, STOKOE (1978) de la Universidad de Texas afirma - que, correctamente realizados, los ensayos in situ para la determinación de la velocidad de propagación de las ondas transversales constituyen uno de los métodos más exactos de que se dispone actualmente para estimar las propiedades inalteradas de los suelos. Esto significa que en un periodo muy corto de tiempo se ha realizado en todo el mundo un gran esfuerzo para tratar de identificar y acotar las posibles causas de error que motivaban el que existiese hasta hace muy poco un alto grado de incertidumbre en la determinación de las propiedades dinámicas de los - suelos en su estado natural.

El objetivo de estos ensayos estriba en determinar las velocidades de - propagación de las ondas longitudinales y tangenciales para determinar con ellas, a partir de las fórmulas incluidas en el apartado 3.2.3.2. , las características elásticas del terreno.

Estas técnicas proporcionan valores de la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas solamente para niveles bajos de deformación, normalmente inferiores a  $10^{-4}$  por ciento, con lo que, para estimar los parámetros dinámicos del terreno a nivel de excitación sísmica de proyecto, es necesario extrapolar los valores obtenidos por estos procedimientos utilizando los datos de laboratorio proporcionados por la columna - resonante y el triaxial dinámico o recurrir a diferentes leyes empíricas.

### 5.1. Metodología empleada.

Se han empleado las técnicas de "CROSS-HOLE" y "DOWN-HOLE", que se apoyan en la realización de sondeos para determinar las características dinámicas de los macizos estudiados.

#### 5.1.1. Ensayo de "DOWN-HOLE".

En ensayo "down-hole", figura 41a, está enfocado fundamentalmente a detectar la velocidad de propagación de las ondas tangenciales S (vibración de las partículas en la dirección horizontal) en su trayectoria vertical a través de una masa de roca. El interés de este ensayo radica en que éste es, precisamente, el camino según el cual se supone que se transmiten las ondas en el análisis de las transmisiones de vibraciones generadas por vibraciones.

En ensayo consiste en generar ondas tangenciales mediante una fuente de energía reversible que produzca un efecto de cizalla horizontal en la superficie del terreno y en registrar la llegada del impacto a lo largo de un sondeo próximo al foco emisor situado entre 6 y 9 m.

En cada ensayo, dado que se utiliza un geofono tridimensional, pueden detectarse la llegada de ondas P o S. Para ello con el geofono en una posición fija se cambia la fuente de impulsos que para generar ondas P consiste en dar un mazazo sobre una tabla apoyada en el terreno, tal como ilustra la fotografía no. 46, en el caso de que se quieran generar ondas S se golpea el terreno transversalmente en una calicata de dimensiones 0,25 x 1,0 x 0,3 m. conforme se muestra en la fotografía no. 47. Los impactos transversales se realizan en dos sentidos opuestos para poder dictaminar mejor la llegada de las ondas transversales aprovechando su cambio de sentido al cambiar la orientación del impacto en  $180^{\circ}$ .

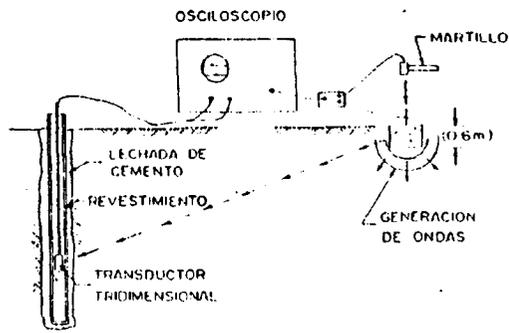


Fig. - Método "Down-Hole". (STOKOE y HOAR, 1978).

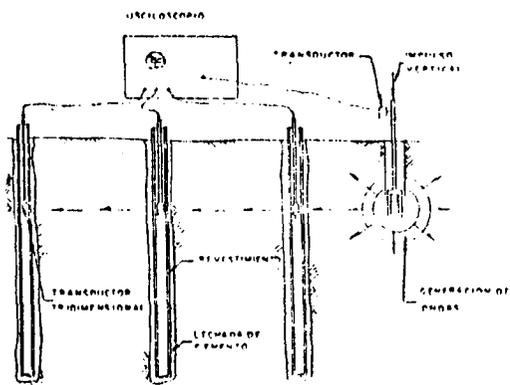


Fig. - Método "Cross-Hole" (STOKOE y HOAR, 1978).

**Fig. N°41 ESQUEMA DE ENSAYOS GEOFISICOS**

En ambos casos se sitúa un geofono en las inmediaciones del punto de impacto que es el que da el tiempo cero.

Para facilitar la lectura del geofono, este debe estar en íntimo contacto con el terreno para lo cual, conforme indica la fotografía no. 48, se recurre a entubar el sondeo con tubo de PVC rellenando el espacio anular con lechada de cemento.

En el caso de que se quiera detectar la llegada de ondas P se trabaja con la mínima ganancia compatible con el ruido ambiente, normalmente entre 0 - 30, mientras que en el caso de ondas S, que siempre están perturbadas con alguna onda P, se recurre a emplear ganancias elevadas - comprendidas habitualmente entre 30 y 100.

#### 5.1.2. Ensayo de "CROSS-HOLE".

En el ensayo "down-hole" se pueden determinar las características del terreno comprendido entre el punto de impacto, que es fijo, y las sucesivas posiciones del geofono en el interior del taladro.

En el caso del "cross-hole" se pretende determinar las características dinámicas del terreno a diversos niveles, para lo cual tanto el geofono como el lugar de impacto deben variar en cada caso.

Para conseguir esto se utilizan dos o tres sondeos próximos a otro en el que se aloja la fuente de energía que se desplaza a medida que progresa el sondeo. La figura 41b muestra un esquema de la realización práctica del CROSS-HOLE.

En nuestro caso se han empleado dos sondeos, situados a 8 m. de distancia entre sí, en uno de los cuales se alojaba el geofono tridimensional y en el otro la fuente de energía.

La fuente de energía estaba constituida por el mismo varillaje de perforación al que, como muestra la fotografía no. 49, se le incorporaba un geofono para registrar el tiempo de impacto. La energía se suministraba mediante un mazazo aplicado en el extremo del varillaje conforme ilustra la fotografía no. 50.

La posición del punto de impacto en el interior del sondeo se varía rellorando este con arena que posteriormente se compacta.

En este caso no es posible variar la orientación del impulso, por lo que solo se hace un registro para ondas S y otro para P, fijando en ambos casos con las ganancias de los registros para discriminar las ondas deseadas.

### 5.1.3. Equipo de registro.

Como unidades de detección de impulsos se han empleado geofonos GEOS PACE HS - JLP - 30 de las siguientes características :

Frecuencia propia ,..... 7,5 H<sub>Z</sub>

Resistencia interna,..... 3 Ω

Respuesta de frecuencias,..... 7 - 500 H<sub>Z</sub>

Las señales de los geofonos pasan a un equipo de amplificación, acondicionado y registro ABEM TRIO SX-24. El sistema de registro es mediante galvanómetros de espejo y rayos ultravioleta que inciden sobre un papel sensible.

El equipo funciona con una batería y se aloja sin ningún problema en el interior de un automovil conforme se muestra en la fotografía no. 51.

## 5.2. Trabajos realizados.

Se han realizado cuatro ensayos de DOWN-HOLE, empleando los sondeos 1, 2, 3 y 4 y uno de CROSS-HOLE, utilizando los sondeos 1 y 6. Los resultados de estos trabajos están incluidos en el anexo no. 4.

### 5.2.1. Calibrado del sistema de registro.

En el laboratorio Jose M<sup>a</sup> Madariaga, se efectuó el 1 de Octubre el calibrado del equipo de registro inyectando una frecuencia patron de 200 H<sub>Z</sub>.

Antes de salir al campo el equipo era comprobado para asegurar su perfecto funcionamiento, en particular la puesta en fase de cada uno de los canales de registro.

La interpretación de los tiempos de llegada de ondas longitudinales y transversales registrados, se corrigen para que presenten trayectorias verticales. Los parámetros que se utilizan para efectuar estas correcciones son :

- a) Profundidad de geófono
- b) Profundidad de punto de disparo (si existe)
- c) Distancia entre punto de disparo y sondeo.

Una vez corregidos todos los tiempos, se llevan a un gráfico (tiempo-profundidad de geófono), obteniéndose así, una serie de puntos, a los que se ajustan segmentos rectilíneos. La inversa de la pendiente de estos segmentos es la velocidad media de las ondas longitudinales y transversales, en el tramo comprendido entre los extremos del segmento.

En el ensayo de CROSS-HOLE, es necesario calibrar el varillaje para establecer los tiempos de respuesta para diversas longitudes de varillaje. Para ello, tal como indica la foto no. 52, se colocan geófonos a lo largo del varillaje que se va a emplear para determinar la velocidad de transmisión.

#### 5.2.2. Ensayos de DOWN-HOLE.

Se han realizado cuatro ensayos de DOWN-HOLE sobre los sondeos 1, 2, 3 y 4, auscultando una profundidad media de 11 m. En cada metro se ha hecho una estación con cuatro registros: uno para determinar las llegadas "P", dos para las "S" y una de comprobación. Se han hecho en total:

$$4 \text{ sondeos} \times 11 \frac{\text{metros}}{\text{sondeo}} \times 4 \frac{\text{registros}}{\text{metro}} = 176 \text{ registros.}$$

Las direcciones de disparo han sido en los sondeos 1, 2, 3 y 4 la N70° E, mientras que en el sondeo 3' se ha disparado en la dirección N 140° E.

Los resultados se han recogido en impresos como el incluido en el anexo no. 4., donde también se encuentran, como muestra los registros obtenidos en el sondeo no. 4 a 5 m. de profundidad.

La fotografía no. 53 muestra uno de los registros obtenidos.

#### 5.2.3. Ensayos de CROSS-HOLE.

Se ha realizado un ensayo de CROSS-HOLE empleando para ello los sondeos 1 y 6, auscultándolos a una profundidad de 10 m. En cada metro se ha hecho una estación con tres registros: uno para determinar las llegadas "P", otro para las "S" y una tercera de comprobación.

En total se han hecho :

$$1 \text{ sondeo} \times 10 \frac{\text{metros}}{\text{sondeo}} \times 3 \frac{\text{registros}}{\text{metro}} = 30 \text{ registros.}$$

La dirección de disparo ha sido la E-W.

Los resultados se han recogido en impresos como el incluido en el anexo no. 4, donde también se encuentran, como muestra, los registros correspondientes a la profundidad de 5 m.

### 5.3. Resultados de los ensayos geofísicos.

Vamos a analizar los resultados de los trabajos geofísicos realizados - agrupándolos según la naturaleza de éstos.

#### 5.3.1. Resultados de DOWN-HOLE.

El resultado de los ensayos de DOWN-HOLE, se muestra en los cuadros contenidos en el anexo no. 4, que se han resumido en los cuadros de las figuras nos. 42, 43, 44, 45, y 46.

Como resumen de los resultados obtenidos podemos señalar que existen dos zonas de terreno claramente diferenciadas.

La más superficial tiene las siguientes características :

Profundidad (m.)	$V_l$ (m/sg.)	$V_s$ (m/sg.)	$f_s$ (Hz)	$\lambda_s$ (m)	$\rho$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$E_d$ (Kg./cm <sup>2</sup> )
1	555	330	60	5'5	2.594	7.141,28
2	555	330	76	4'34	2.594	7.141,28
3	555	330	76	4'34	2.594	7.141,28
4	2.630	1.330	100	13'30	2.594	114.244,95
5	2.630	1.330	142	9'36	2.594	114.244,95
6	2.630	1.330	117	11'36	2.594	114.244,95
7	2.630	1.330	133	10	2.594	114.244,95
8	2.630	1.330	181*	7'34	2.594	114.244,95
9	2.630	1.330	125	10'64	2.594	114.244,95
10	2.630	1.330	153*	8'69	2.594	114.244,95

Media  $f_s$  (metro 1-3) = 70,6 Hz  $\rightarrow \lambda/2 = 2,3$

Media  $f$  (metro 4-10) = 134 Hz  $\rightarrow \lambda/2 = 5$

Fig. N° 42 RESULTADOS DOWN - HOLE SONDEO N° 1

Profundidad (m)	$V_l$ (m/sg.)	$V_s$ (m/sg.)	$f_s$ (Hz)	$\lambda_s$ (m)	$\rho$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\lambda_s/2$	Ed (Kg./cm <sup>2</sup> )
1	882	425	77	5,5	2.594	2,75	12.907,74
2	882	425	105	4,0	2.594	2,0	12.907,74
3	882	425	100	4,2	2.594	2,1	12.907,74
4	882	425	100	4,2	2.594	2,1	12.907,74
5	882	425	111	3,8	2.594	1,9	12.907,74
6	882	425	105	4,0	2.594	2,0	12.907,74
7	3.333	943	125	7,5	2.594	3,75	68.258,51
8	3.333	943	83	11,3	2.594	5,65	68.258,51
9	3.333	943	82	11,5	2.594	5,75	68.258,51
10	3.333	943	100	9,4	2.594	4,7	68.258,51
11	3.333	943	105	8,9	2.594	4,45	68.258,51
12	3.333	943	166	15,7	2.594	7,85	68.258,51
13	3.333	943	166	5,7	2.594	2,85	68.258,51

**Fig. N° 43 RESULTADOS DOWN-HOLE SONDEO N° 2 P. DISPARO A N-70°-E**

Profundidad (m)	$V_l$ (m./seg.)	$V_s$ (m./seg.)	$f_s$ (Hz)	$\lambda_s$ (m.)	$\mu$	$\rho$ (gr./cm. <sup>3</sup> )	Ed (Kg./cm. <sup>2</sup> )
1	588	357	77	4.6	0.21	2.594	8.163,31
2	588	357	71	5.0	0.21	2.594	8.163,31
3	3.636	1.666	71*	-	0.37	2.594	201.299.59
4	3.636	1.666	83*	-	0.37	2.594	201.299,59
5	3.636	1.666	71*	-	0.37	2.594	201.299,59
6	3.636	1.666	153	10.88	0.37	2.594	201.299,59
7	3.636	1.666	166	10,0	0.37	2.594	201.299,59
8	3.636	1.666	125	13,3	0.37	2.594	201.299,59
9	3.636	1.666	166	10,0	0.37	2.594	201.299,59

Media  $f_s$  (metro 1-2) = 74 Hz  $\rightarrow \lambda/2 = 2,4$

Media  $f_s$  (metro 3-9) = 152 Hz  $\rightarrow \lambda/2 = 5,5$

Profundidad (m)	$V_l$ (m./seg.)	$V_s$ (m./seg.)	$f_s$ (Hz)	$\lambda_s$ (m.)	$\mu$	$\rho$ (gr./cm. <sup>3</sup> )	$E_d$ (Kg./cm. <sup>2</sup> )
1	500	317	42	7.5	0.17	2.594	6.223,00
2	3.333	1.176	80	14.7	0.43	2.594	104.693,84
3	3.333	1.176	71	16.5	0.43	2.594	104.693,84
4	3.333	1.176	90	13.0	0.43	2.594	104.693,84
5	3.333	1.176	83	14.1	0.43	2.594	104.693,84
6	3.333	1.176	105	11.2	0.43	2.594	104.693,84
7	3.333	1.176	133	8.8	0.43	2.594	104.693,84
8	3.333	1.176	83*	14.1	0.43	2.594	104.693,84
9	3.333	1.176	90*	13.0	0.43	2.594	104.693,84

Media  $f_s$  (metro 1) = 42 Hz —  $\lambda/2 = 3,75$

Media  $f_s$  (metro 2-9) = 92 Hz —  $\lambda/2 = 6,9$

Profundidad (m)	$V_l$ (m/sg.)	$V_s$ (m/sg.)	$f_s$ (Hz)	$\lambda_s$ (m.)	$\mu$	$\rho$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	830	500	55	9'0	0'21	2.594	16.012,76
2	830	500	90	5'55	0'21	2.594	16.012,76
3	2.200	1.360	133	10'20	0'18	2.594	16.012,76
4	2.200	1.360	100	13'6	0'18	2.594	118.475,76
5	2.200	1.360	77	17'6	0'18	2.594	118.475,76
6	2.200	1.360	111	12'2	0'18	2.594	118.475,76
7	2.200	1.360	117	11'6	0'18	2.594	118.475,76
8	2.200	1.360	117	11'6	0'18	2.594	118.475,76
9	2.200	1.360	90*	15'1	0'18	2.594	118.475,76
10	2.200	1.360	125*	10'88	0'18	2.594	118.475,76
11	2.200	1.360	111	12'2	0'18	2.594	118.475,76
12	2.200	1.360	90	15'1	0'18	2.594	118.475,76
13	2.200	1.360	111*	12'2	0'18	2.594	118.475,76
14	2.200	1.360	153	8'88	0'18	2.594	118.475,76
15	2.200	1.360	90	15'1	0'18	2.594	118.475,76
16	2.200	1.360	153	8'88	0'18	2.594	118.475,76

Media  $f_s$  (metro 1-2) = 74 Hz.  $\rightarrow \lambda/2 = 3,6$

Fig. N°46 RESULTADOS DOWN-HOLE SONDEO N°4 P. DISPARO A N-70°-E

	S1	S2	S3	S3'	S4	$\bar{X}$	$\sigma$	$\frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100$
Espesor (m)	3	6	2	1	3	3	1.67	55%
$V_t \left( \frac{m}{seg} \right)$	555	882	588	500	830	671	154	23%
$V_s \left( \frac{m}{seg} \right)$	330	425	357	317	500	386	68	17%
$f_s (H_z)$	71	100	74	42	72	72	18	25%
$\lambda_s (H_z)$	4,7	4,3	4,8	7,5	7,2	5,7	1,36	24%
$E_d (MPa)$	714	1.291	8.163	6.223	16.012	6.481	5548	85%

Del análisis de estos resultados ha de deducirse que el método empleado detecta una gran heterogeneidad en los parámetros obtenidos, los coeficientes de variación superan el 23% en casi todos los casos, y por lo tanto con las medidas realizadas los resultados medios aparecen como poco fiables. En particular la velocidad longitudinal registrada que en promedio, es de 671 m/seg., indicaría un terreno absolutamente ripable cuando la realidad es que con un D-9 han resultado inútiles los trabajos de ripado.

A continuación de este nivel existe otro de características medias definidas por las siguientes cifras :

	S1	S2	S3	S3'	S4	$\bar{X}$	$\sigma$	$\frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100$
$V_t \left( \frac{m}{seg} \right)$	2630	3333	3333	3636	2200	3026	529	17%
$V_s \left( \frac{m}{seg} \right)$	1330	943	1176	1666	1360	1295	237	18%
$f_s (H_z)$	136	118	92	119	113	115	14	12%
$\lambda_s (m)$	10,1	8,6	13,2	11	12,5	11	1,65	15%
$E_d (MPa)$	11424	6826	20130	10469	11847	12139	4369	36%

En este caso, a excepción del módulo de elasticidad, los resultados medios son más fiables y podría aceptarse la hipótesis de un macizo homogéneo con las características medias antes indicadas.

Podemos utilizar el valor de  $V_l$  aquí determinado junto con el valor determinado en laboratorio  $V_{ll}$  para correlacionarlos con el RQD, pues según COON y MERRIT se cumple que

$$100 \times \left( \frac{V_l}{V_{ll}} \right)^2 = \text{RQD}$$

Según dijimos en el apartado 3.2.3.1. el valor de  $V_{ll}$  es

$$V_{ll} = 4.979 \frac{\text{m}}{\text{seg.}}, \text{ es decir que}$$

$$\text{RQD} = \left( \frac{3.026}{4.979} \right)^2 \times 100 = 37$$

Este valor es realmente bajo, pues en el apartado 2.2.5. se estimó a partir de la geología de campo que el RQD debe estar comprendido entre 55,6 y 82. Por otro lado en el apartado 3.2.1. determinamos, a partir de los sondeos realizados, que para el granito muy fracturado el RQD medio valía 59,6.

Así pues hay que concluir que a pesar de que los resultados de DOWN-HOLE son más homogéneos para el granito muy fracturado, a partir de 3 m. de profundidad, que para la capa más superficial los resultados que proporciona este método son muy pesimistas.

### 5.3.2. Resultados de CROSS - HOLE.

Tal como se muestra en los resultados contenidos en la figura no. 47 con los resultados de CROSS-HOLE, se han podido diferenciar dos zonas, de las cuales la más superficial tiene las siguientes características :

Profundidad (m)	Vl (m./sg.)	V <sub>s</sub> (m./sg.)	f <sub>s</sub> (Hz)	λ <sub>s</sub> (m)	ρ (gr./cm <sup>3</sup> )	Ed (Kg./cm <sup>2</sup> )
0	888	533	100	5,33	2.594	18.347
0,50	839	409	125	3,2	2.594	11.867
2	938	444	100	4,4	2.594	14.088
3	1.139	380	71	5,3	2.594	10.931
4	1.171	505	133	3,7	2.594	18.630
5	2.439	1.179	222	5,3	2.594	18.668
6	2.877	1.274	222	5,7	2.594	117.715
7	2.721	1.007	222	4,5	2.594	76.229
8	2.312	1.149	200	5,7	2.594	92.953
9	2.332	1.154	200	5,7	2.594	93.763
10	2.346	1.157	200	5,7	2.594	94.961

Fig. N° 47

RESULTADOS DE CROSS - HOLE

	Media	Desviación típica	Coef. de Variación
Profundidad	4 m.	-	-
$V_l \left( \frac{m}{seg} \right)$	995	134	13,5%
$V_s \left( \frac{m}{seg} \right)$	454	57	12,6%
$f_s (H_z)$	106	22	20%
$\lambda_s (m)$	4,4	0,85	19%
$E_d (MPa)$	1477,2	320	21%

Los resultados del CROSS-HOLE en esta zona tienen unas desviaciones aceptables, pero no guardan mucho parecido con los resultados medios obtenidos para el DOWN-HOLE. Concretamente cabe resaltar que los resultados del CROSS-HOLE son similares a los obtenidos para el sondeo S-2 con el DOWN-HOLE. Esto confirma, una vez más, la heterogeneidad de este nivel.

El nivel granítico muy fracturado se distingue del granito totalmente alterado, en el CROSS-HOLE, a partir de una profundidad de 4 m. que, por otra parte, concuerda bien con los resultados de los sondeos pues, según se determinó en el apartado 3.2.1., la profundidad media de la zona alterada era de 4,79 m.

Las características determinadas para el granito fracturado son :

	Media	Desviación típica	Coefficiente de variación
$V_l$ (m/seg)	2.504	217	8,6%
$V_s$ (m/seg)	1.153	78	6,8%
$f_s$ (H <sub>z</sub> )	211	11	5,2%
$\lambda_s$ ( m )	5,4	0,44	8,2%
$E_d$ (MPa )	95.71,5	12 M	12%

Estos resultados presentan unos coeficientes de variación muy favorables pero las características que resultan son bastante inferiores a los valores medios obtenidos en los DOWN-HOLE para este nivel. Por otra parte así como había buena concordancia entre el CROSS-HOLE y el DOWN-HOLE del sondeo no. 2 para el nivel superior en este caso no existe relación apreciable entre ambos grupos de valores.

### CONCLUSIONES

Para determinar los parámetros elásticos de rocas ígneas con vistas al análisis de vibraciones se ha seleccionado la zona de Colmenar Viejo - por resultar que allí existen grandes canteras en actividad y, por otra parte las adamellitas allí existentes se consideran características dentro del grupo de rocas ígneas que rodean a Madrid por la parte noroeste.

En la zona estudiada se han realizado un trabajo geológico estructural de campo, una campaña de sondeos y una caracterización geomecánica in situ y en laboratorio complementada con un estudio petrográfico y una campaña de sísmica.

El macizo estudiado puede caracterizarse por los siguientes parámetros derivados de cada estudio realizado.

Los trabajos de geología estructural han mostrado que el macizo presenta cinco familias de discontinuidades que hacen que el índice de fracturación esté comprendido entre 6-7 fracturas/m y 4-5 fracturas/m, lo cual da un RQD comprendido entre 55,6 y 82.

Los sondeos mecánicos realizados han permitido definir cuatro horizontes con las siguientes características :

TIPO DE MATERIAL	POTENCIA MEDIA	R Q D MEDIO
Tierra vegetal	0,45 m.	0
Granito descompuesto	4,79 m.	0
Granito muy fracturado	9,18 m.	59,6
Granito poco fracturado	-	89,5

Se han realizado 155 ensayos de rotura bajo carga puntual que para la matriz del granito muy fracturado han determinado una resistencia a compresión simple comprendida entre 117 y 180 MPa.

Los ensayos de propagación de ondas elásticas, realizadas en el laboratorio, han determinado para la matriz del granito una velocidad de ondas longitudinales de 4.979 m/seg. y para las ondas transversales  $V_s = 1.928$  m/seg.

Los ensayos de compresión simple en el laboratorio han permitido --

correlacionar la resistencia a compresión simple obtenida en ensayos de laboratorio ( y ) con la resistencia a compresión simple determinada por ensayos de carga puntual ( x ) mediante la expresión

$$Y = - 28,097 + 1,131 X$$

con un coeficiente de correlación  $r = 0,964$ .

Los ensayos realizados en la prensa servocontrolada del IGME, han permitido determinar un módulo de elasticidad de  $E = 54.648$  MPa y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ .

La aplicación de la clasificación de BIENIAWSKI al granito muy fracturado, da un MRM = 57 que equivale a una roca aceptable con una cohesión de 200 - 300 KPa y un ángulo de rozamiento interno comprendido entre  $25^{\circ}$  y  $35^{\circ}$ . El módulo elástico del macizo resulta ser -----  
 $E_M = 14.000$  MPa.

El estudio petrográfico ha permitido correlacionar la porosidad de la muestra (Y) con su resistencia a compresión simple a partir de los ensayos de carga puntual (X) por la expresión

$$Y = 32.952 e^{-0,0123 \cdot X}$$

con un coeficiente de correlación de  $r = 0,992$ .

El estudio geofísico no ha sido todo lo resolutivo que cabía esperar y para alcanzar resultados mejores hubiera sido necesario efectuar más ensayos. Esto es una dificultad notable ya que con los mismos medios, igualdad de sondeos realizados, la caracterización geomecánica da más información que los ensayos de DOWN-HOLE y CROSS-HOLE realizados.

Con el conjunto de datos obtenidos, el macizo estudiado ha sido perfectamente caracterizado y se han determinado por varios caminos las características elásticas de estas rocas ígneas, lo cual permite abordar con una base firme un estudio sobre propagación de vibraciones y -- cualquier otro de geotécnia que sobre esas rocas se quiere realizar.

## BIBLIOGRAFIA

1. - Aparicio Yague, A. Barrera Morate, J.L. Caraballo, J.M. Peinado Moreno, M., Findo Alcocer, J.M.  
Los materiales hercínicos graníticos del Sistema Central español.  
Memoria del IGME, T. no. 88. 1.975.
2. - Wallaces, P. Berger, A.R.  
The Geology of Donegal  
Regional Geology Series. L. V. DE SITTER (1972).
3. - Ramsay, J.G.  
Plegamiento y fracturación de rocas  
Ed. Blume (1977).
4. - Ochoa Ruiz, G.  
Las rocas plutónicas de Colmenar Viejo (Madrid)  
Boll. IGME T. XCI no. 4 1980.
5. - Raguin, E.  
Geologie du Granite  
Masson, Paris 1975.
6. - Turner, F.  
Petrología Ignea y Metamórfica  
Ed. Omega, 1963.
7. - International Society for Rock Mechanics  
Commission on standardization of laboratory and field  
Test. Suggested methods for determining the uniaxial  
compressive strength of rock materials and the Point  
load strength Index.

Committee on laboratory tests,  
Document no. 1, October 1972.

8. - BROOK, N.  
Size correction for point load testing  
Int. J. Rock Mech. Min. Vol 17 pag. 231-235 (1980)
  
9. - Reichmuth, D.R.  
Point-Load testing of brittle materials to determine tensile strength and relative brittleness.  
Proc. 9<sup>th</sup> Symp. Rock Mech Univ. of Colorado  
An. Inst. Min. Metall. Petrol. Engrs. New York 1968
  
10. - Breniawski, S. T.  
Estimating the strength of rock materials  
JL. S. Afr. Inst. Min. Metall 74, 312-320 (1974)
  
11. - SUNDAE, L.S.  
Effect. of specimen volume on apparent strength of three igneous rocks.  
US Bureau of mines RI 7846 - 1974
  
12. - PENGs, S.S.  
Shess analysis of cylindrical rock discs subjected to axial double point load  
Int. Jour. Rock Mechanics Min. Sci. 13 pg. 97-101 (1976)
  
13. - BROOK, N.  
A method of overcoming both shape and size effects in - point load testing.  
Proc. conf. Rock. Engng. Univ. of Newcastle, pg. 53-70  
Br. Geotechnical Soc. London ( April-1977 ).

14. - BROOK, N.  
The use of irregular specimens for rock strength tests.  
Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol 14, pg 193-201 (1977).
15. - BUTTIENS, K.  
Onderzoek naar correlaties tussen proeven ter bepaling  
van de rots-Karakteristieken.  
Part of "Endwerk" Univ. de Leuven 1978.
16. - BIENIAWSKI, Z. T.  
The geomechanics classification in rock engineering appli-  
cations.  
4<sup>o</sup> Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de  
Rocas Montreux 1979.
17. - MONTOTO, M. ESBERT, R. M.  
Alteraciones de granitos : evolución a rocas blandas y de-  
gradación de propiedades mecánicas.  
Simposio Nacional de Rocas Blandas. Madrid .
18. - Walker, R.D. et al.  
One-cycle slow freeze test for evaluation aggregate perfor-  
mance in frozen concrete.  
Nat. Coop Highway Res. Progr. Rpt. 65 1969
19. - Iliev, I.G.  
An attempt to estimate the degree of weathering of intru-  
sive rocks from their physico-mechanical properties.  
Proc. I. Congr. Soc. Int. Mecanica de Rocas, Lisboa 1966
20. - Seed, H.B. Odriss, I.M.  
Soil moduli and damping factors for dynamic response ana-  
lyses.

Rep. No. EERC 10 Earthquake Engineering Research  
Center. Berkeley California 1970

21. - Ballard, R.  
Method for crosshole seismic testing  
Journal of the geotechnical engineerin división  
A.S.C.E. Vol. 102, No. 6T 12, 1976
22. - STOKOE, K.H., Hoar, J.R.  
Field measurement of shear wave velocity by crosshole  
and downhole seismic methods.  
Proc. DMSR 77, Karlsruhe BRA 1977.