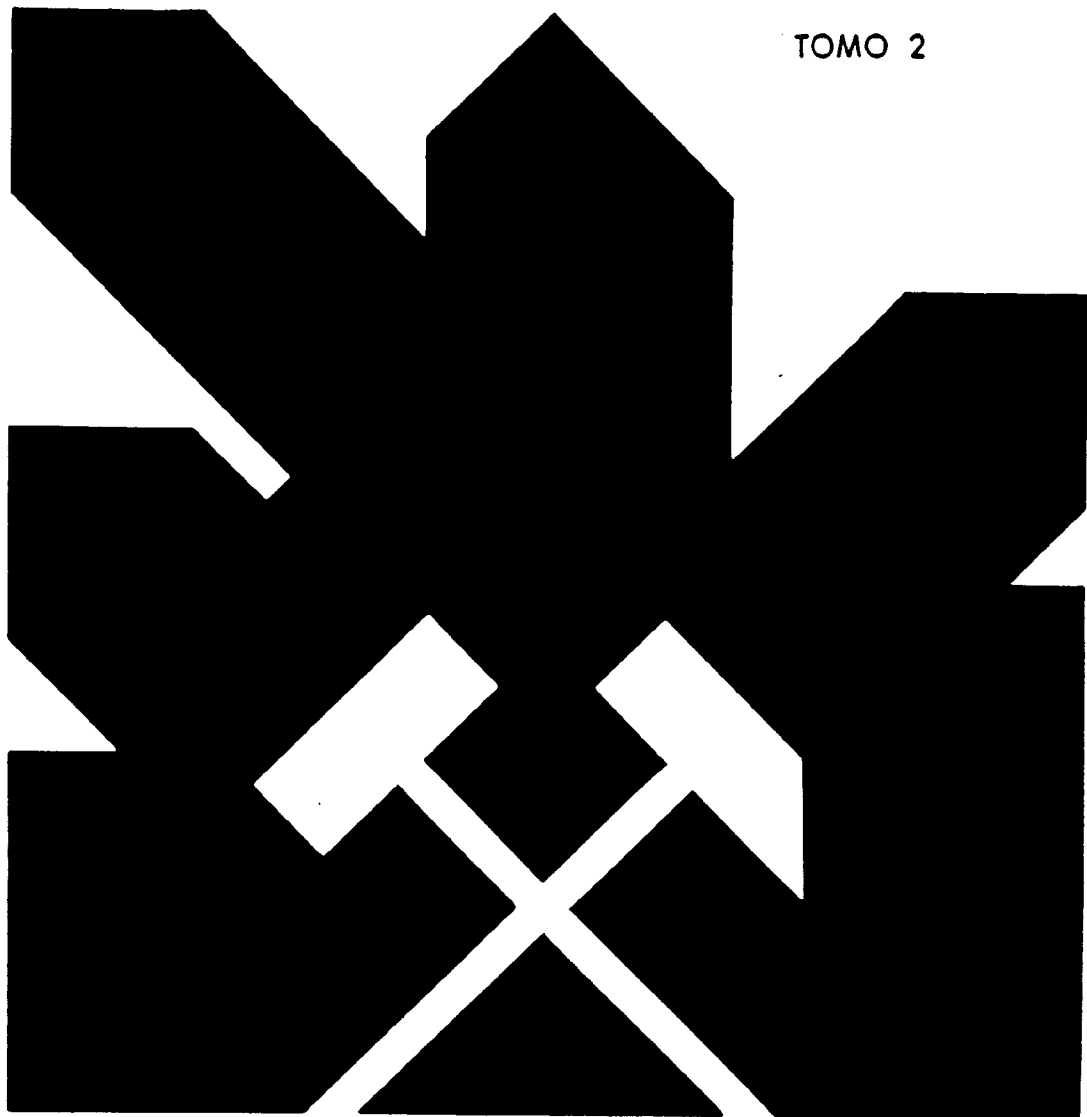


MINISTERIO DE INDUSTRIA Y ENERGIA
SECRETARIA DE LA ENERGIA Y RECURSOS MINERALES

ESTUDIO GEOMECANICO
DE LAS PIZARRAS BITUMINOSAS
DE PUERTOLLANO (CIUDAD REAL)

TOMO 2



INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

Diciembre 1983

00789

ESTUDIO GEOMECANICO DE LAS PIZARRAS BITUMINOSAS

DE PUERTOLLANO (CIUDAD REAL)

TOMO 2

ESTUDIO GEOMECANICO DE LAS
PIZARRAS BITUMINOSAS DE PUERTOLLANO
(CIUDAD REAL)

INDICE

	<u>Pag.</u>
1. INTRODUCCION	1
1.1.- Antecedentes y objetivos del estudio	2
1.2.- El marco físico	4
2. REVISION DE LA INFORMACION GEOLOGICA Y MINERA	12
2.1.- Introducción	13
2.2.- Estratigrafía e hidro- geología	14
2.2.1.- Estratigrafía	14
2.2.2.- Hidrogeología	23
2.3.- Estructura tectónica	40
2.3.1.- A nivel regional	40
2.3.2.- A nivel local	40
2.3.3.- A nivel de aflora- mientos	41
2.4.- Análisis estructural de discontinuidades	42
2.4.1.- Fracturas que afectan a los flancos	42
2.4.2.- Fracturas que afectan a las cubetas	46

	<u>Pag.</u>
2.4.3.- Fracturas a nivel de afloramientos	47
2.4.3.1.- Mina "Emma"	50
2.4.3.2.- Mina Piloto "San Luís"	56
2.4.3.3.- Mina "La Manchega"...	56
2.4.3.4.- Mina "María Isabel"..	63
2.4.4.- Interpretación de los datos estructurales de fracturación	66
2.4.5.- Conclusiones del análisis estructural	67
3. REVISION DE LA INFORMACION DISPONIBLE SOBRE CORTAS SEMEJANTES	68
4. ESTUDIO GEOLOGICO-ESTRUCTURAL DE LA ZONA DE LA FUTURA EXPLOTACION A ES- CALA MESOTECTONICA	76
4.1.- Introducción	77
4.2.- Tectónica de España	79
4.3.- Estructura general del área de Puertollano	83
4.4.- Sismología	84
5. TESTIFICACION GEOTECNICA DE SONDEOS	90

	<u>Pag.</u>
6. ESTUDIO DE FENOMENOS DE INESTABILIDAD OBSERVABLES EN LA ZONA	98
6.1.- Trabajos realizados	99
6.2.- Descripción de las explotaciones e incidencias observadas	105
6.2.1.- Mina Emma	105
6.2.2.- Mina La Manchega	120
6.2.3.- Mina María Isabel	121
6.2.4.- Mina San Luís	122
6.3.- Conclusiones	128
7. DETERMINACION DE PROPIEDADES GEOMECANICAS	130
7.1.- Materiales estudiados	131
7.2.- Propiedades de las pizarras y areniscas	133
7.3.- Propiedades tenso-deformacionales de las pizarras bituminosas	156
7.4.- Resumen de parámetros geotécnicos característicos	177
8. DEFINICION DE LOS POSIBLES TIPOS DE ROTURA EN TALUDES. INCIDENCIA DEL AGUA	180

	<u>Pag.</u>
8.1.- Sectorización	181
8.2.- Definición de los problemas de estabilidad	192
8.3.- Método de Análisis	205
8.4.- Factores hidrogeológicos	210
8.5.- Resultados obtenidos	213
8.5.1.- Posible caída de bloques	213
8.5.2.- Rotura según un plano	213
8.5.3.- Roturas poligonales	222
8.5.4.- Posibles inestabilidades en el talud de muro	249
 9. INCIDENCIA DE LAS GRANDES PROFUNDIDADES SOBRE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES ...	 252
9.1.- Introducción	253
9.2.- Efectos de la descarga sobre el estado tensional	253
9.3.- Fenómenos de rotura progresiva y fluencia lenta	263
 10. INCIDENCIA DE LOS MINADOS ANTIGUOS	 270
 11. INCIDENCIA DE LA SISMICIDAD NATURAL E INDUCIDA	 285
11.1.- Sismicidad natural	286
11.2.- Sismicidad inducida	292

	<u>Pag.</u>
12. INCIDENCIA CON LAS EDIFICACIONES DE PUERTOLLANO	296
13. INCIDENCIA ENTRE LABORES A CIELO ABIERTO Y SUBTERRANEAS .. LIMITA - CIONES DE PROFUNDIDAD	314
14. RESUMEN Y CONCLUSIONES	322

ANEJO 1

FOTOGRAFIAS

8. DEFINICION DE LOS POSIBLES TIPOS DE ROTURA EN TALUDES
INCIDENCIA DEL AGUA

8.1. SECTORIZACION

A partir de la información geológica y topográfica disponible, así como las condiciones estructurales y geomecánicas del depósito, la zona a reexplotar se ha subdividido a diversos sectores, de acuerdo con lo indicado por la planta de la fig. 8.1.

Esta sectorización tiene como objetivo obtener zonas en que los problemas geotécnicos sean análogos y a los que puedan definirse taludes tipo, a efectos de analizar sus eventuales problemas de estabilidad.

El sector 1 constituye el óvalo Oeste (Subdominio Oeste) y corresponde a zonas en que hubo explotaciones de carbón a cielo abierto. Su corte tipo está representado en la fig. 8.2. En él, la capa 3ª de carbón aparece a unos 60 m. de profundidad. El buzamiento de las capas productivas es del orden de 22-30º a los bordes del yacimiento y de 8-10º en el centro.

El sector 2 ó Dominio Oeste está definido entre el Ovalo Oeste y la Falla Límite. El corte estratigráfico tipo es el de la fig. 8.3. En esta zona está, actualmente, la mina Emma. La profundidad máxima a la que aparece la capa B de pizarras bituminosas es del orden de los 150 m. La capa A está dividida en tres subcapas y aparecen la 2ª, 3ª y 4ª de carbón. La masa rocosa está constituida, principalmente, por pizarras arenosas y arcillosas, apareciendo entre las

- ① - SUBDOMINIO LOURDES.
- ② - DOMINIO OESTE.
- ③ - DOMINIO ESTE
- ④ - DOMINIO DE LA SUBCUBETA SUR
- ⑤ - DOMINIO DE LA SUBCUBETA NORTE.
- ⑥ - DOMINIO DE LA ZONA DE TRASTORNOS.

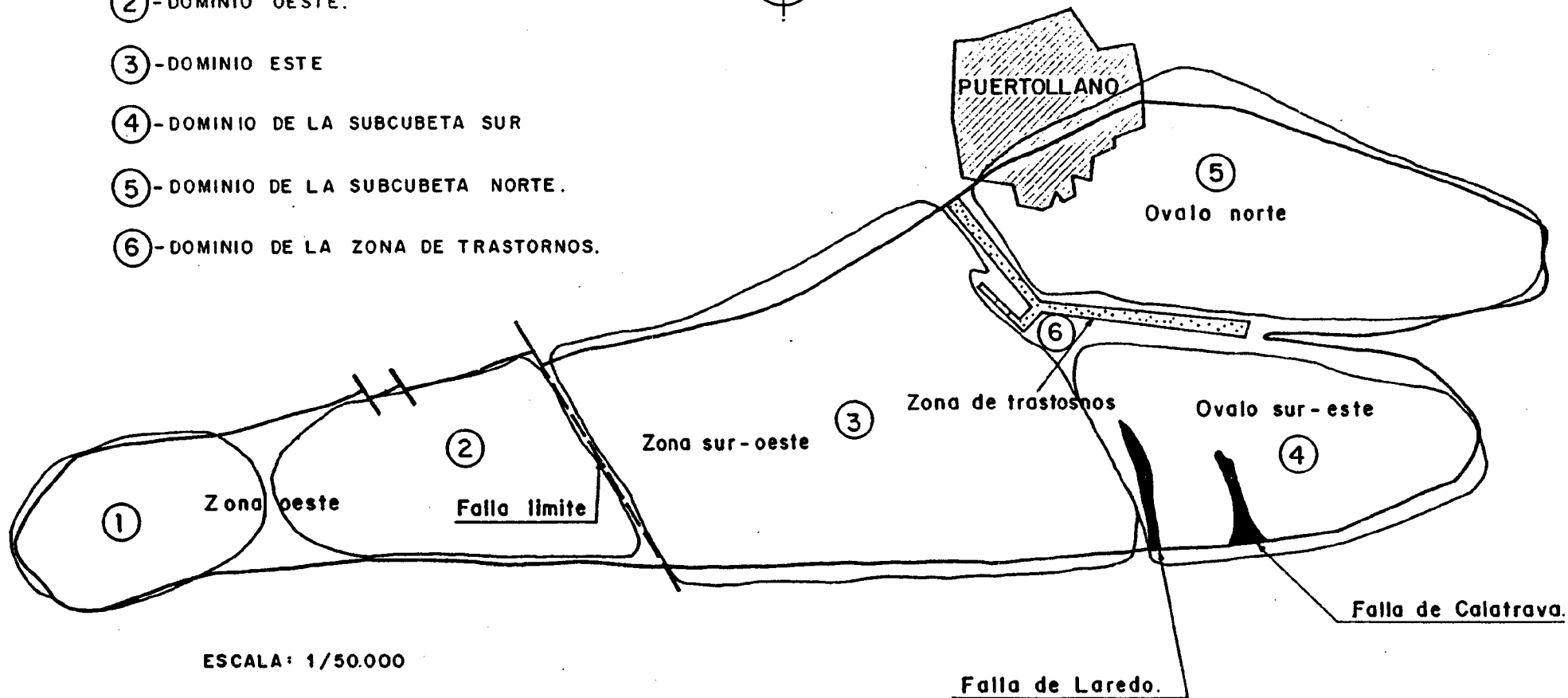
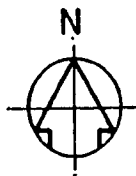


FIG.8.1.- ESQUEMA DE DOMINIOS CONSIDERADOS

COLUMNAS TIPO DE LOS SECTORES

SECTOR 1

OVALO OESTE

Profundidad máxima Capa 3ª (última explotada) 60 m buzamiento de las capas, en el centro 8°-10° en los bordes 25°-30°.

Bajo capa 3ª



10-12 m

- Capa 3ª

- Pizarras arcillosas y areniscas con algunos niveles de cineritas en la parte alta.



40-45 m

- Capa 4ª

45% piz. arc. - bancos de 1 m en capas lajosas
- 35% piz. aren. - capas 0,75
20% arenosas - capas 0,70



12-15 m

- Capa "A" - 1,10 m de pizarras bituminosas - con una intercalación de 0,25 m de arenisca.

40% pizarra arcillosa en bancos de 0,2 a 0,7 m
- 50% pizarra arenosa en capas de 1 m
10% de arenisca en capas de 0,2-0,4 m.



20-22 m

- Capa "B" - 5 a 6 m de pizarra bituminosa con juntas arenosas.

40% Areniscas, bancos de 1 a 1,20 m.
- 33% Pizarras arenosas, bancos de 70 cm.
27% Pizarras finas arcillosas, bancos de 0,5 m.



- Capa 1 - 0,30 pizarra bituminosa arenosa
1,31 pizarra arcillosa fina + 0,71 - pizarra arenosa.
- Capa 2 - 1,63 pizarra bituminosa.

FIG. 8.2

SECTOR 2

Zona en que, actualmente, se explota la mina Emma.
Profundidad máxima de la Capa B = 155-160 m.
Buzamientos muy homogéneos 180-250 en los bordes y 70-80 en el centro de la cubeta.

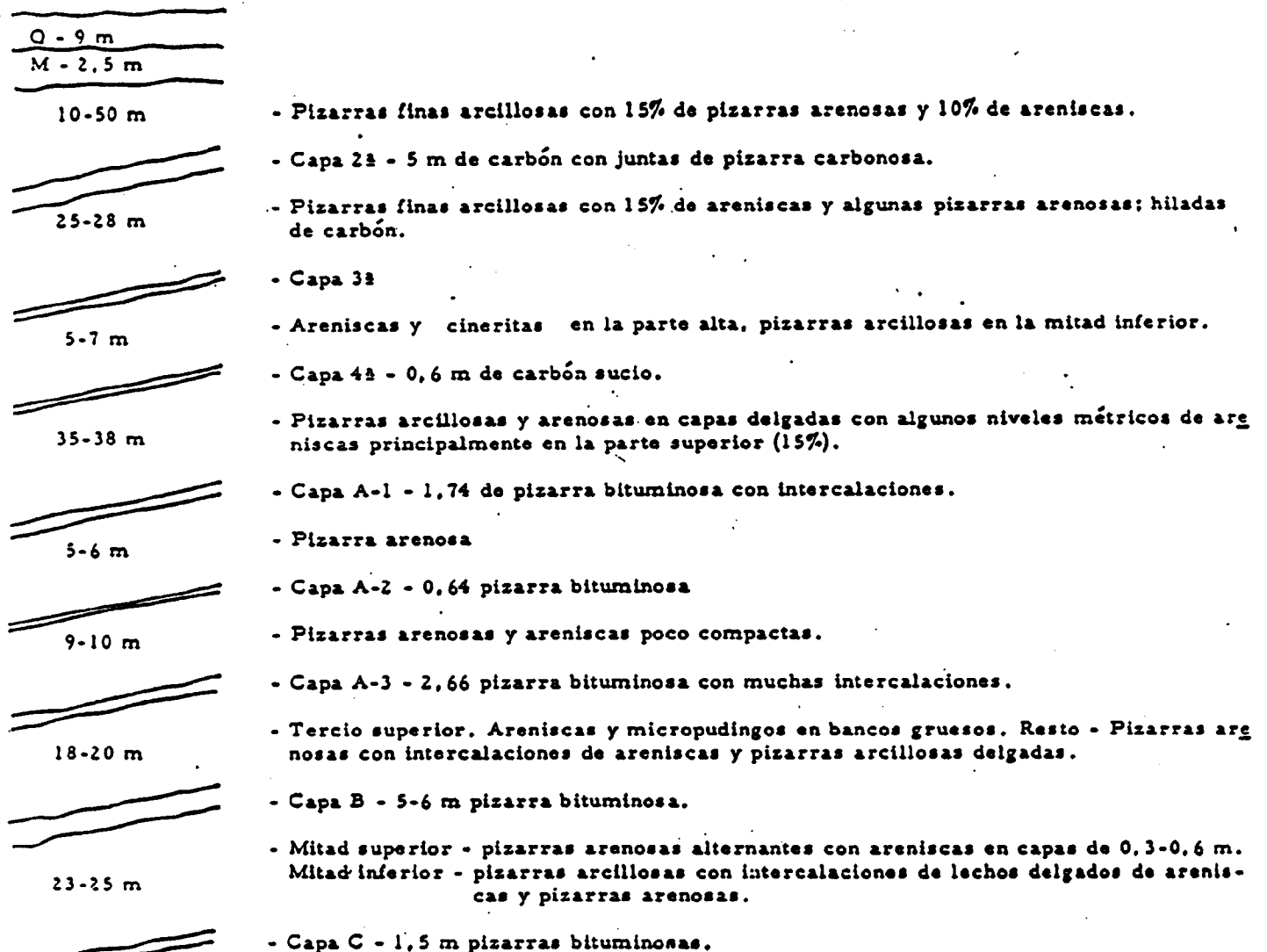


FIG. 8.3

SECTOR 3 - ZONA NORTE

Q 4-10 m	- Raña de gravas arcillosas.
M 10 m	- Margas y margocalizas algo arenosas.
Variable	- Pizarras y pizarras arenosas con 10-15% de areniscas en capas < 1 m. Buzamiento 20°.
25-30 m	- Capa 2a . Carbón, 1-2 m. Buzamiento 25-35°.
5-10 m	- Pizarras con 25-30% de areniscas.
60-80 m	- Capa 3a . Carbón, 2-3 m. Buzamiento 28°-36°.
20 m	- Pizarras y areniscas más tableadas.
10-12 m	- Capa 4a . Carbón, 0,5-1,5 m.
	- Alternancia de areniscas y pizarras, en capas de \approx 1 m. En la parte inferior pizarras y pizarras arenosas.
	- Capa A - Pizarras bituminosas, 0-1,5 m
	- Pizarras y areniscas.
	- Capa B. Pizarras bituminosas, 3 a 5 m. Buzamiento 25°-28°.
	- Pizarras con 20% de areniscas.
	- Capa C - Pizarra bituminosa. Espesor \approx 2 m.

FIG. 8. 4.

SECTOR 3 - ZONA SUR

Mitad oriental hasta falla Laredo. Este área está explotada parcialmente por galerías. Los buzamientos varían entre 10 y 25° en zonas muy próximas al borde de la capa, hasta 100° a 500 m; en el centro oscilan entre 40 y 60°:

15-18 m
5-10 m

Muy razonable entre
0 y 90 m

30-35 m

6-15 m

10-25 m

18-30 m

15-25 m

- Fundamentalmente arcillo-margoso con algunas intercalaciones calcáreas.
- Es un tramo fundamentalmente pizarroso, pizarras arcillosas y/o arenosas con capas de 0,6-0,8 m; el porcentaje de areniscas no alcanza el 10% en capas de 0,7-1,3 m.
- Capa 2a - 2,2 m; el metro inferior carbón, el resto carbón, borrasco arenisca y pizarra todo muy tableado.
- Pizarras con vetas de areniscas 60%; pizarras arcillosas 30%, arenisca 10%, todo en capas delgadas de 0,15 a 0,40 m.
- Capa 3a - Carbón 1,5 m.
- Pizarra arcillosa 30%, arenisca 45% y borrasco 25% en capas de espesor variable - 0,3-1 m.
- Capa 4a - Carbón 1 m.
- En el tercio superior pizarras muy arenosas y areniscas (capas de 0,4-0,8 m el resto pizarras arcillosas con algunas pizarras arenosas (0,15-0,40).
- Capa A - 2 niveles de 0,80 y 1,20 m de pizarra bituminosa con un nivel intermedio (1 m) de pizarra.
- Fundamentalmente pizarroso a veces arenoso con intercalaciones delgadas de areniscas (10%, 0,2-0,4 m).
- Capa B - Pizarra bituminosa, 4 a 5 m con intercalaciones de pizarras arenosas.
- Pizarras con intercalaciones delgadas de arenisca preferentemente en la mitad superior.
- Capa C - 1 a 1,5 m pizarras bituminosas.

Los desniveles entre capas explotables crecen hacia el centro de la cuenca.

FIG. 8.5

pizarras, algunas superficies de discontinuidad de tipo sericítico, de tacto jabonoso. Los buzamientos son análogos a los del sector 1.

El sector de más extensión es el 3 ó Dominio Este, cuyos cortes tipo (Norte y Sur) aparecen en las figs. 8.4 y 8.5., estando comprendido entre la Falla Límite y la Zona de Trastornos. Las capas 2ª, 3ª y 4ª de carbón y las A, B y C de pizarras bituminosas, llegan a tener buzamientos (en zona norte) de 25-36° en los bordes del yacimiento, y de un 10-25° en la parte sur. La masa rocosa es una alternancia de areniscas y pizarras, en capas de, aproximadamente, 1 m de espesor.

El sector 4 (Ovalito Sur-Este) está influido por la presencia del pliegue-falla con inyecciones de basalto que constituye la Zona de Trastornos. El buzamiento general de las pizarras-areniscas y de las capas productivas (3ª y 4ª de carbón y la B y C de pizarras bituminosas) es hacia el sur, con un valor medio de 15 a 18°. El Mioceno tiene potencia muy escasa (3-6 m) mientras que la capa B se presenta a unos 150 m de profundidad.

En el sector 5 se han distinguido dos cortes tipos: el Este (fig. 8.6) y el Oeste (fig. 8.7). Este Ovalito Norte, en parte explotado, por minería subterránea (zona Este) viene afectado por las proximidades del casco urbano en su zona Oeste. En esta parte, la capa B alcanza una profundidad de unos 360 m, apareciendo las cuatro capas principales de carbón y las A-1 (1 m de espesor), A-2 (0,8 m), B (4,5-5 m) y C (1,5 m) de pizarras bituminosas. La masa de roca está constituida principalmente por pizarras arcillosas y arenosas, con alguna intercalación de areniscas, pero en menor proporción que en otras áreas

(25%). El buzamiento en esta zona Oeste es hacia el Sur con valores máximos de 25°. En la zona Oeste (zona de la Refinería de ENPETROL) las capas A y B han sido explotadas subterráneamente de forma parcial. El corte (fig. 8.7.) es similar al de la zona Sur del Sector 3 salvo que la capa A se halla desdoblada en la A-1 y la A-2, separadas 3,5 m por pizarras arcillosas lajosas.

Por último, el sector 6 comprende la Zona de Trastornos y viene representada por el corte incluido en la fig. 8.8. En sus extremos aparecen las capas 3ª y 4ª de carbón (esta última a unos 65 m. de profundidad), bajo las que se presentan las capas B y C de pizarras bituminosas. Sin embargo en la mayor parte de este Sector, no aparecen las capas explotables, sino la intrusión volcánica.

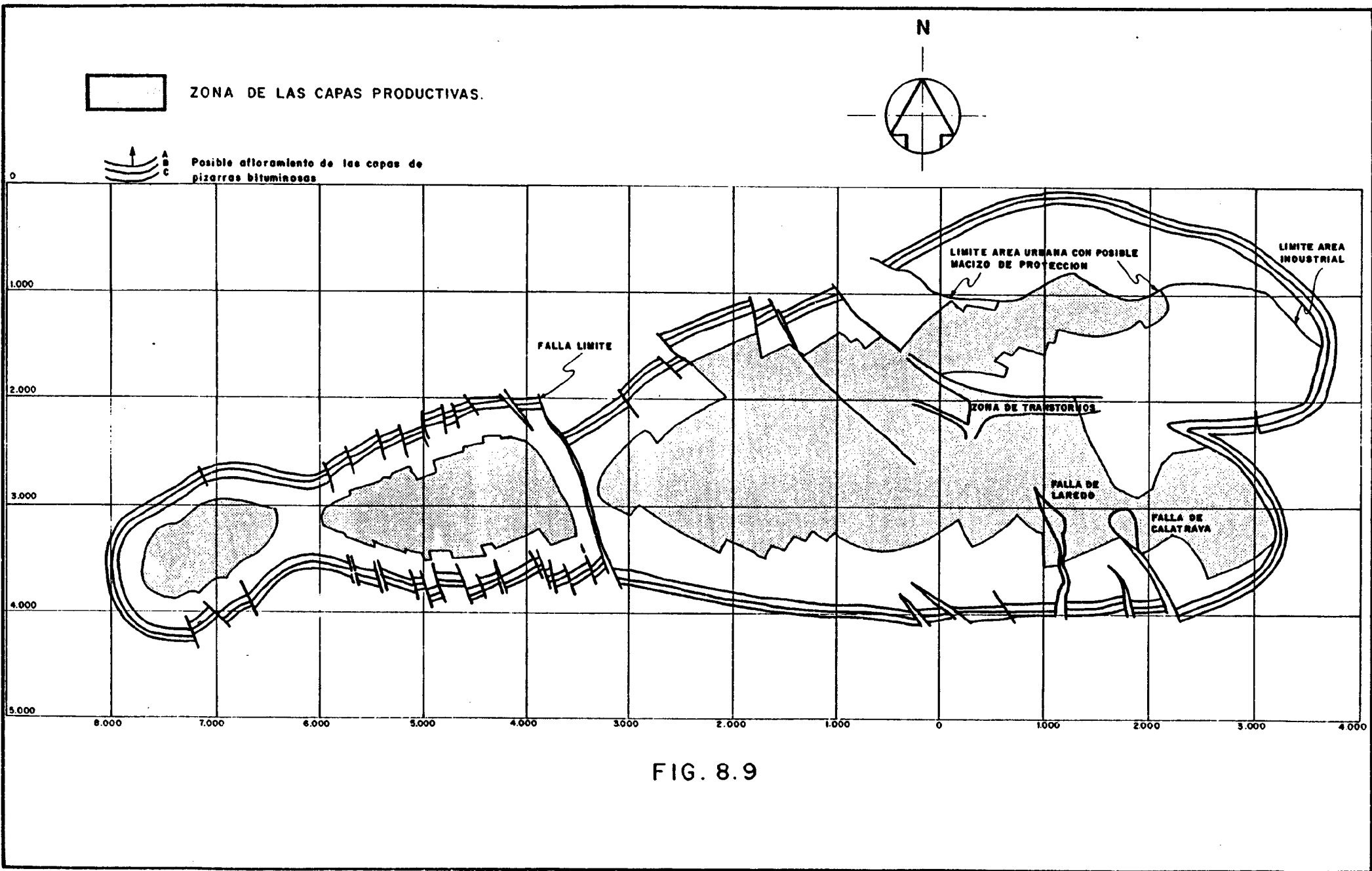
Los parámetros estructurales y geométricos básicos de estos sectores, se han resumido en el cuadro 8.1. Además debe tenerse en cuenta que en gran parte del depósito (zonas centrales de los sectores) el buzamiento es pequeño. En la fig. 8.9. aparece indicada la zona en que se estima que el buzamiento de las capas productivas es menor de 10°.

A pesar de que, en detalle, las secciones definidas son diferentes, realmente un examen global, teniendo en cuenta el carácter de este estudio, los hace ser muy similares, puesto que los buzamientos son parecidos, las alternancias pizarras-areniscas son similares, los espesores de pizarras bituminosas del mismo orden de magnitud, etc. Es decir, que "a grosso modo" la disposición de los materiales no difiere mas que en su clara orientación hacia el interior de cada cubeta u óvalo y no en la situación relativa.

CUADRO 8.1

SECTOR	Capa profunda de Carbón que afecta.	Profundidad máxima. (m.)	Taludes	Inclinación Taludes. (g)	observaciones.
1	3a	30	Condicionados por capas de Carbón.	25-30g	-
2	3a	150 ?	Condicionados por capas de Carbón	N:20-30 S:10-85	En explotación. (Emma)
3	3a	75-250	Condicionados por capas de Carbón	N:20-35 S:10-85	Explotación Minas Sta. Isabel, Manueles y San Luis
4	3a y 4a	220	Condicionados por capas de Carbón	N:15-25 S:10-20	Muy explotada con grandes minados
5	4a	275	Condicionados por ciudad al N y carbón al S.	N: ? S:16-20	Afecta a la ciudad
6	-	-	-	-	No explotable.

El estudio geológico y la observación de testigos obtenidos en los sondeos mecánicos indican que los materiales que constituyen la masa del Depósito, son muy similares de unas zonas a otras. Aunque se distinguen pizarras arcillosas y pizarras arenosas de las areniscas, por el tamaño de sus granos, la alternancia con que se presentan, hace pensar en principio, que pueden considerarse -a la hora de abordar los problemas geomecánicos de la explotación- como un material uniforme, de tipo claramente estratificado, pero sin distinguir unos materiales de otros, dentro de los conjuntos que se sitúan entre las capas de carbón y pizarras bituminosas.



8.2.- DEFINICION DE LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD

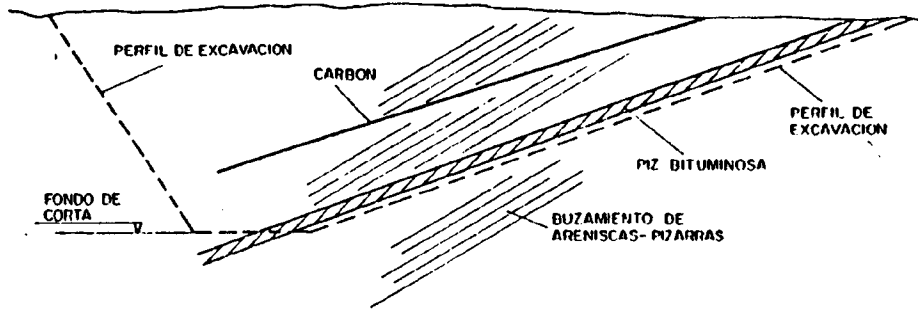
Respecto a la amplia variedad de problemas de inestabilidad que puede presentarse en este tipo de cortas, se han considerado diversos tipos de excavaciones reales (fig. 8.10.): El primero corresponde a aquellas zonas en que se puede extraer la capa explotable (carbón o pizarra bituminosa) desde, prácticamente, la superficie, siguiendo su propio buzamiento. El segundo corresponde a un caso similar pero en el que se produce un cambio de buzamiento desde el fondo de la explotación (Esquema C de la fig. 8.10.). Y el tercero corresponde al caso, menos frecuente, en que hay que realizar una excavación - apreciable hasta encontrar la capa explotable. Es el caso en que, por la influencia del casco urbano de Puertollano, no se pueden explotar las capas desde sus afloramientos.

Es decir, hay que tener en cuenta:

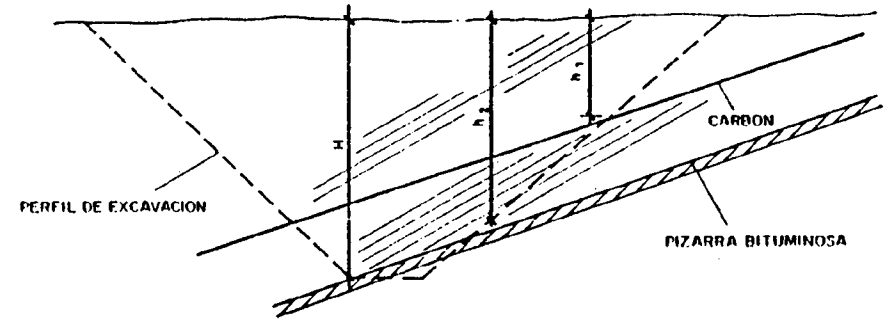
a) Rotura general del talud, siendo de esperar roturas planas, con grieta de tracción en la cabeza del talud. A veces, - debido a la presencia de capas blandas, es necesario definir roturas formadas por poligonales.

b) Problemas especiales en talud de muro, que suelen generarse en los casos que, como el nuestro, las capas de carbón están próximas al talud. La fig. 8.11. muestra los tipos de rotura que en esta situación pueden producirse.

c) Posibles caídas de bloques, definidas por la presencia de varias discontinuidades en la masa rocosa. Este problema - suele afectar principalmente a los bancos y puede analizarse a partir de los datos de las discontinuidades y con métodos gráfico-analíticos, como el de Hock y Bray.



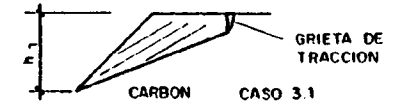
a) ESQUEMA DEL CASO REAL TIPO 1



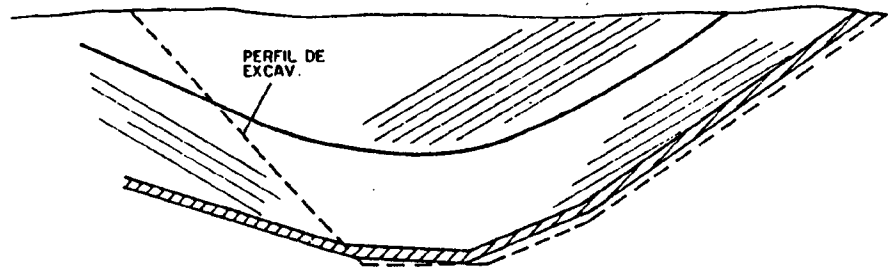
e) ESQUEMA DEL CASO REAL TIPO 3



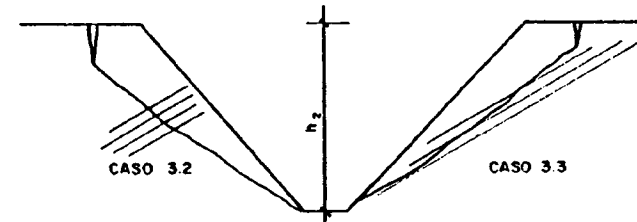
b) TALUDES TIPO 1 A COMPROBAR : ROTURA EN ARENISCAS-PIZARRAS



f) PLANO DE ROTURA EN CAPA DE CARBON



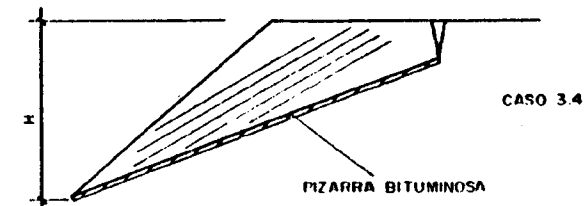
c) ESQUEMA DEL TAJO REAL TIPO 2



g) PLANO DE ROTURA EN PIZARRAS-ARENISCAS

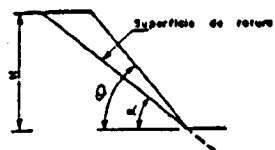


d) TALUDES TIPO 2 A COMPROBAR : ROTURA EN ARENISCAS-PIZARRAS

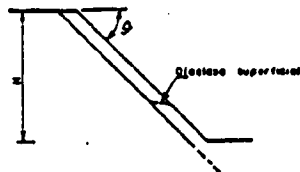


h) PLANO DE ROTURA EN PIZARRAS BITUMINOSAS

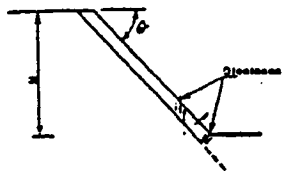
FIG. 8.10 - COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD A REALIZAR



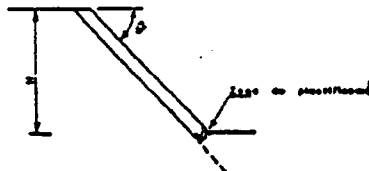
a) Posible deslizamiento plano a lo largo de fracturas. ($\theta > \alpha$)



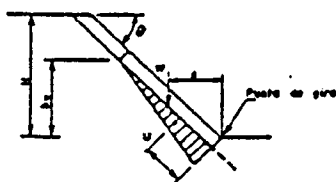
b) Posible deslizamiento plano a lo largo de capas de carbón y diásclas Superficiales



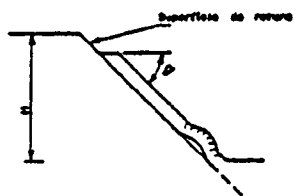
c) Posible deslizamiento plano a lo largo de la estratificación y conjunto de diásclas.



d) Posible plastificación de la roca en el pé como resultado de concentración de tensiones.



e) Posible levantamiento por empuje del agua



f) Posible pandeo del talud a lo largo de una superficie de rotura.

FIG. 8.11.- POSIBLES MECANISMOS DE ROTURA CON ESTRATIFICACION Y CAPAS DE CARBON PROXIMAS AL TALUD.

En dicha fig. 8.10., no sólo se han distinguido los tipos de excavación posibles, sino los casos de taludes en que convendría comprobar la estabilidad. Concretando, (además de las caídas de bloques) deben analizarse los siguientes casos concretos:

- Taludes de trabajo en los Sectores 3 y 5. Pueden presentar dos situaciones: a) Hipótesis A o de situación final en taludes Este y Oeste, con roturas definidas por la presencia de las capas de carbón, que cortan al talud con poca inclinación (del orden de 10°), se desarrollan con un plano paralelo al talud y acaban en una grieta de tracción en la cabeza del talud (fig. 8.12.). La altura de estos taludes será de unos 175 a 200 m. - en el Sector 3 y de unos 300 m. en el Sector 5. b) Hipótesis B o de situaciones normales, con el talud de trabajo con grandes bermas. Los problemas corresponderían realmente a los bancos, con superficies de rotura circulares o planas (fig. 8.13.).

- Taludes definitivos: Dada la inclinación de las capas de carbón en los bordes de la cuenca, no son de esperar problemas de estabilidad en la mayoría de los sectores. sólo habrá que analizar el talud definitivo del sector 5, lado Norte, situado junto al casco urbano de Puertollano. En este talud se han considerado tres formas de rotura: a) Según un único plano y grieta de tracción en cabeza (fig. 8.16). b) Rotura única en los estratos de carbón, con desarrollo paralelo al talud y grieta de tracción en cabeza (fig. 8.17.). c) Rotura según las capas explotables (fig. 8.18.)

El examen de las minas actualmente en explotación avanza en parte lo que anteriormente se ha expuesto. En el Cuadro 8.2. se resumen estos datos, en lo que se refiere a buzamientos, profundidades alcanzadas, taludes de bancos,

- LEYENDA**
- POSIBLE SUPERFICIE DE ROTURA.
 - C - M - CUATERNARIO-MIOCENO
 - (P) - PIZARRAS - ARENISCAS.
 - 2 - CAPA DE CARBON.

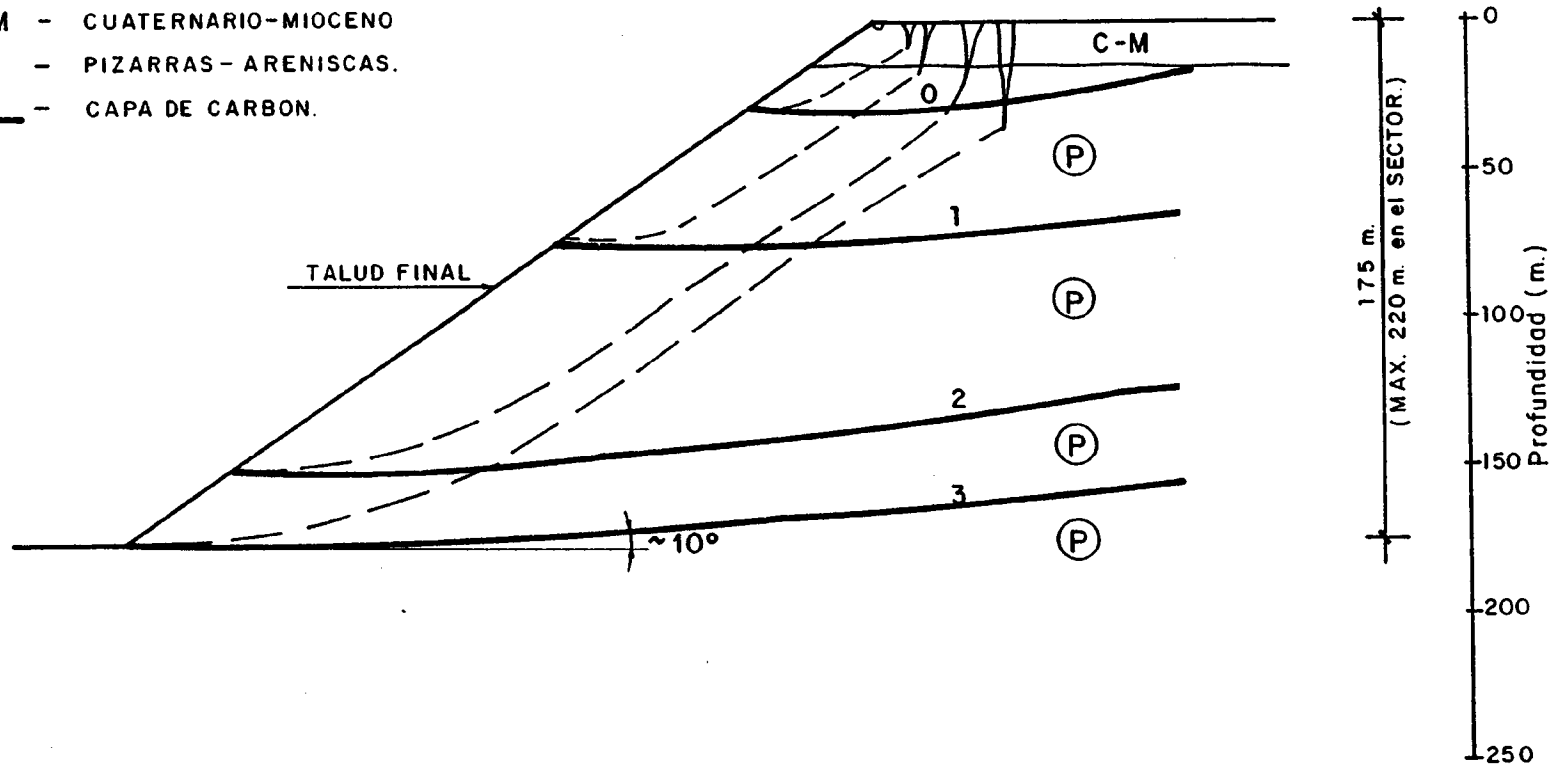
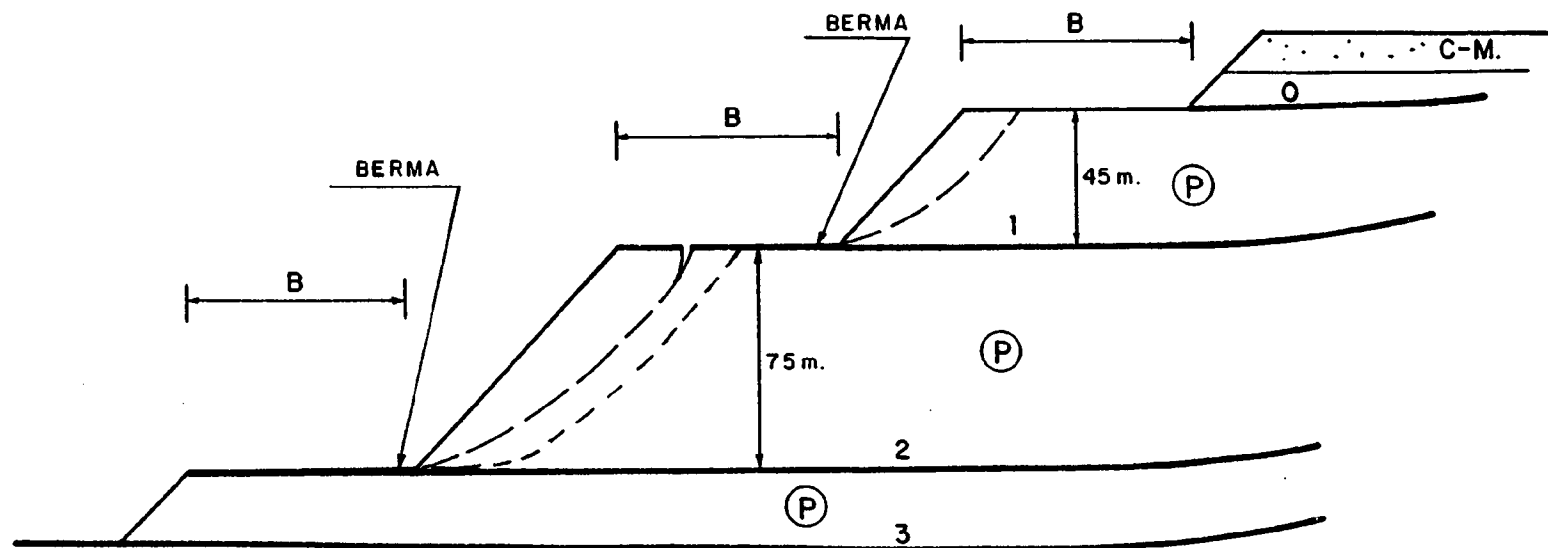


FIG. 8.12.-SECTOR 3. TALUDES DE TRABAJO (POSIBLES). HIPOTESIS-A.



B min. > 60 m.

LEYENDA

- - POSIBLE SUPERFICIE DE ROTURA
- C - M - CUATERNARIO - MIOCENO
- P - PIZARRAS - ARENISCAS.
- 2 - CAPA DE CARBON.

FIG. 8 .13 : SECTOR 3. TALUDES DE TRABAJO (POSIBLES). HIPOTESIS B.

LEYENDA.

C-M. - CUATERNARIO-MIOCENO.

(P) - PIZARRAS-ARENISCAS.

====-PIZARRAS BITUMINOSAS.

----- POSIBLE SUPERFICIE DE ROTURA.

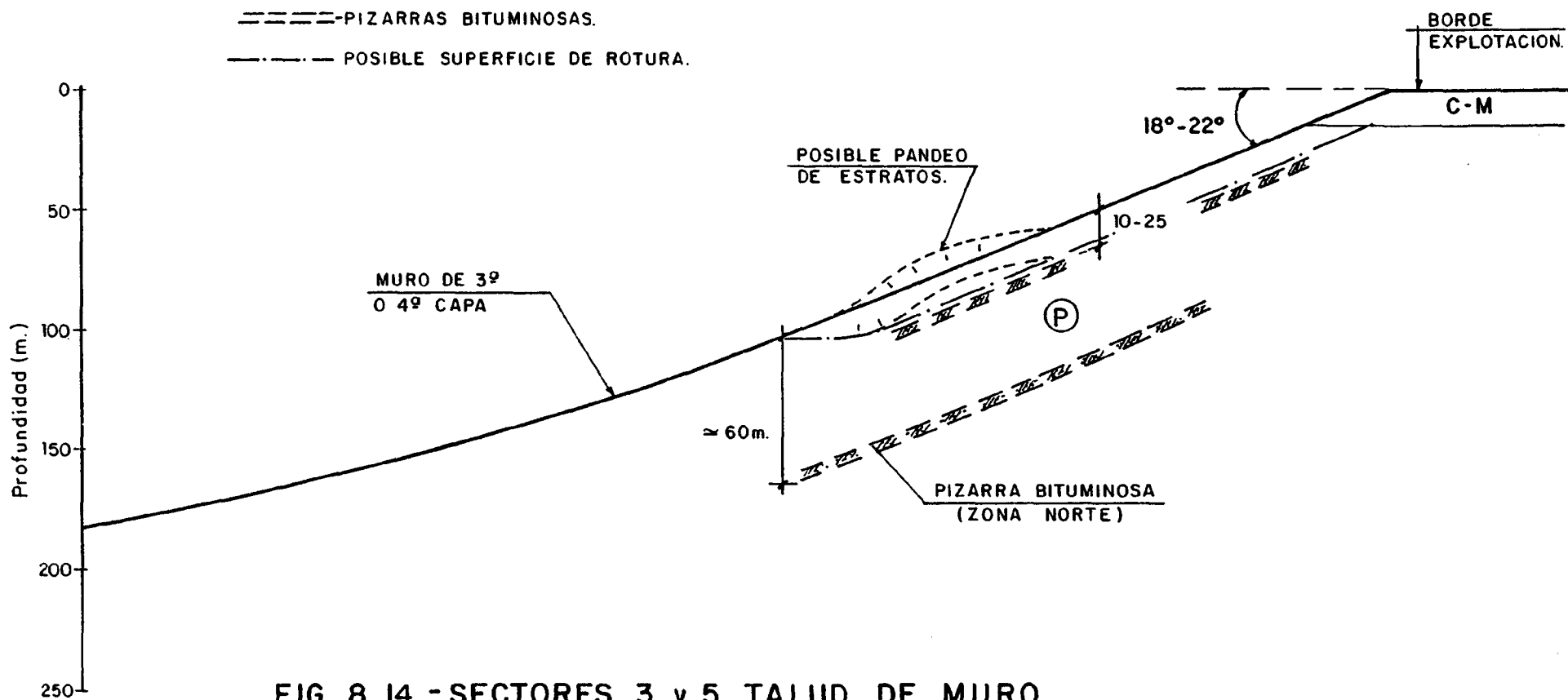


FIG. 8.14.- SECTORES 3 y 5. TALUD DE MURO

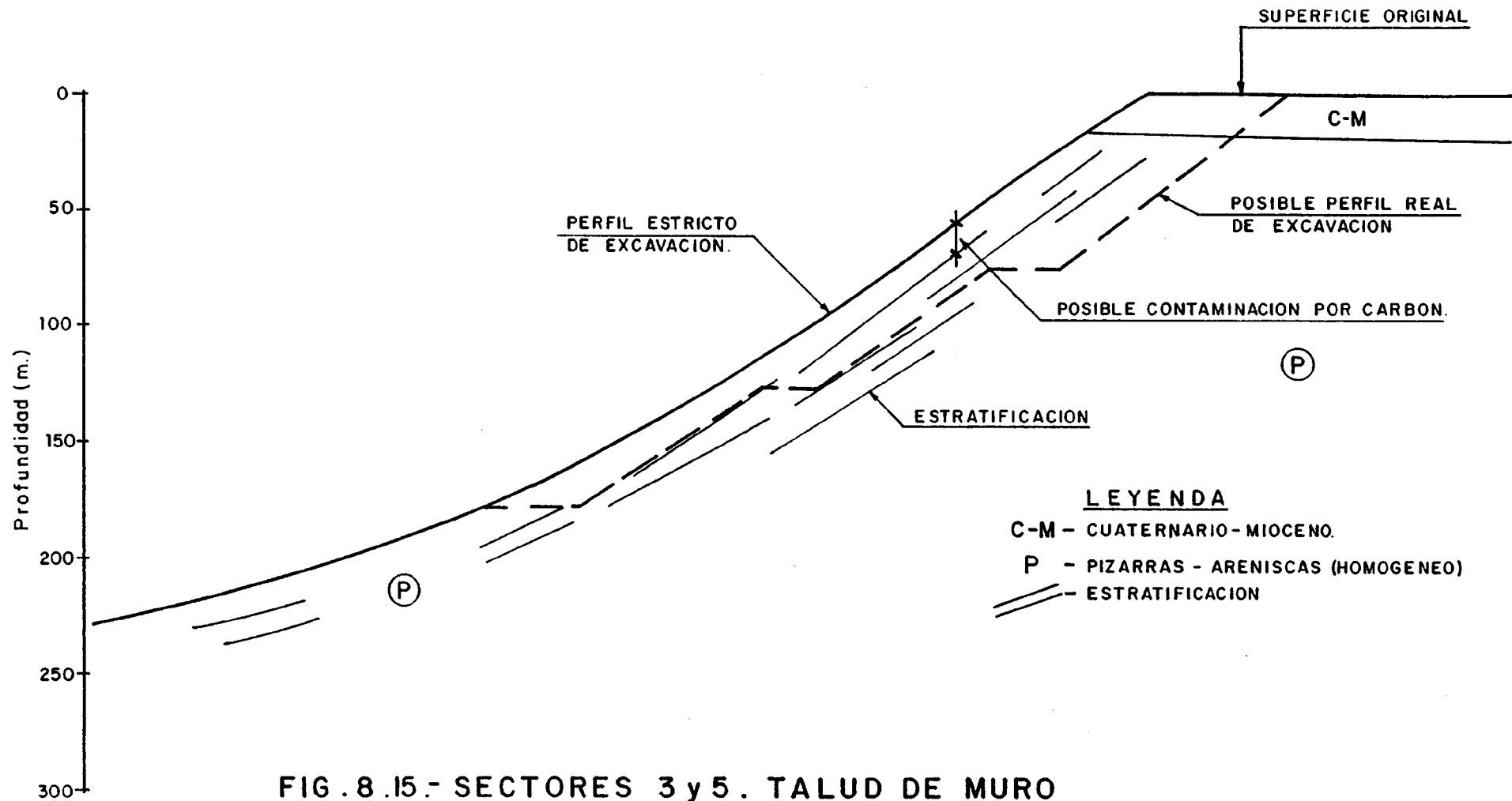


FIG. 8.15.- SECTORES 3 y 5. TALUD DE MURO

CORTE A - A'

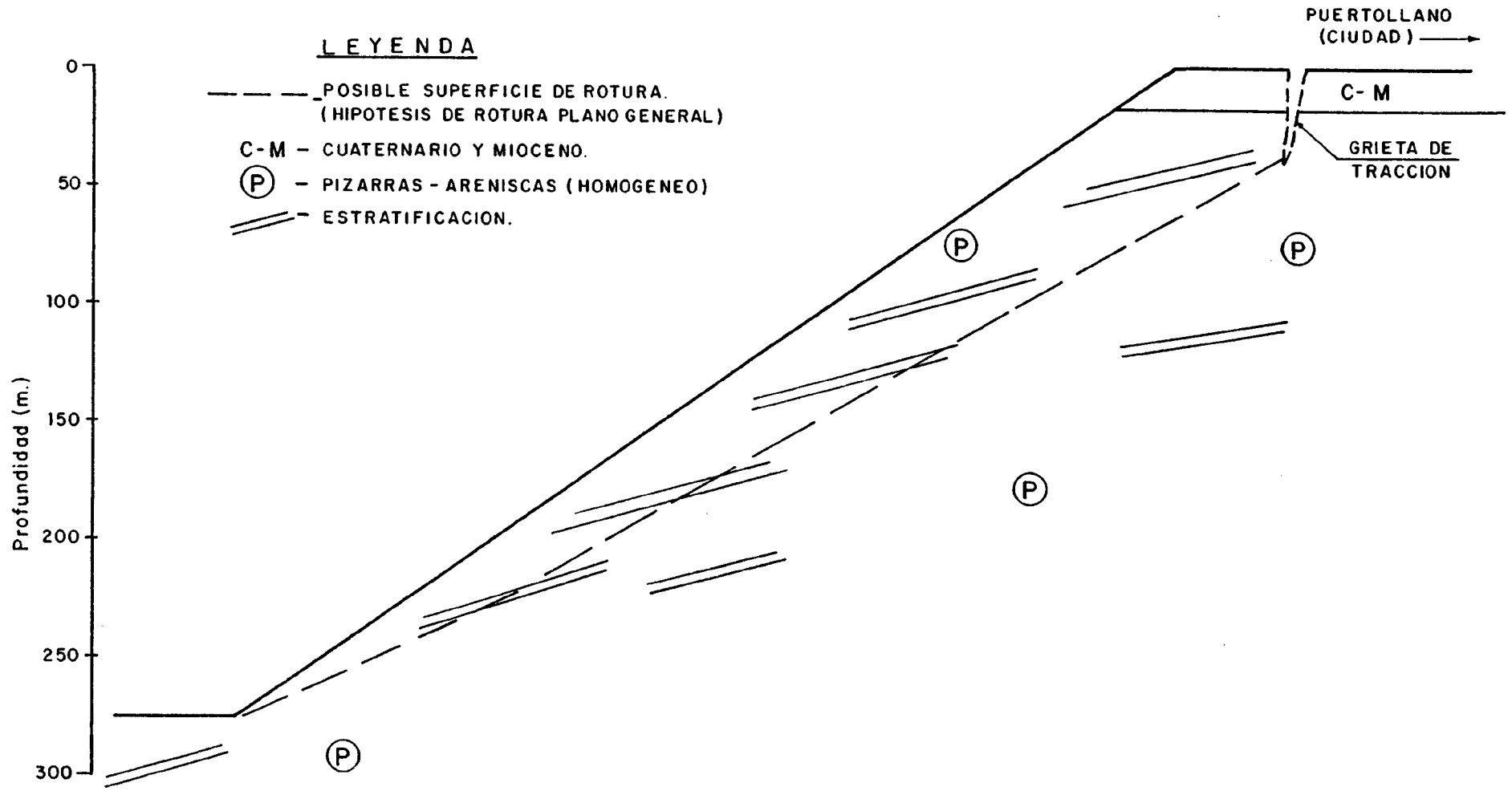


FIG. 8.16.- SECTOR 5 TALUD NORTE (DEFINITIVO)

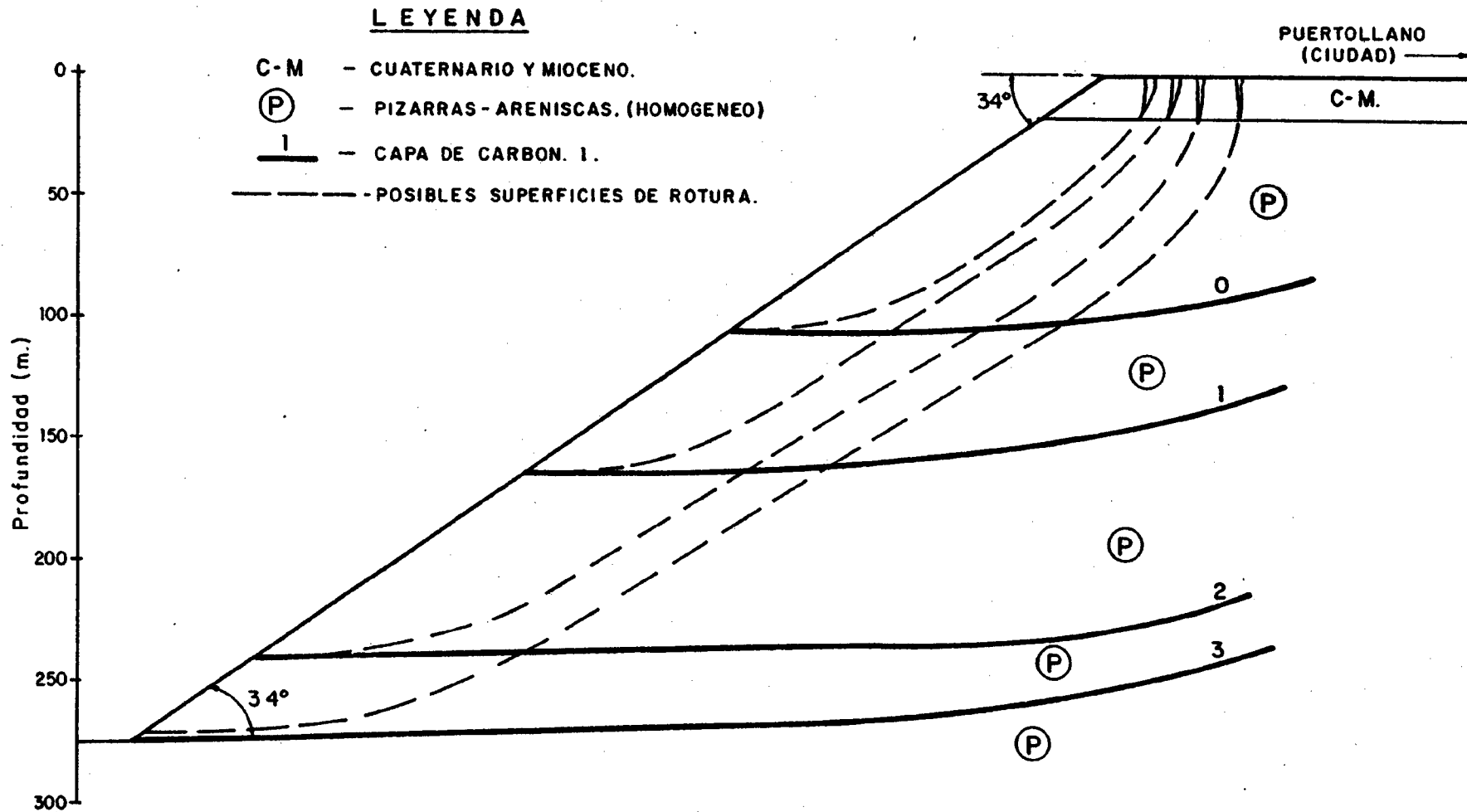


FIG. 8.17.- SECTOR 5 TALUD NORTE (MEDIO, DEFINITIVO)

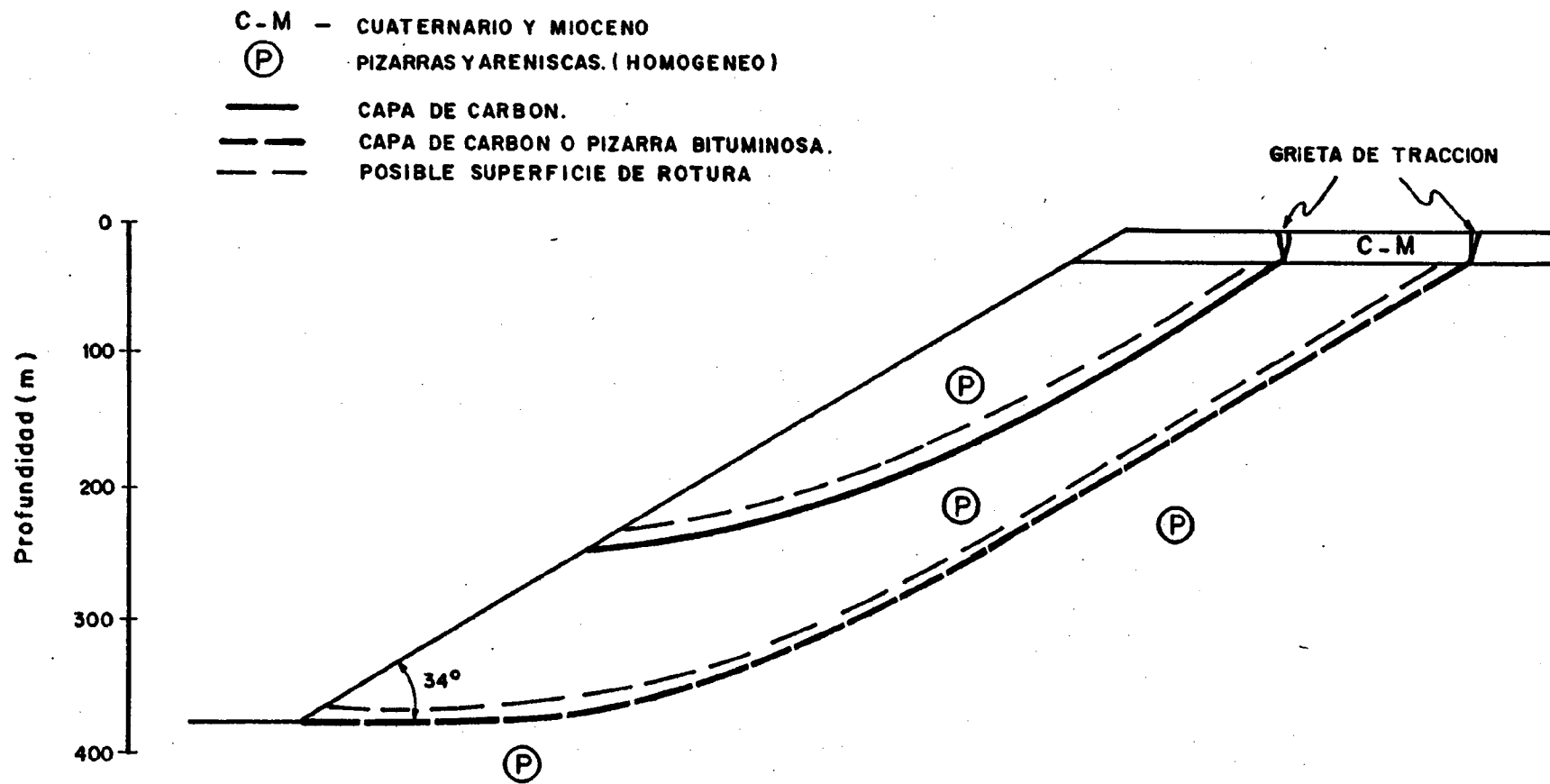


FIG. 8.18 - SECTOR 5. TALUD NORTE DEFINITIVO (ZONA INFLUIDA POR EL CASCO URBANO).

presencia de agua, desprendimientos y alteración superficiales, presencia de grietas y deslizamientos detectados.

Como puede verse en ese Cuadro 8.2., en algunas zonas hay problemas de caídas de bloques (casi constante en la mina Emma y algunos puntos de la de San Luís). También se han detectado importantes grietas de tracción en cabeza de taludes de la mina Emma, cortando casi todo el cuaternario, con agua apreciable en esa grieta, proveniente de las rañas formadas por gravas y gravas arcillosas. También se han detectado deslizamientos practicamente planos en las pizarras - (mina María Isabel y San Luís) y algunos circulares (pequeños) que afectaban sólo al cuaternario.

CUADRO 8.2.
RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS EN LAS MINAS
EN EXPLOTACION. (Datos de 1.982)

Denominación de la Mina	Profund. alcanzada (m)	Buzamiento capas (°)	Altura Bancos (m)	Talud Bancos (°)	Anchura Bermas (m)	Talud de vertido del relleno (°)	Presencia de agua	Desprend. y alterac. superfic.	Presencia de grietas	Deslizamientos detectados
ENMA	78	18-25	6-10	45-80°	30	32-35	Apreciable	Caída de bloques	Si	De la montera
LA MANCHEGA*	25	-20	25	45-50°	--	-35	Escasa	pocos	No	De la montera
MARIA ISABEL**	45	15%	20-25	60-90°	20	33	Escasa	Pocos	No	Si
SAN LUIS***	25	20-22	3-8	40-50°	3-5	-----	Algunas surgencias		No	Si

(*) Aparecen basaltos junto al carbón. Escombrera con 25 m. de altura.

(**) Recubrimiento cuaternario: 12-14 m., Altura escombreras: 40 m.

(***) Material más arcilloso y plástico (lutitas y argilitas).

8.3.-METODOS DE ANALISIS

Para el estudio de los problemas de posible inestabilidad comentados anteriormente, se han utilizado los siguientes métodos:

a) Análisis de caída de bloques: Método de Hoek y Bray, basado en el uso de proyección estereográfica y descrito en el libro de estos autores "Rock Slope Engineering"

b) Rotura general del talud según un plano y grieta de tracción en cabeza (fig. 8.16.): Método analítico de equilibrio límite convencional, con la formulación de la fig. 8.19.

c) Rotura definida a partir de capas explotables y plano paralelo al talud, con grieta de tracción en cabeza (fig. 8.17.), o bien a lo largo de toda una capa explotable (fig. 8.18.): Método de Jambu aplicado a superficies poligonales, utilizado a través de un programa de ordenador.

d) Problemas de pandeo de estratos: Se han utilizado las soluciones presentadas por Oteo y González de Vallejo en un reciente simposio español (VII Simposio Nacional de Mecánica de Rocas, diciembre de 1.982) y resumidas en la fig. 8.20.

e) Rotura paralela al talud por corte en el pié: Se han utilizado los ábacos de Brawnen, Pentec y Sharp, publicados en su comunicación al 13º Simposio de Mecánica de Rocas de Urbana, 1972 (fig. 8.21. y 8.22.)-

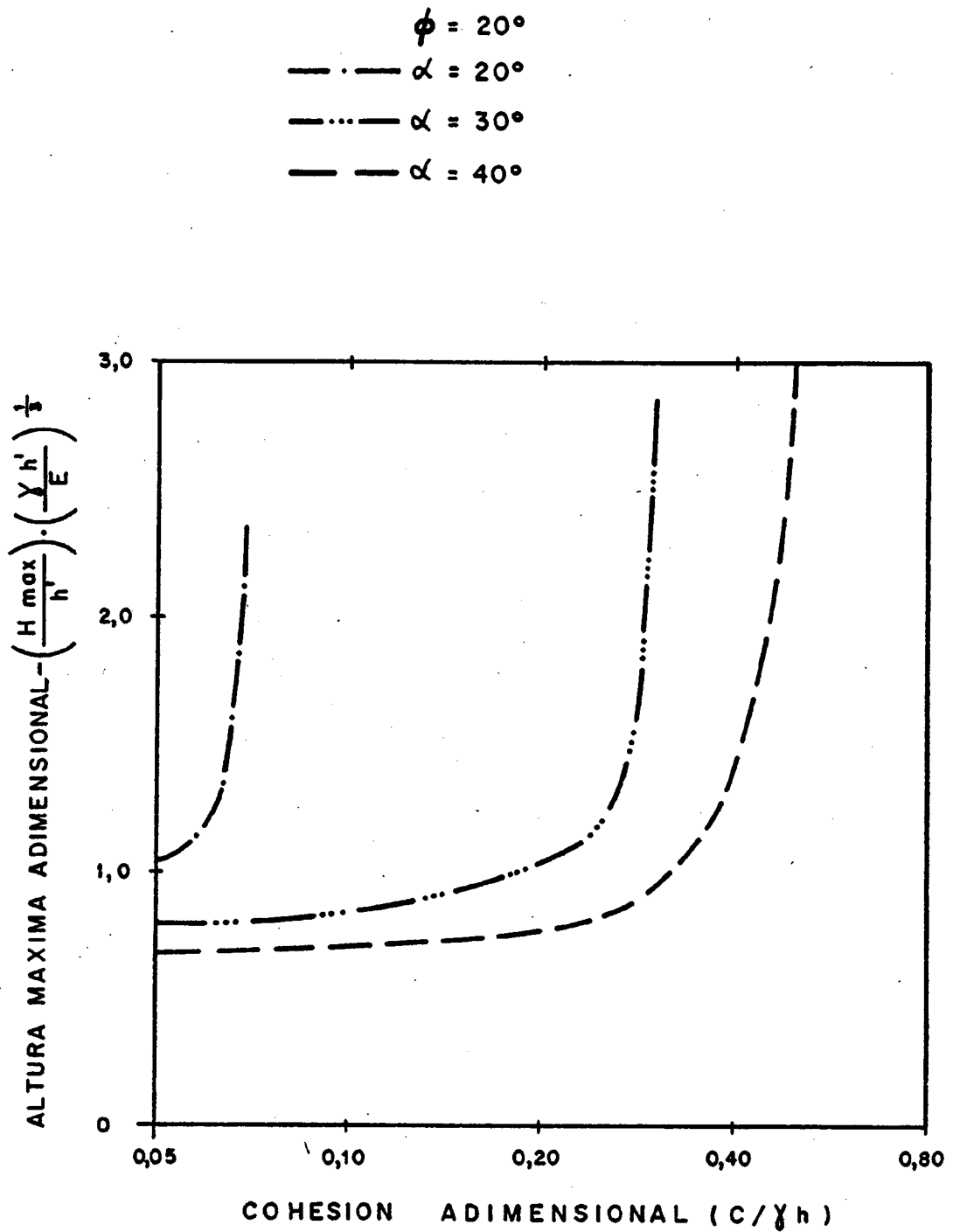
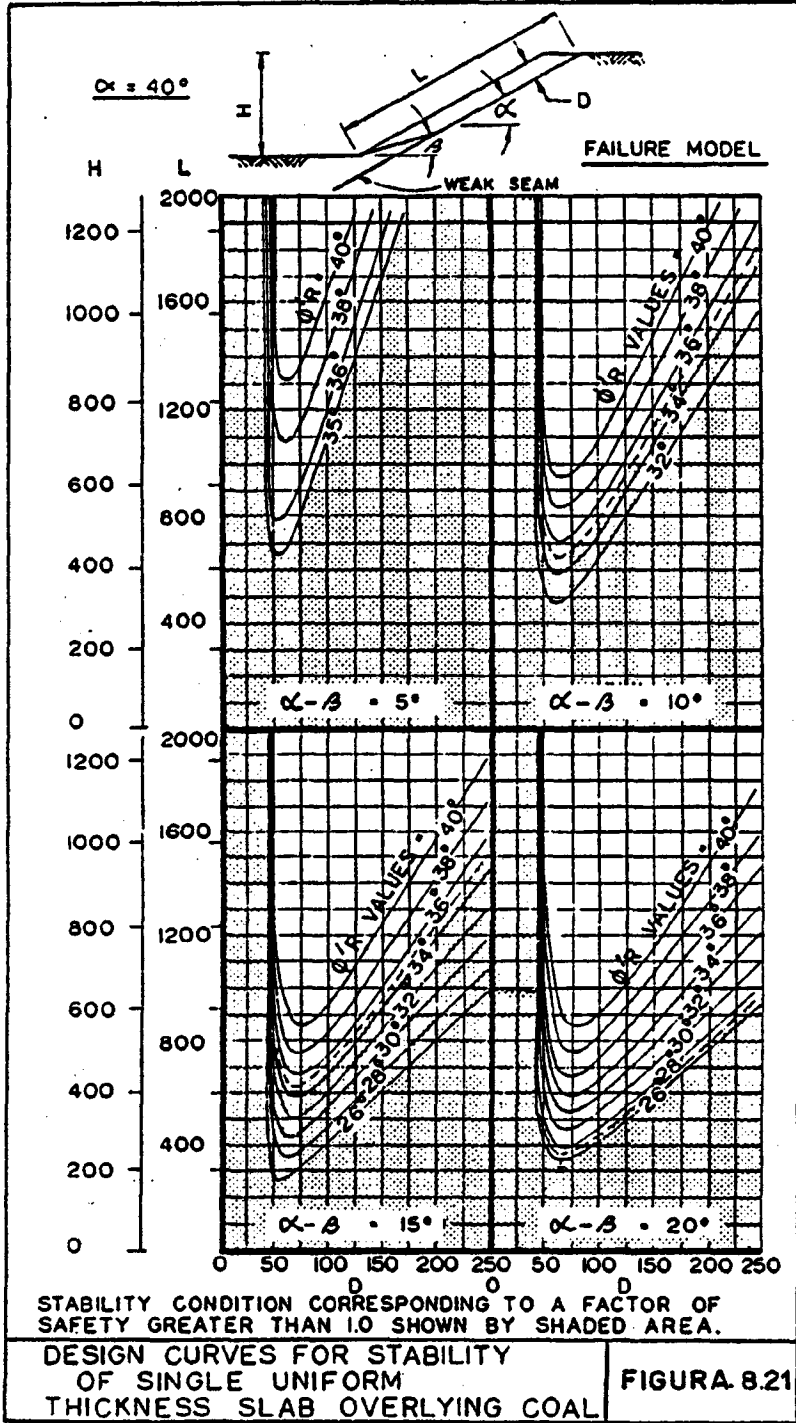
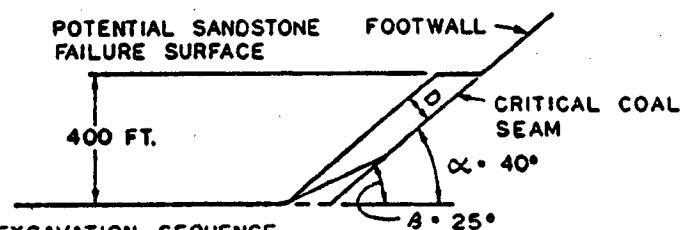


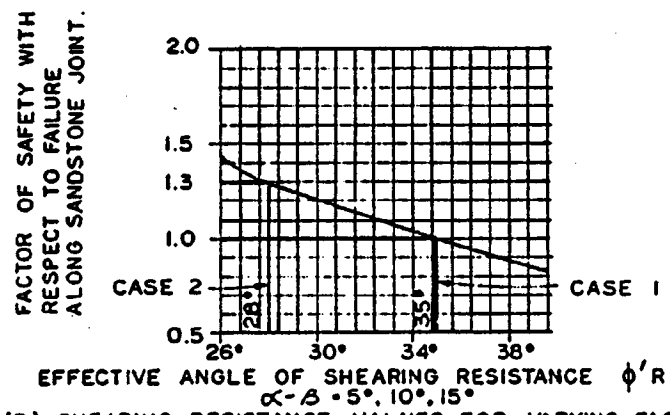
FIG. 8.20 - ALTURAS MAXIMAS PARA EVITAR EL RIESGO DE PANDEO



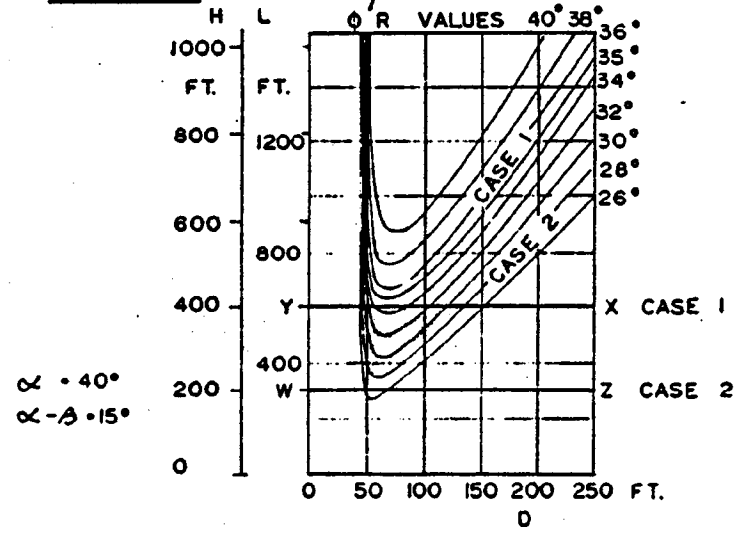


(A) EXCAVATION SEQUENCE

D = DEPTH NORMAL TO SLOPE FACE TO CRITICAL SEAM.



(B) SHEARING RESISTANCE VALUES FOR VARYING FACTORS OF SAFETY.



STABILITY ANALYSIS
TYPICAL EXAMPLE

FIGURA.8.22

8.4.-FACTORES HIDROGEOLOGICOS

Tal como se ha expuesto en el apartado de Hidrogeología, sólo existe certeza respecto a los niveles freáticos superficiales establecidos en la formación miocena, y a los establecidos en las antiguas explotaciones mineras, haciéndose las formaciones cada vez más impermeables en profundidad y actuando las capas de carbón por debajo de los 200 m., como fronteras de infiltración.

Por lo que respecta a los niveles superficiales, de no drenarse previamente, se van a manifestar en presiones localizadas en la coronación de los taludes, las cuales pueden pasar a ser empujes hidrostáticos de gran magnitud al ejercerse sobre grietas de tracción o de compresión.

Como ya se ha indicado, en el Cuadro 8.1., este problema ya se ha presentado realmente en algunas de las minas actualmente en explotación en el cielo de Puertollano.

La incidencia de este efecto se ha valorado cuantitativamente en los cálculos de estabilidad que siguen introduciendo una presión hidrostática en la vertical de la grieta de tracción adoptada.

Por otra parte, aunque no exista una información clara sobre niveles freáticos profundos, ni sobre las eventuales medidas de drenaje (ver cap. 2), no puede descartarse la penetración de agua y la creación de fuertes subpresiones, a favor de planos de debilidad, contactos deslizados o abiertos por efecto de la descarga provocada por las grandes excavaciones a realizar.

La red de filtración que acompaña a este tipo de excavaciones depende de las condiciones de drenaje del muro frontal y de la velocidad de excavación. En la fig. 8.23., tomada de Walton y Coates (1981), se aprecia las graves condiciones de presión que pueden darse si el agua se queda "colgada" tras una capa impermeable, caso muy frecuente con buzamientos fuertes. Esta situación puede aconsejar el drenaje tras la capa, mediante pozos de alivio (Brawner et al, 1972) o drenes horizontales.

La posible posición del nivel freático se ha valorado, a través de hipótesis razonables, en los cálculos de estabilidad.

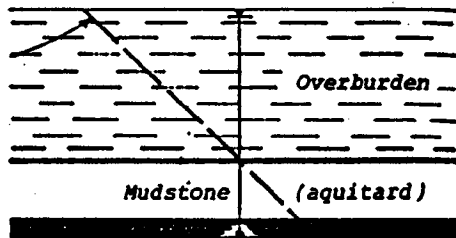
El efecto concentrado del agua, canalizada a través de minados, se trata en el Cap. 10.

Señalemos por último, los efectos de las aguas superficiales. Por la disposición en bancos no existe riesgo apreciable de erosión por lluvias, sobre todo si se tiene en cuenta el escaso tiempo en que los taludes permanecen expuestos.

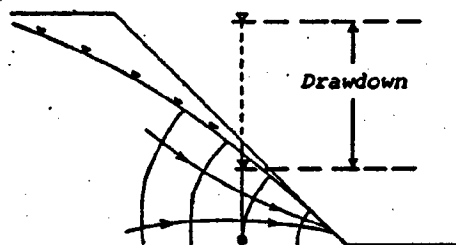
Una situación desfavorable podría producirse, sin embargo, si se desbordara el río Ojailén y sus aguas penetraran en forma torrencial en la corta. Ello daría lugar a cárcavas y daños superficiales pero sin afectar a la estabilidad general, y dañando sobre todo al recubrimiento mioceno y a la base de los taludes.

Debe tenerse en cuenta que los materiales poseen una apreciable cohesión y compacidad, salvo en la montera miocena, lo cual les confiere una notable resistencia a la erosión superficial.

Estado inicial



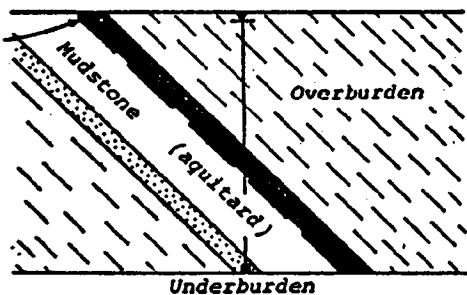
Excavaciones



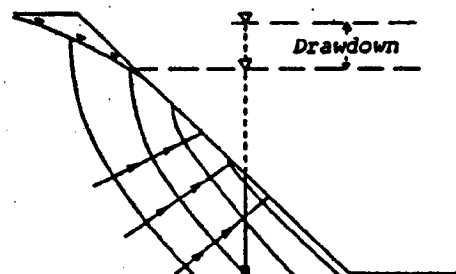
Rebajamiento

a) Estratificación horizontal.

Estado previo



Excavaciones



Rebajamiento

b) Estratificación paralela al talud.

FIG.8.23 - FILTRACION HACIA EL FRENTE EN CORTAS
(Waltón y Coates, 1981)

Respecto a la inundación por aguaceros, si se considera la lluvia máxima diaria de 80mm (T=50) y una superficie de corta abierta de $600 \times 1200 = 720.000 \text{ m}^2$, resulta un volumen de agua acumulada de 57.600 m^3 . Suponiendo que el fondo de corta sea impermeable, con una superficie de $150 \times 600 = 90.000 \text{ m}^2$, la altura media de agua sería inferior a 0,70 m, lo cual no supone un problema para la estabilidad de los taludes, salvo que el agua se mantuviera mucho tiempo antes del bombeo y se saturaran niveles margosos y areniscosos flojos.

8.5.- RESULTADOS OBTENIDOS

8.5.1. Posible Caída de Bloques

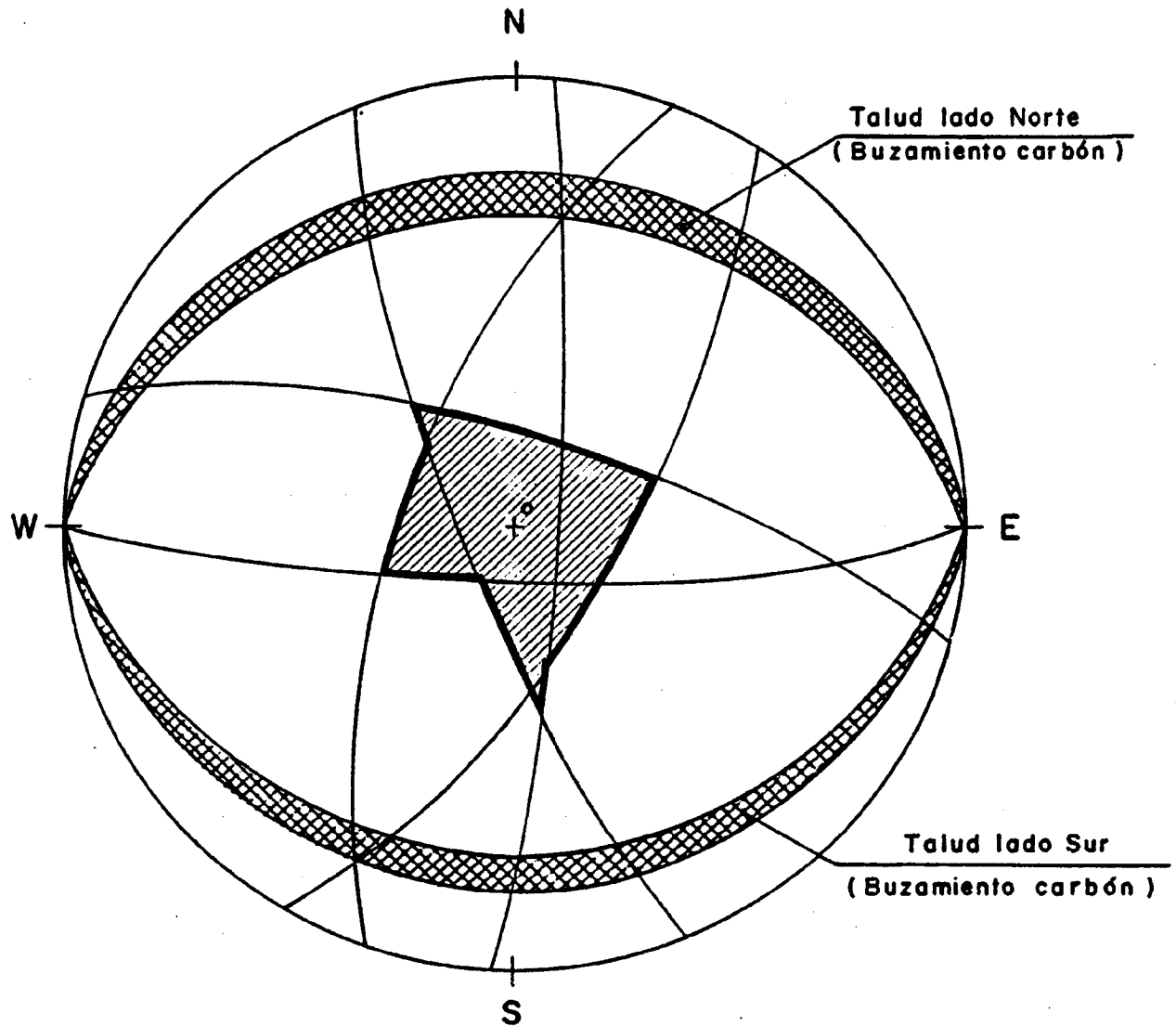
A continuación se comentan los resultados obtenidos:

Se ha analizado el problema de caída de cuñas en los sectores 2 y 3, en que el buzamiento de las pizarras puede ser más fuerte. Las figuras 8.24. a 8.26., muestran que los taludes generales no tendrán problemas en esos sectores, señalándose aquellas inclinaciones de bancos para las que empiezan a presentarse problemas. En ningún caso, la inclinación del banco ha de ser superior a 52° , pudiendo considerarse que un talud de banco del orden 50° es viable en todos los casos. Sólo en los lados Oeste y Sur del Sector 3 debe disminuirse este límite a 47° .

8.5.2. Rotura según un plano

Con la hipótesis de rotura según un plano y grieta en cabeza, se han estudiado taludes entre 50 y 275 m. de

SECTOR 2

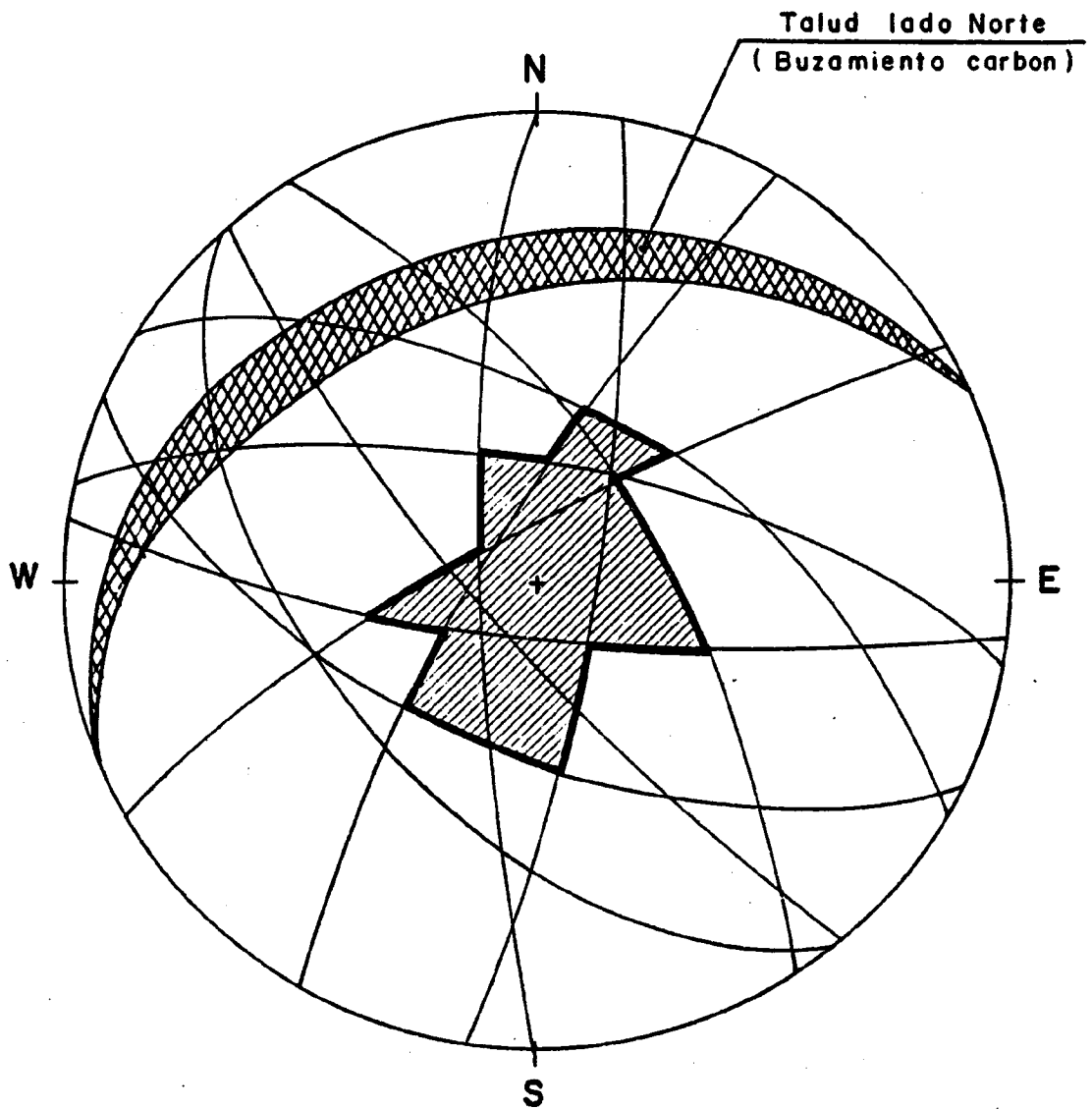


Zona cinemáticamente inestable

Lado Sur :	Posibles problemas para bancos con inclinacion	>	52°
Lado Norte:	" " " " " "	>	63°
Lado Este :	" " " " " "	>	60°
Lado Oeste:	" " " " " "	>	64°

FIG.8.24.-ANALISIS DE CUÑAS EN CONDICIONES CINEMATICAS DE INESTABILIDAD.

SECTOR 3
BORDE NORTE

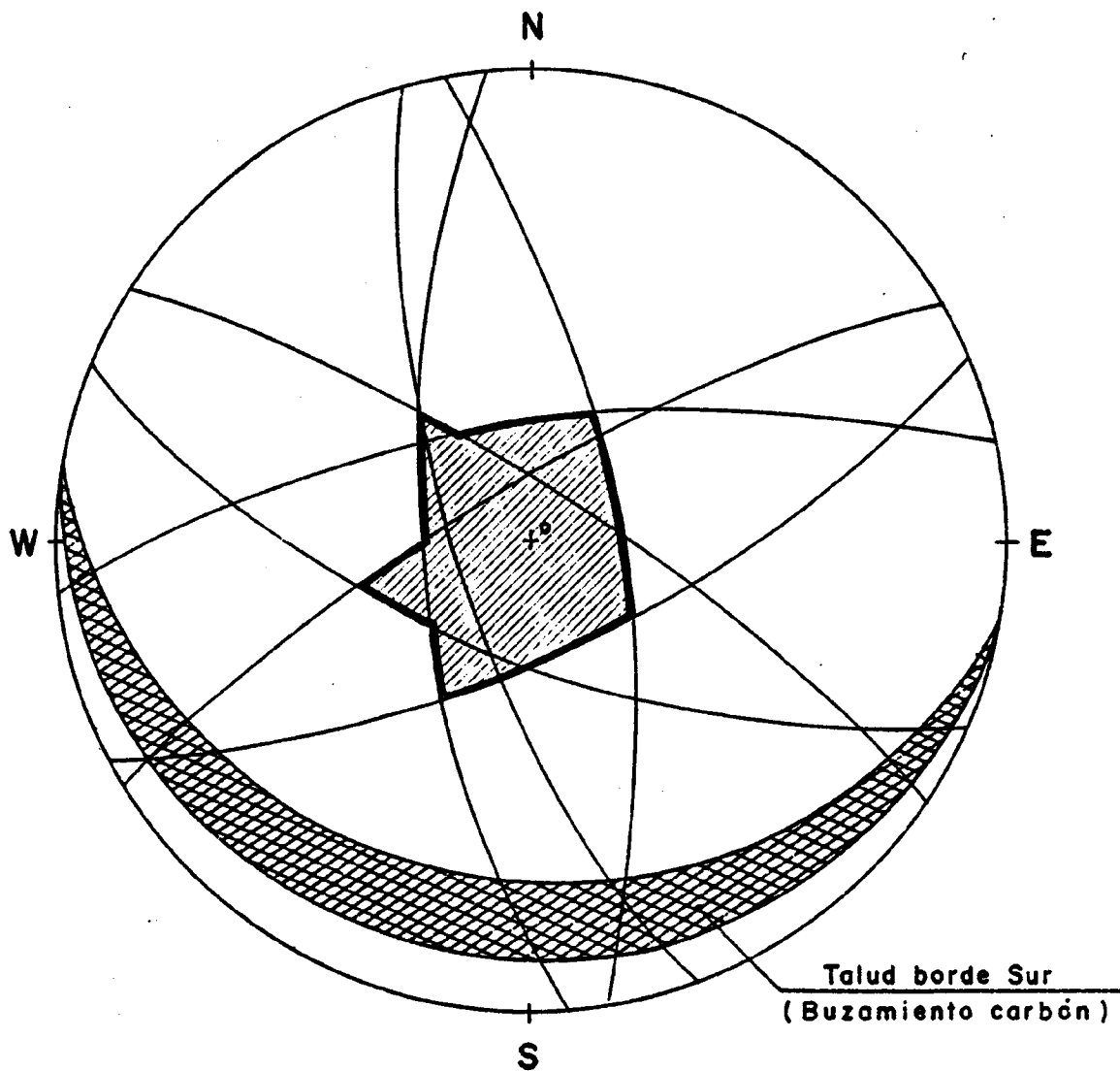


Zona cinemáticamente inestable

Lado Norte :	Posibles problemas para bancos con inclinación	> 52°
Lado Este :	" " " " " "	> 52°
Lado Oeste :	" " " " " "	> 47°
Lado Sur :	" " " " " "	> 49°

FIG.8.25.-ANALISIS DE CUÑAS EN CONDICIONES CINEMATICAS DE INESTABILIDAD.

SECTOR 3
BORDE SUR



Zona cinemática inestable

Lado Sur :	Posibles problemas para bancos con inclinación	> 50°
Lado Norte :	" " " " " "	> 53°
Lado Este :	" " " " " "	> 54°
Lado Oeste :	" " " " " "	> 51°

FIG.8.26.-ANÁLISIS DE CUÑAS EN CONDICIONES CINEMÁTICAS DE INESTABILIDAD.

altura. Se ha considerado toda la grieta llena de agua, y que no existiría agua en el resto del macizo. La fig. 8.27. muestra la variación del coeficiente de seguridad según la inclinación del talud en tres casos (50, 100 y 200 m.), mientras que la figura 8.28. muestra la inclinación del talud óptimo (para un coeficiente de seguridad de 1,3) según la profundidad de excavación. Según esta figura para el caso pésimo será necesaria una inclinación del orden de 32°.

La primera capa de carbón se cortaría a una profundidad que varía entre 45 y 55 m., por lo que se podría llegar a esa capa con una inclinación del talud del orden de 45 a 50°, sin problemas especiales, si el terreno está seco. Influye en este caso de forma importante el recubrimiento miocénico y cuaternario, ya que ambas capas suelen tener una potencia total de 25 m., por lo menos. Si la grieta de tracción se considera se llena de agua, los coeficientes de seguridad pueden llegar a ser:

Angulo del talud (°)	Coficiente de seguridad
40	1,31
45	1,17
50	0,98

Ello justifica lo ocurrido en algunas de las minas en explotación, en que los taludes medios son del orden de 50° y superiores para profundidades del orden de los 45-60 m.

Por ello, deben tomarse precauciones con esta parte superior, bien drenando el Cuaternario, bien dejando una berma importante entre él y el resto de las pizarras, sin dar talud

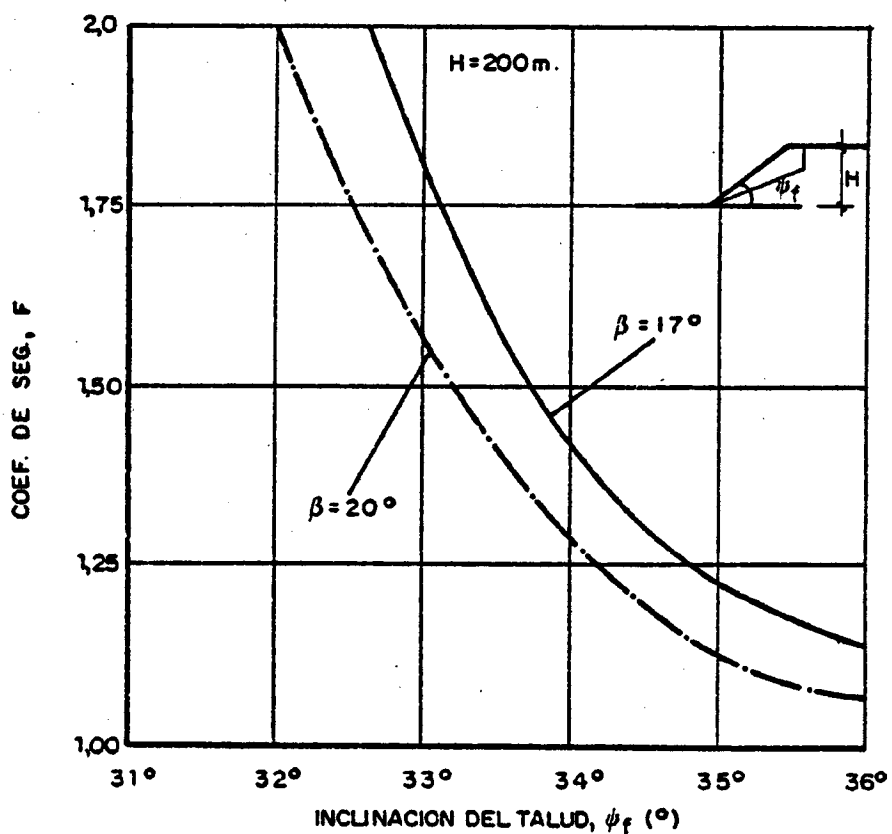
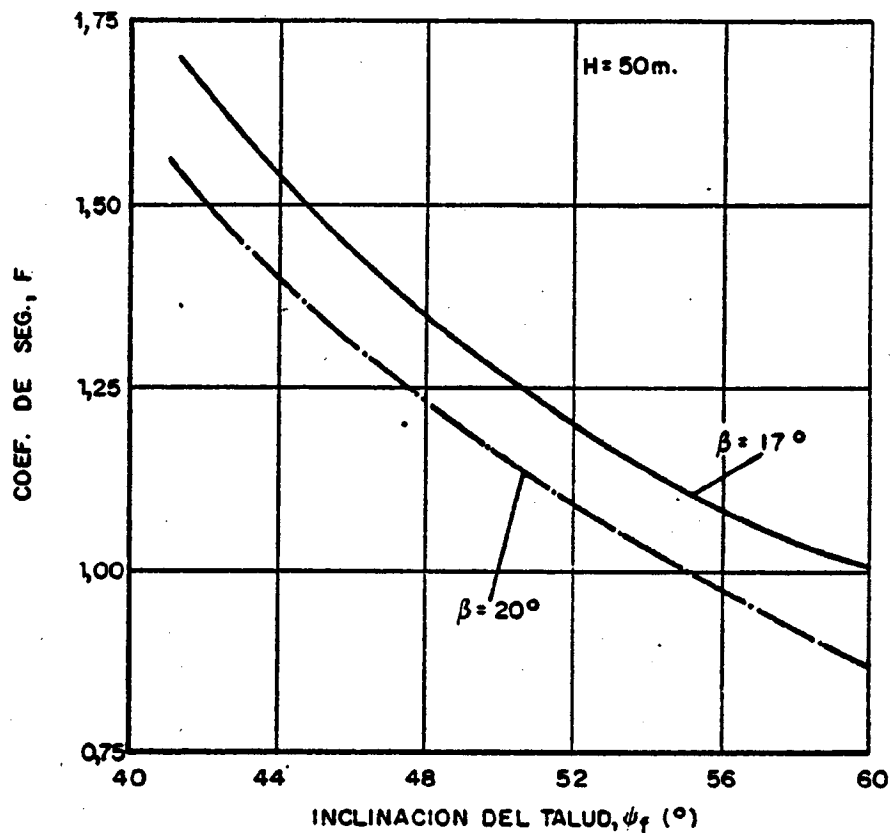


FIG. 8. 27 .— MAGNITUDES DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VARIAR EL TALUD EN LAS EXCAVACIONES DE 50 Y 200 m. DE PROFUNDIDAD

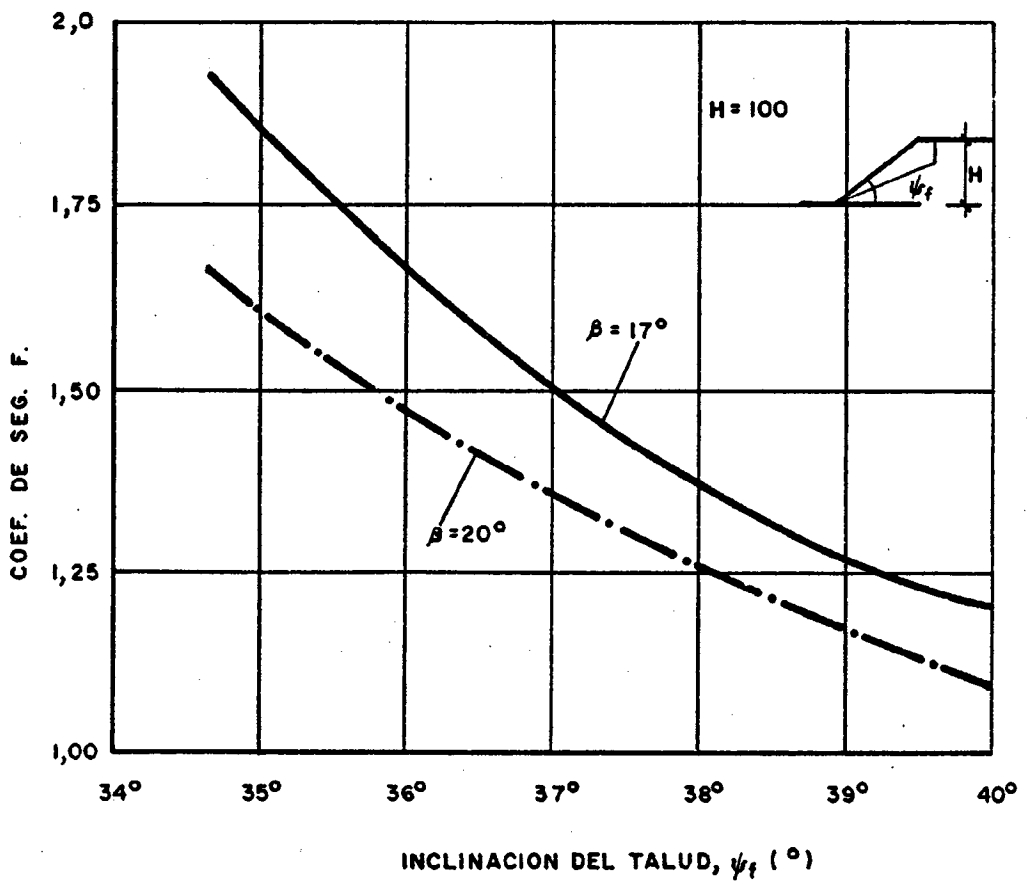


FIG. 8.27 - MAGNITUDES DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VARIAR EL TALUD EN LAS EXCACIONES DE 100 m. DE PROFUNDIDAD.

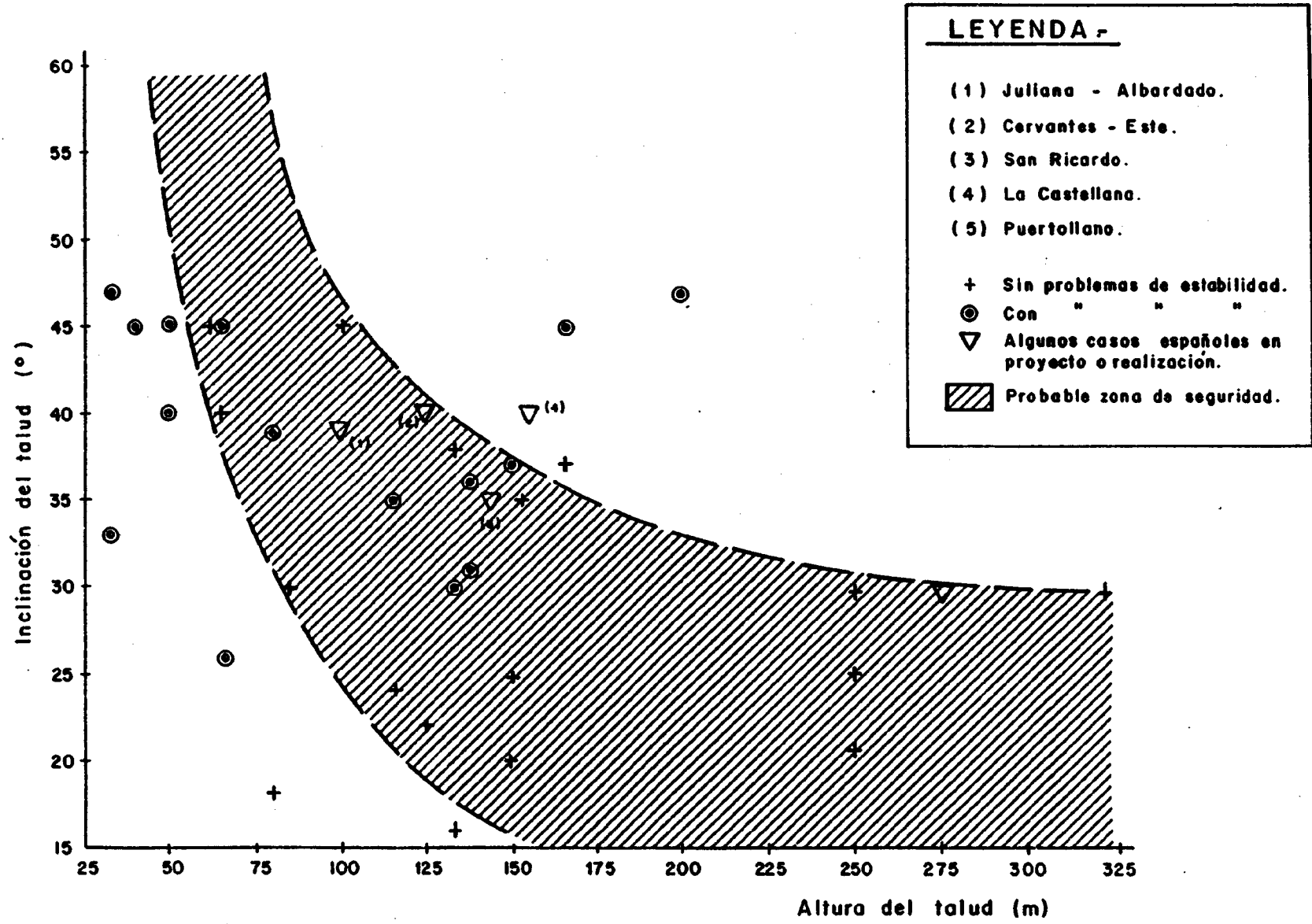


FIG. 8. 28.- RELACION ALTURA - INCLINACION DEL TALUD EN CASOS REALES EXCAVADOS EN PIZARRAS.

superior a los 40° en el propio cuaternario.

Para el resto de los análisis de rotura plana, se ha considerado que el buzamiento areniscas-pizarras puede variar entre 13 y 20°. Pero como existe una mayor acumulación de medidas que oscilan alrededor de los 17°, se ha considerado que el ángulo de buzamiento, B, puede variar entre 17 y 20°, a efectos de utilizar el valor más probable y el más desfavorable.

En los resultados incluidos en la fig. 8.27., puede verse que la repercusión de la variación de B entre los valores indicados, es del orden del 11%. De esta forma, si, para un talud dado y con B=17°, el coeficiente de seguridad es de 1,3 (valor usual en la práctica para taludes definitivos) en el caso de que B llegue a ser de 20°, siempre se podría contar con un coeficiente de seguridad mínimo del orden de 1,2.

En conclusión, de estos análisis de rotura plana y exigiendo un coeficiente de seguridad, F, de al menos 1,3 para taludes que puedan permanecer abiertos un tiempo considerable, se necesitaría:

Altura del Talud (m)	Inclinación del Talud (°)
50	49,5
100	38,5
200	34,5
300	32,5

Estos resultados corresponden a un análisis en que la influencia del agua sólo se ha considerado en el cuaternario-terciario superior. En ese sentido y dada la hipótesis geocinética hecha en cuanto a la rotura, pueden considerarse estos valores como cotas superiores de las correspondientes inclinaciones del talud.

8.5.3. Roturas Poligonales

Este tipo de roturas se ha estudiado, como ya se ha indicado, por el método de Jambu. En el Cuadro 8.3 se indican los tipos de taludes analizados, así como los perfiles que han servido para definir cada caso, los cuales están indicados en la fig. 8.29.

En los diversos análisis se ha tenido en cuenta la posible influencia de la presencia del agua, según tres tipos de hipótesis:

- 1.- Agua en una grieta vertical en cabeza del talud, de 17,5 m. de desarrollo, y nivel piezométrico lineal desde esa grieta hasta el pie del talud.
- 2.- Agua en una grieta vertical en cabeza del talud, de 17,5 m. de desarrollo, y sin otro nivel piezométrico.
- 3.- Agua en una grieta vertical en cabeza del talud, de 32,5 m. de desarrollo, y sin otro nivel piezométrico. (Sólo para taludes de más de 150 m.).

CUADRO 8.3.

RESUMEN DE ANALISIS DE ESTABILIDAD CON SUPERFICIES DE ROTURA POLIGONALES

Altura de talud (m)	Inclinaciones estudiadas	Tipos de rotura analizados (*)	Sectores	Orientación	Perfil aproximado	OBSERVACIONES
50	45 y 50	Tipo 1	2	Intermedio	4500 W	Talud de trabajo (Hip.A) en el Sector 2 y de banco en otros - sectores (Hip.B)
100	35 y 40	Tipo 1	2 y 3	Norte y Sur e intermedio	----	Talud de trabajo (Hip.A) en los sectores 2 y 3 y de banco (Hip.B)
175	28,32,36 y 40	Tipo 1	3 y 5	Norte y Sur e intermedio	1500 W	Talud de trabajo (Hipòtesis A)
275	28,32,36 y 40	Tipo 1	3 y 5	Norte y Sur e intermedio	500 a 1000 W en Sector 3	Talud de trabajo (Hipòtesis A)
300	25 y 30	Tipo 1 y Tipo 2	3,5 y 6	Norte e intermedio	500 E	Talud final
360	25 y 30	Tipo 1 y Tipo 2	5	Norte	1000 a 2000 W	Talud final

(*) Tipo 1 : La rotura comienza en capa explotable y sigue paralela al talud, terminando con grieta de tracción en cabeza.

Tipo 2 : La rotura sigue una capa explotable y acaba con grieta de tracción.

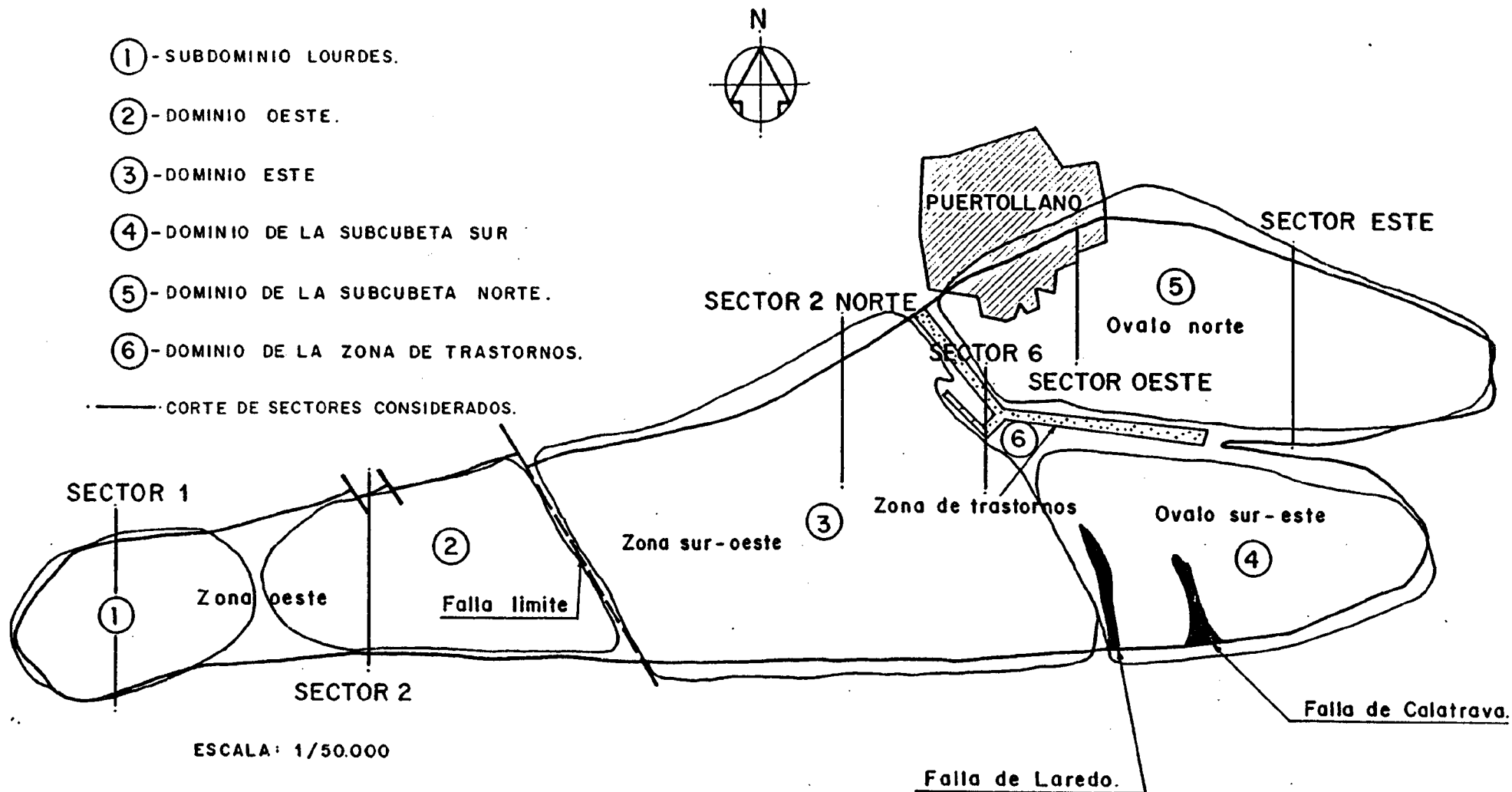


FIG. 8.29.- ESQUEMA DE DOMINIOS CONSIDERADOS

Para los taludes de más de 175 m. de profundidad, la diferencia entre la hipótesis 2 y la 3 es de segundo orden, no ocurriendo lo mismo, lógicamente, entre la 1 y la 2.

Las figuras 8.30 a 8.45 muestran los resultados obtenidos en los diversos casos analizados. Analizados estos resultados se ha elaborado el Cuadro resumen 8.4, donde aparecen las alturas consideradas, los taludes recomendables y los coeficientes de seguridad. Como se aprecia en él, se ha exigido -cuando no existe nivel freático- un coeficiente de seguridad del orden de 1,3 para taludes definitivos o provisionales de más de 200 m. reduciendo a 1,25 los coeficientes de seguridad de taludes de trabajo. Se obtiene así una relación $H-\alpha$ algo más estricta (20-30 menos de talud para igual H) que la obtenida por la hipótesis de rotura plana (fig. 8.28). Estos resultados se han visualizado en la fig. 8.46.

Si se tiene en cuenta la presencia de un nivel freático hasta el pie del talud (hipótesis muy pesimista), el coeficiente de seguridad disminuiría a 1,01-1,05, lo cual indica la conveniencia de drenar las capas, a medida que se detecte el agua. En caso contrario sería necesario disminuir los valores de α del Cuadro 8.4 en unos 20-30 para que, en ningún caso, el coeficiente de seguridad fuese menor de 1,10.

Al analizar la posible rotura a lo largo de capas explotables, correspondiente al talud Norte del Sector 5, influido por la presencia del casco urbano de Puertollano, resulta que es algo más restrictiva la posible rotura por una capa de carbón que corta al talud a 235 m. que la rotura por capas explotables que arranquen de unos 360 m. de profundidad. Esto sucede por el hecho de estar más alejada del talud esta última capa, con lo que se desarrolla -relativamente- mayor resistencia al esfuerzo constante a lo largo de la superficie de rotura considerada que en el caso de la capa de carbón, que alcanza los 235 m. de

CUADRO 8.4

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD
CON ROTURA POLIGONAL.

Altura, H (m)	Inclinación del talud recomenda ble, α (°)	Tipo Rotura	Coef.de Seguridad,F		Tipo de Talud
			Con N.F.	Sin N.F.	
50	38	1	1,05	1,25	Trabajo
100	32	1	1,01	1,20	Trabajo
175	30	1	1,03	1,25	Trabajo
275	29,5	1	1,03	1,28	Trabajo
300	29-30	1	1,01	1,30	Trabajo
360	28	1	1,01	1,30	Trabajo
235	26	2	1,05	1,28	Final
360	27	2	1,02	1,31	Final

FIG. 8.30

H = 50 m. $\alpha = 45^\circ$ Taluz de trabajo.

60-

40-

20-

0-

N.F. = Nivel freatico

N.F.

Hip.1. F = 0,73
Hip.2. F = 0,93

Hip.1 F = 0,74
Hip.2 F = 0,96

E = 1/500

0

50

100

α

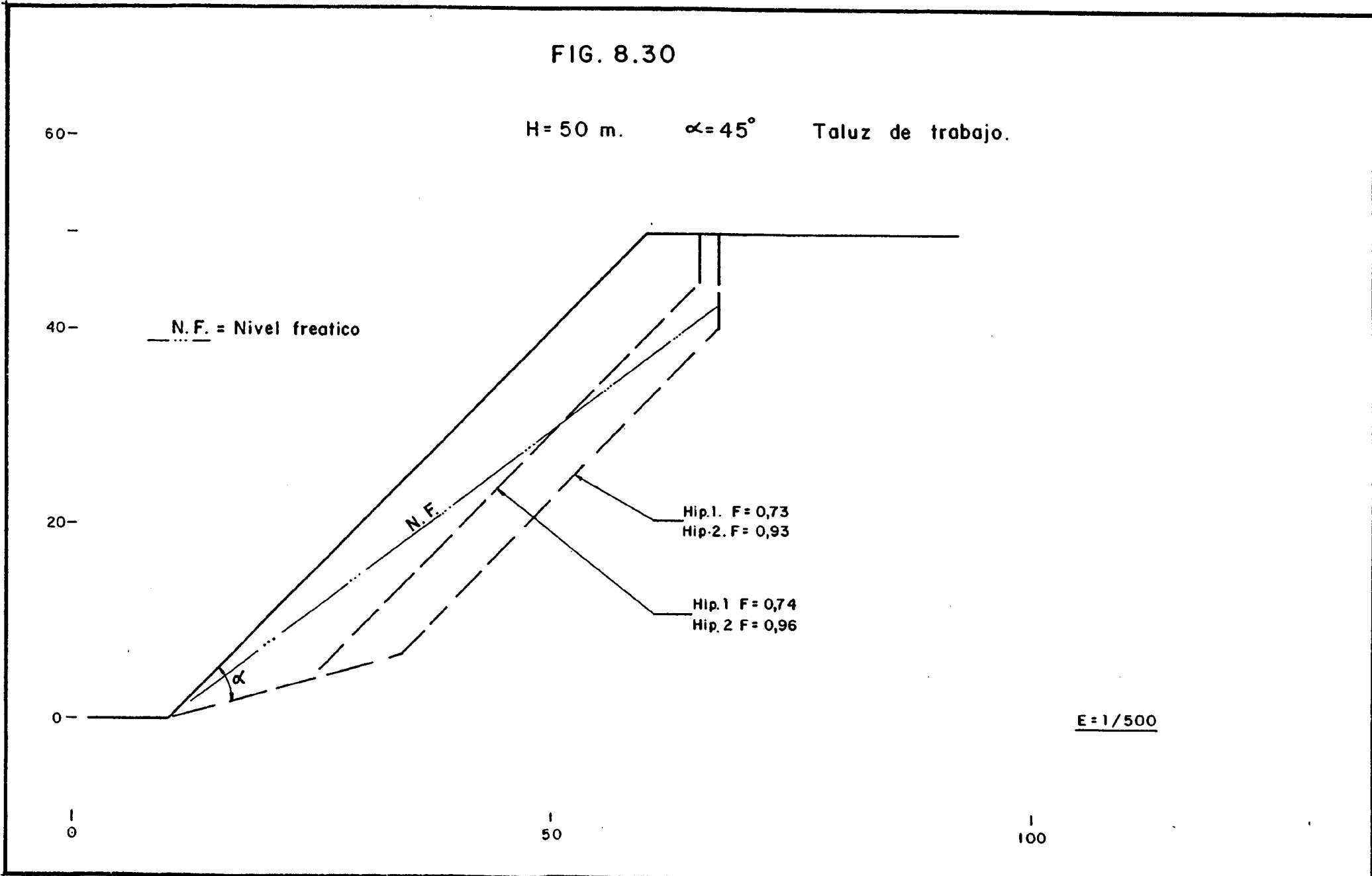


FIG. 8. 31

60 -

H = 50 m

$\alpha = 50^\circ$

Talud de trabajo.

40 -

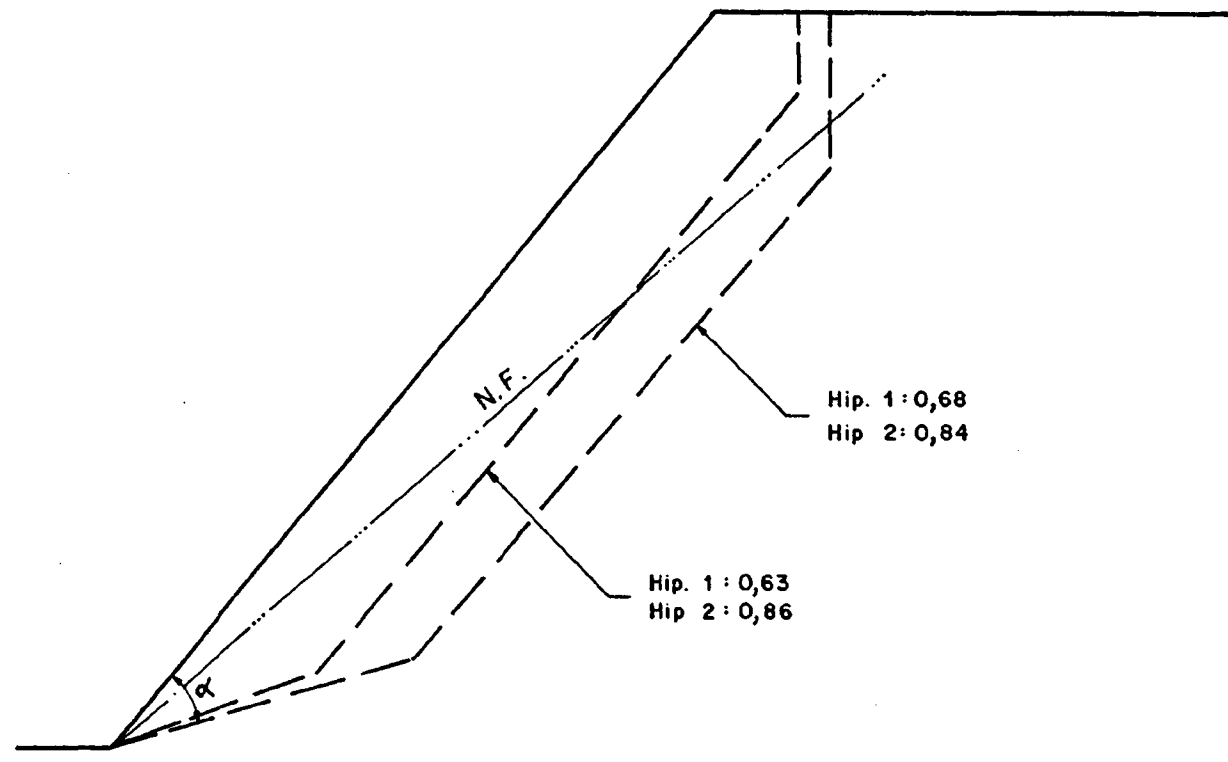
20 -

0 -

0

50

100



E = 1 / 500

FIG. 8.32

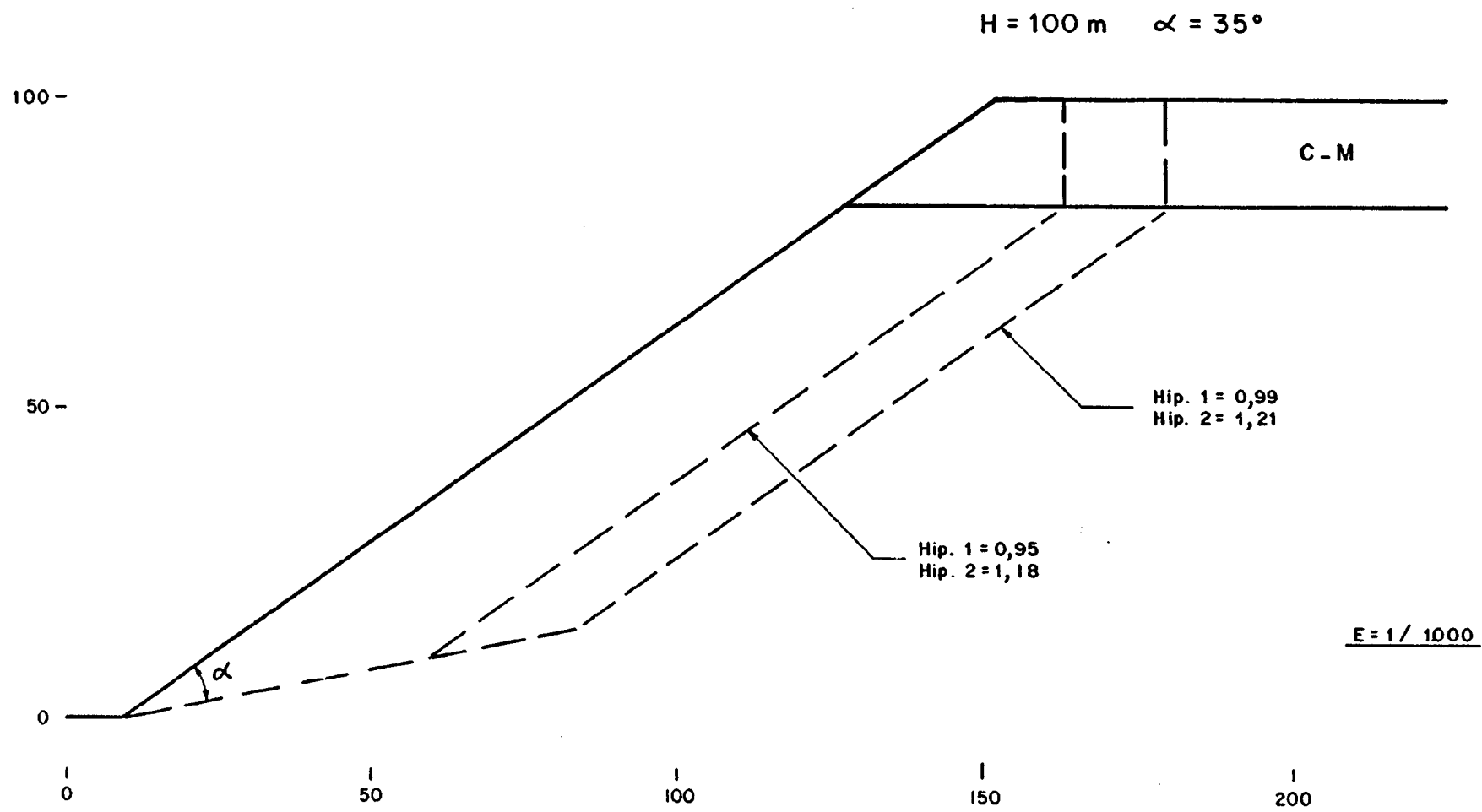


FIG. 8.33

H = 100 m. $\alpha = 40^\circ$

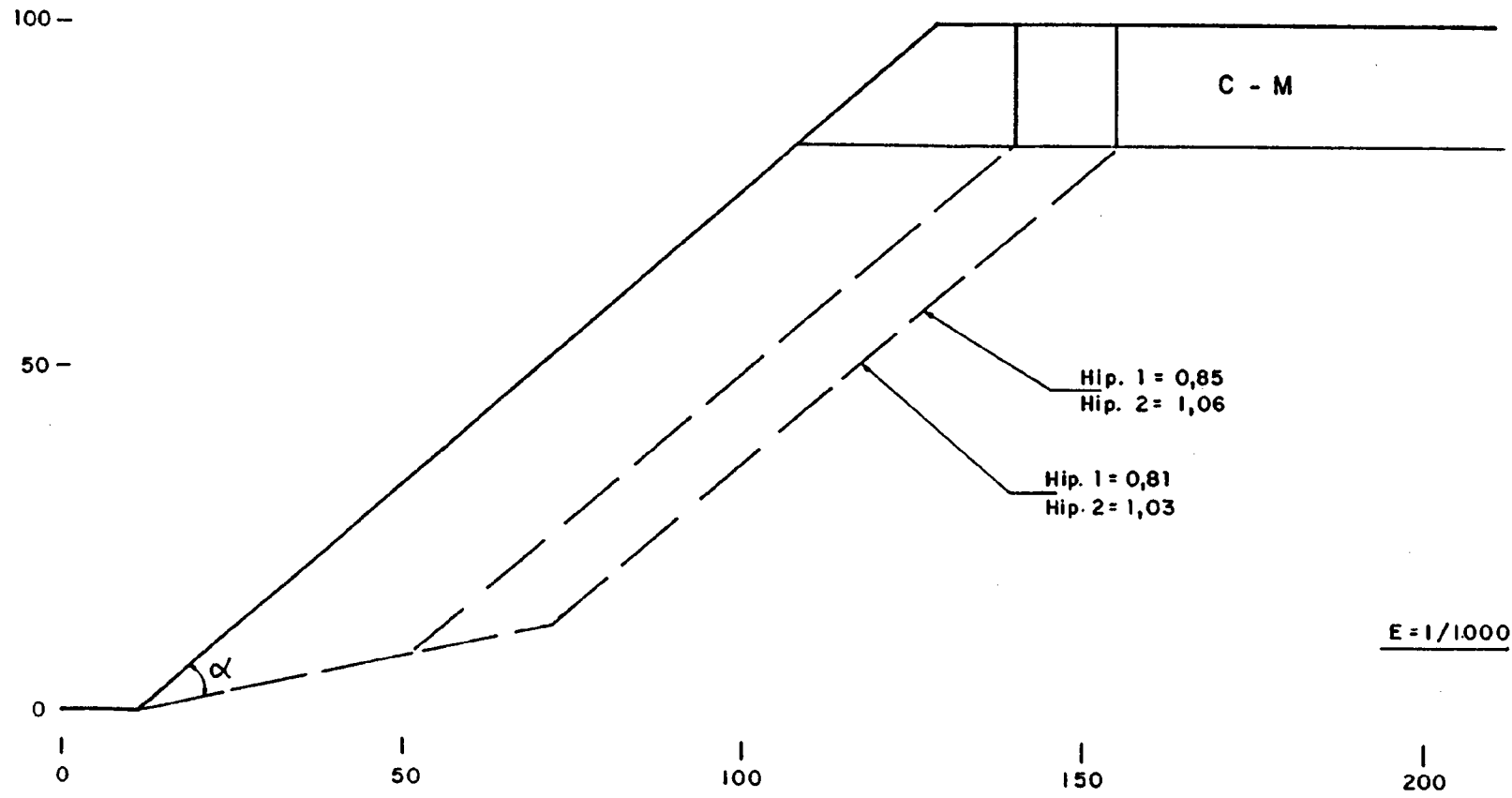
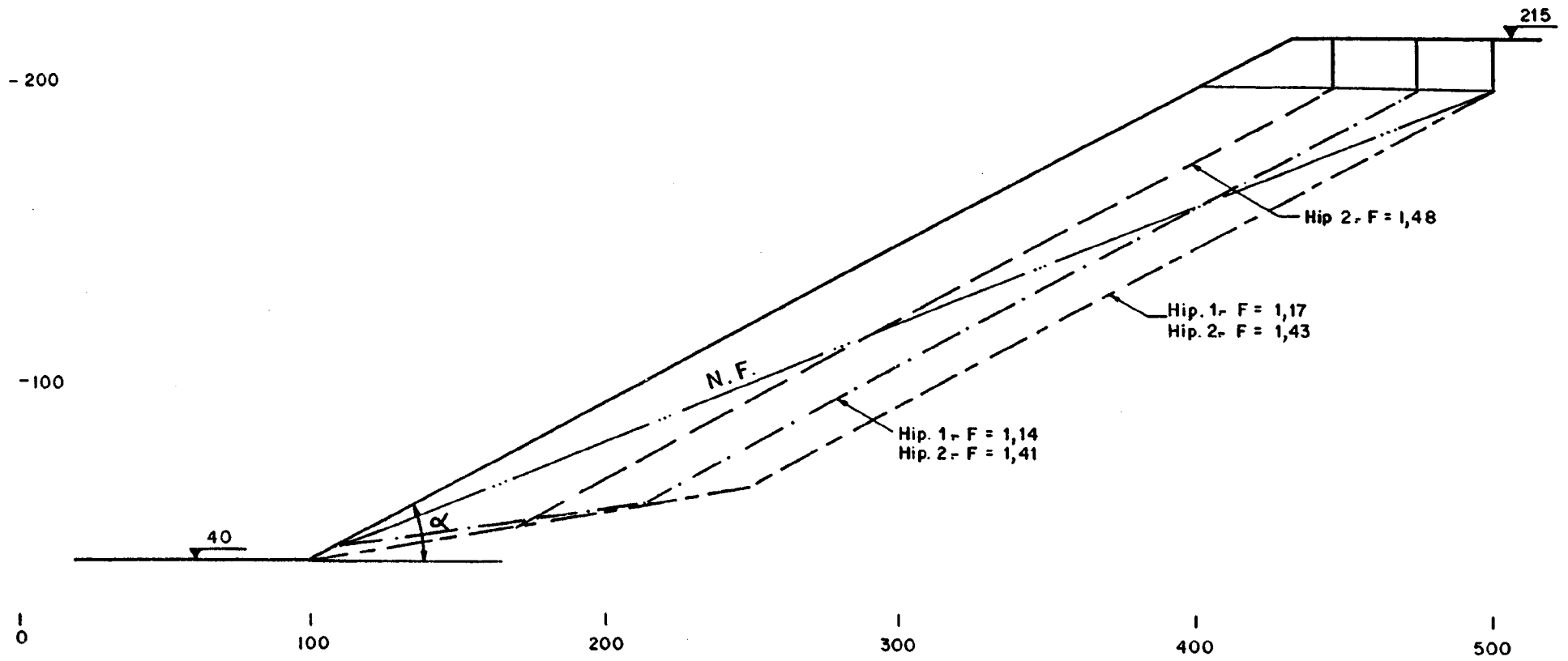


FIG. 8.34

H = 175

$\alpha = 28^\circ$

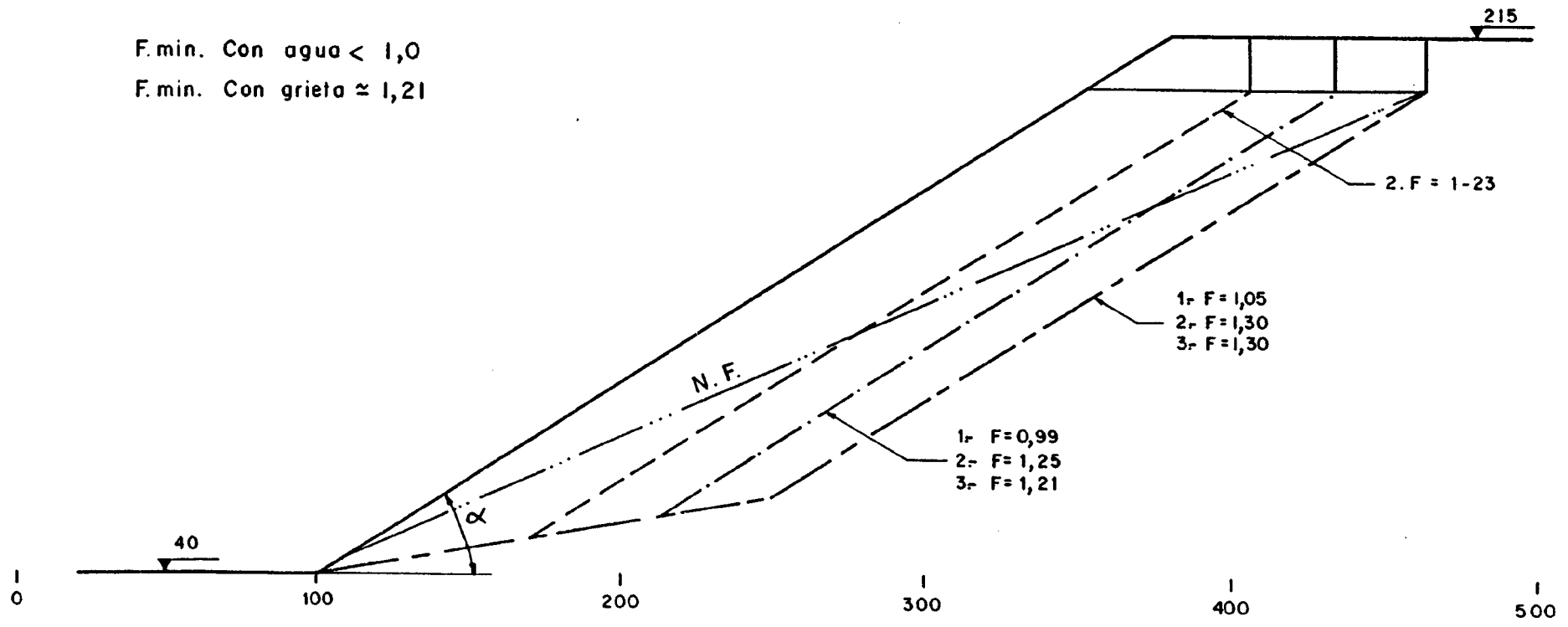


ESCALA 1/2000

FIG. 8.35

$H = 175 \text{ m.}$ $\alpha = 32^\circ$
HIPOTESIS
 1 = Agua en grieta de 17,5 m. y N.F. hasta el pie
 2 = " " " " " " sin N.F.
 3 = " " " " 32,5 m. sin N.F.

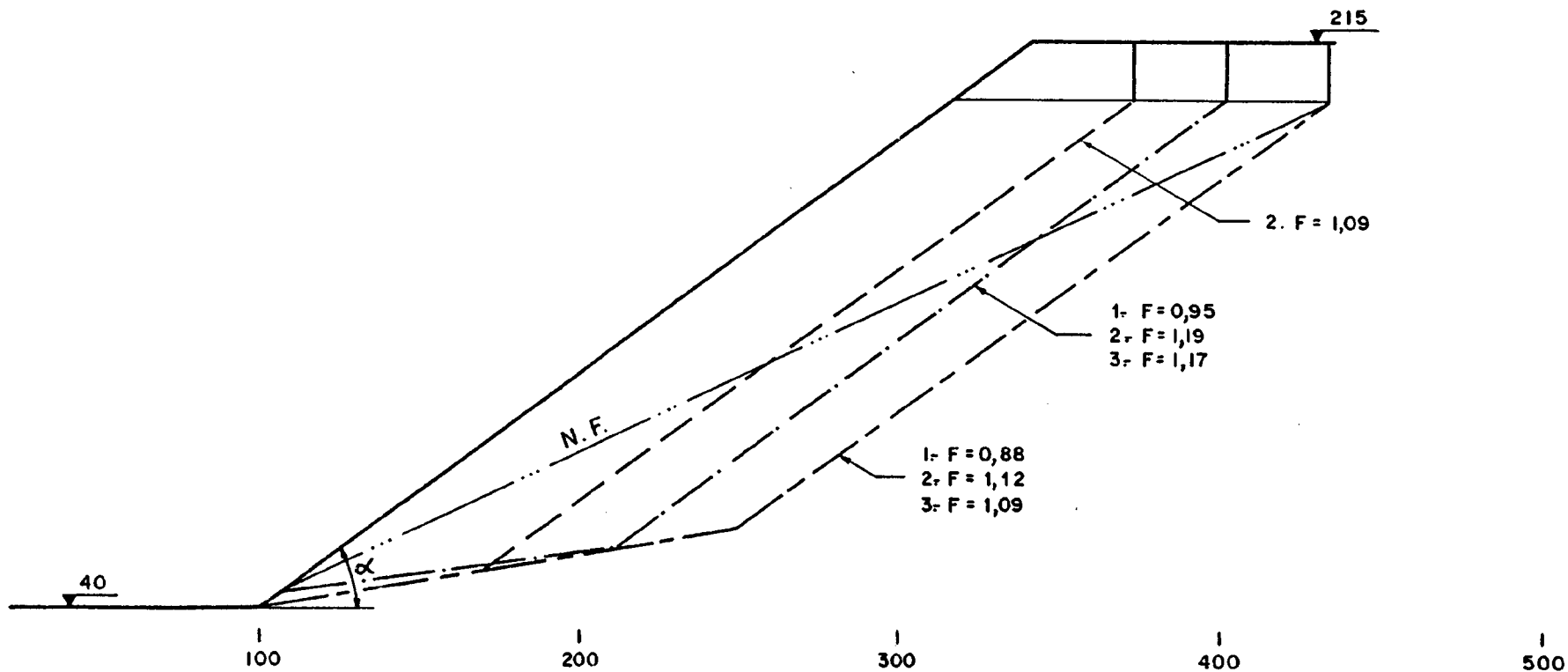
$F_{\text{min. Con agua}} < 1,0$
 $F_{\text{min. Con grieta}} \approx 1,21$



ESCALA 1/2.000

FIG. 8.36

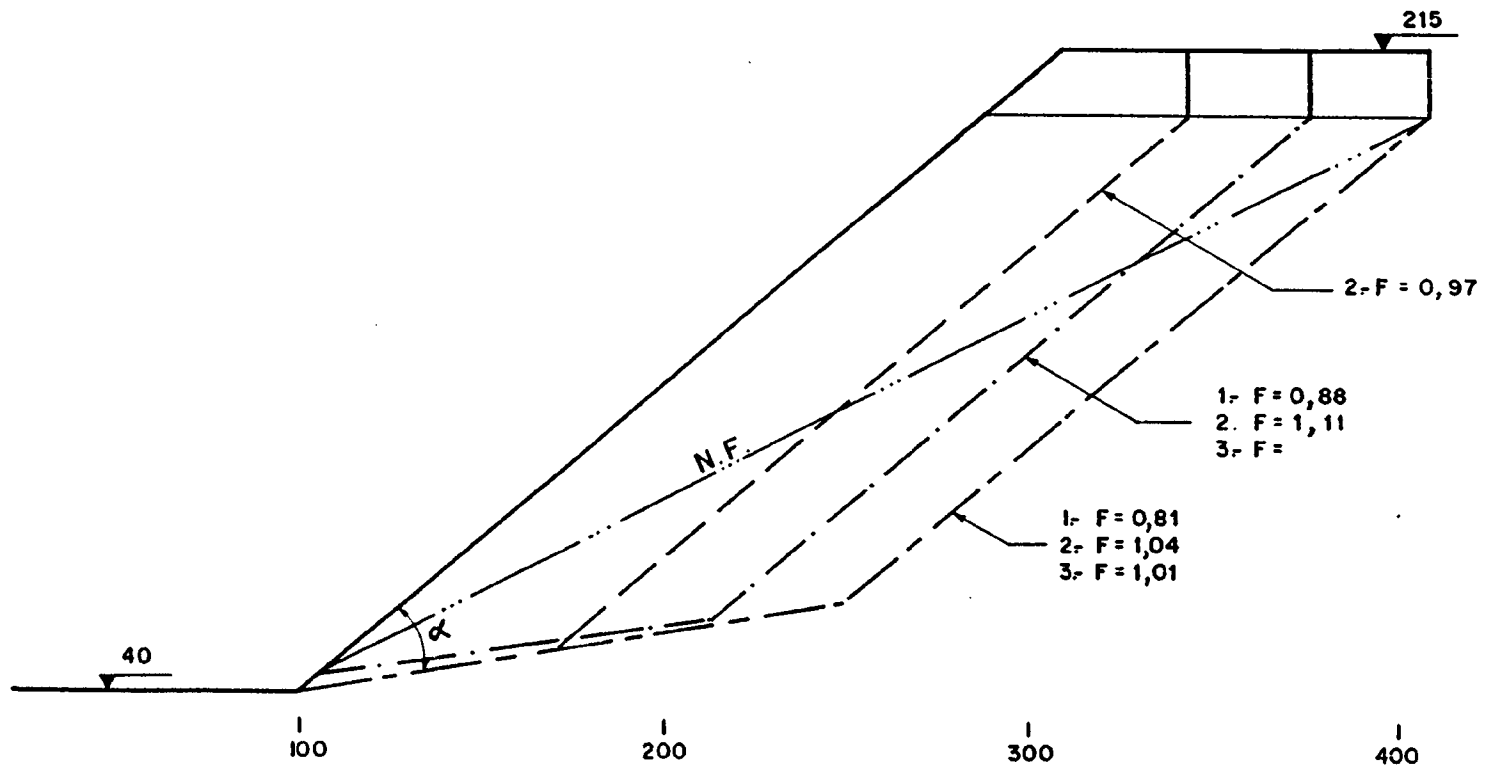
$H = 175 \text{ m.}$	$\alpha = 36^\circ$
<u>HIPOTESIS</u>	
1 = Agua en grieta de 17,5 m. y N.F. hasta el pie	
2 = " " " " " " sin N.F.	
3 = " " " " 32,5 m. sin N.F.	



ESCALA 1/2.000

FIG. 8.37

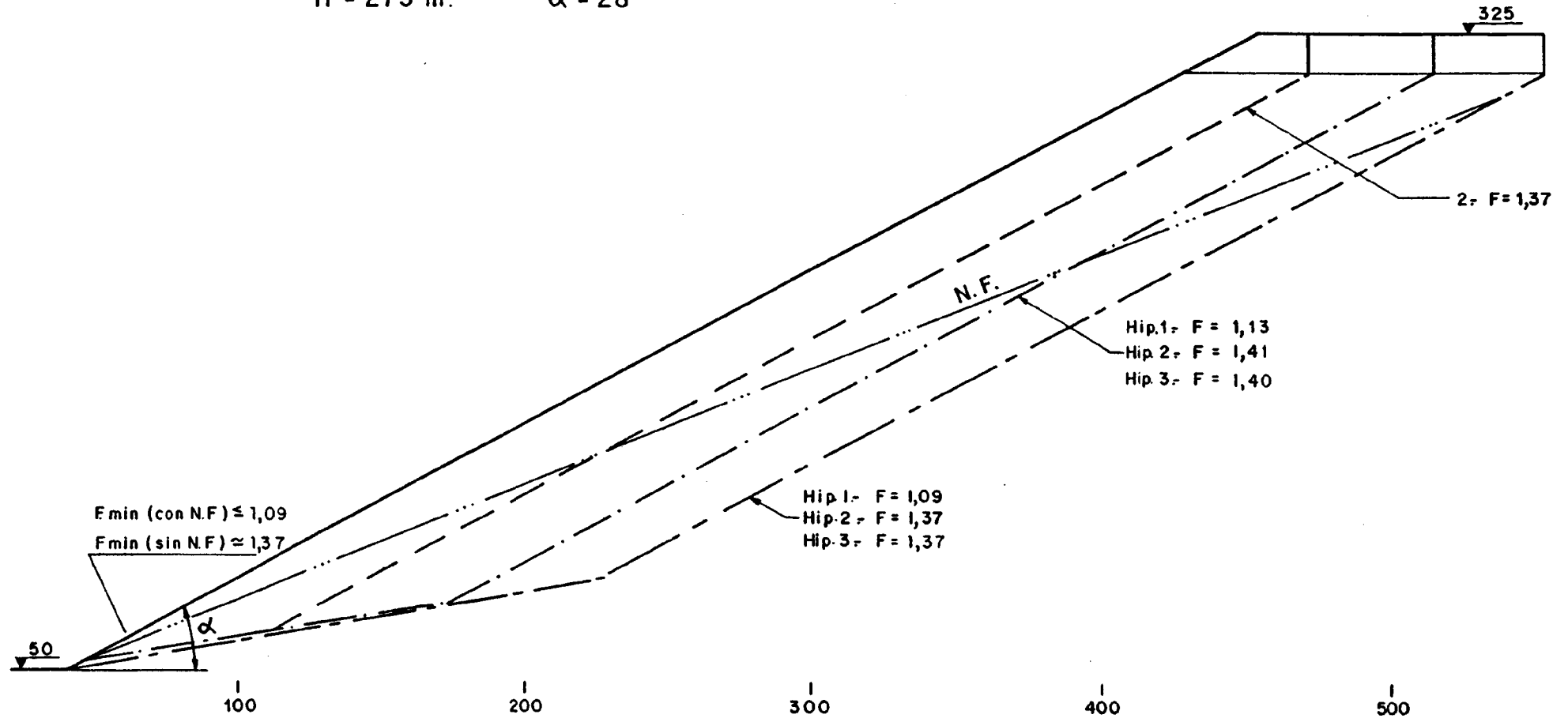
H = 175 m. $\alpha = 40^\circ$
HIPOTESIS
1 = Agua en grieta de 17,5 m. y N.F. hasta el pie.
2 = " " " " " " sin N.F.
3 = " " " " 32,5 m. sin N.F.



ESCALA - 1/2.000

FIG. 8.38.-

H = 275 m. $\alpha = 28^\circ$

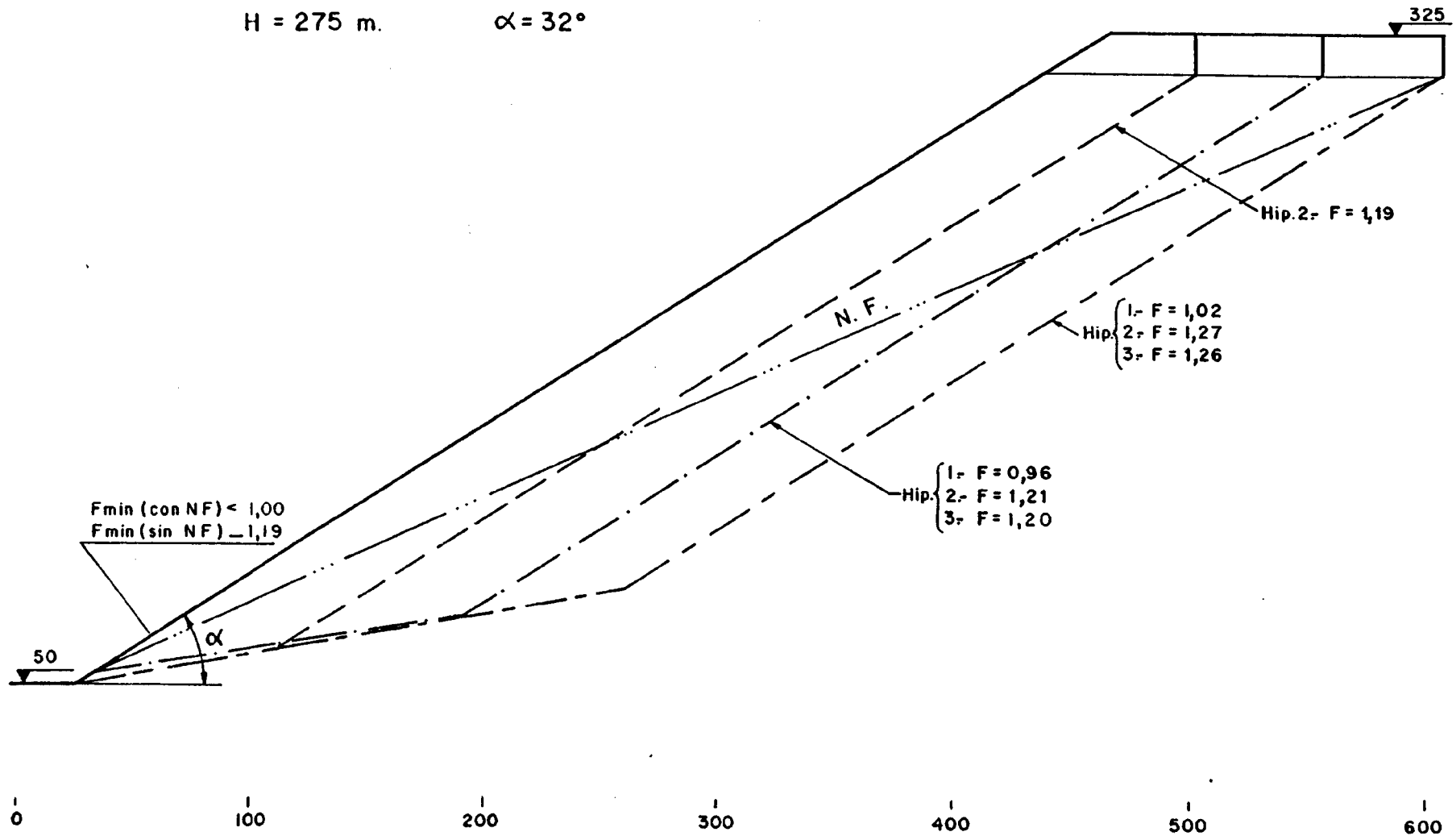


ESCALA 1/2.500

FIG. 8.39

H = 275 m.

$\alpha = 32^\circ$



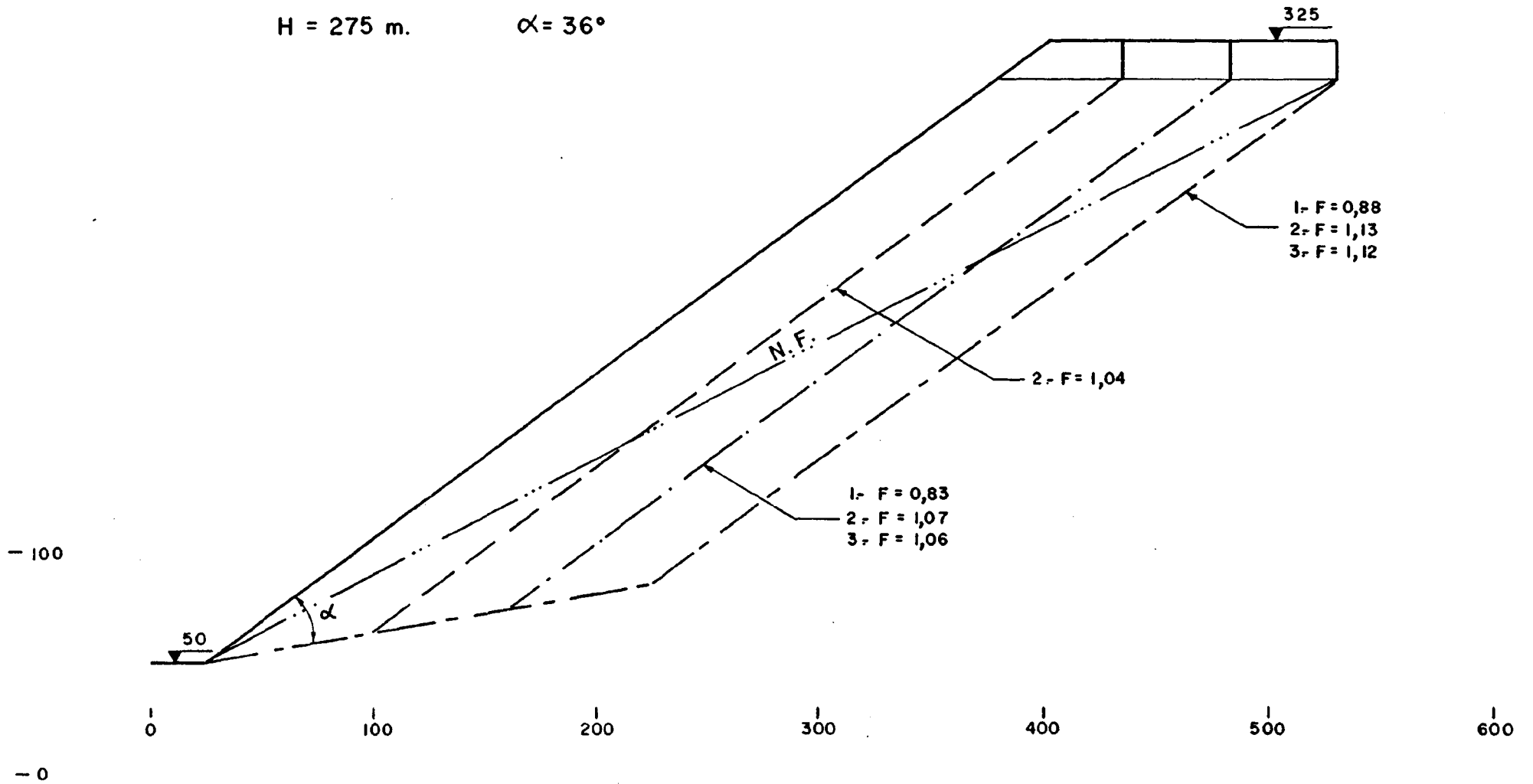
Fmin (con NF) < 1,00
Fmin (sin NF) = 1,19

ESCALA 1/2.500

FIG. 8.40.-

H = 275 m.

$\alpha = 36^\circ$

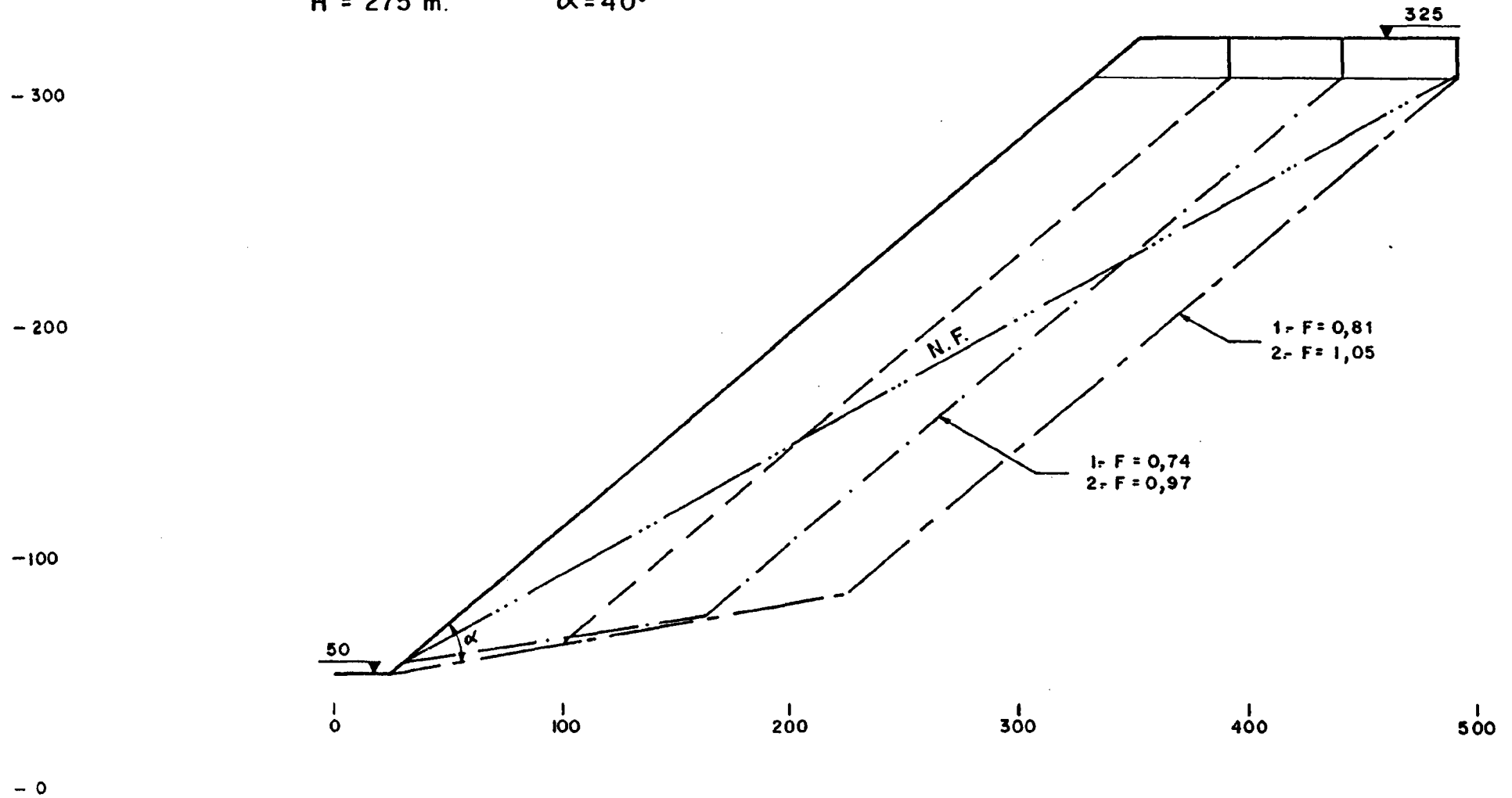


ESCALA 1/2.500

FIG. 8. 41

H = 275 m.

$\alpha = 40^\circ$



ESCALA 1 / 2.500

FIG. 8.42

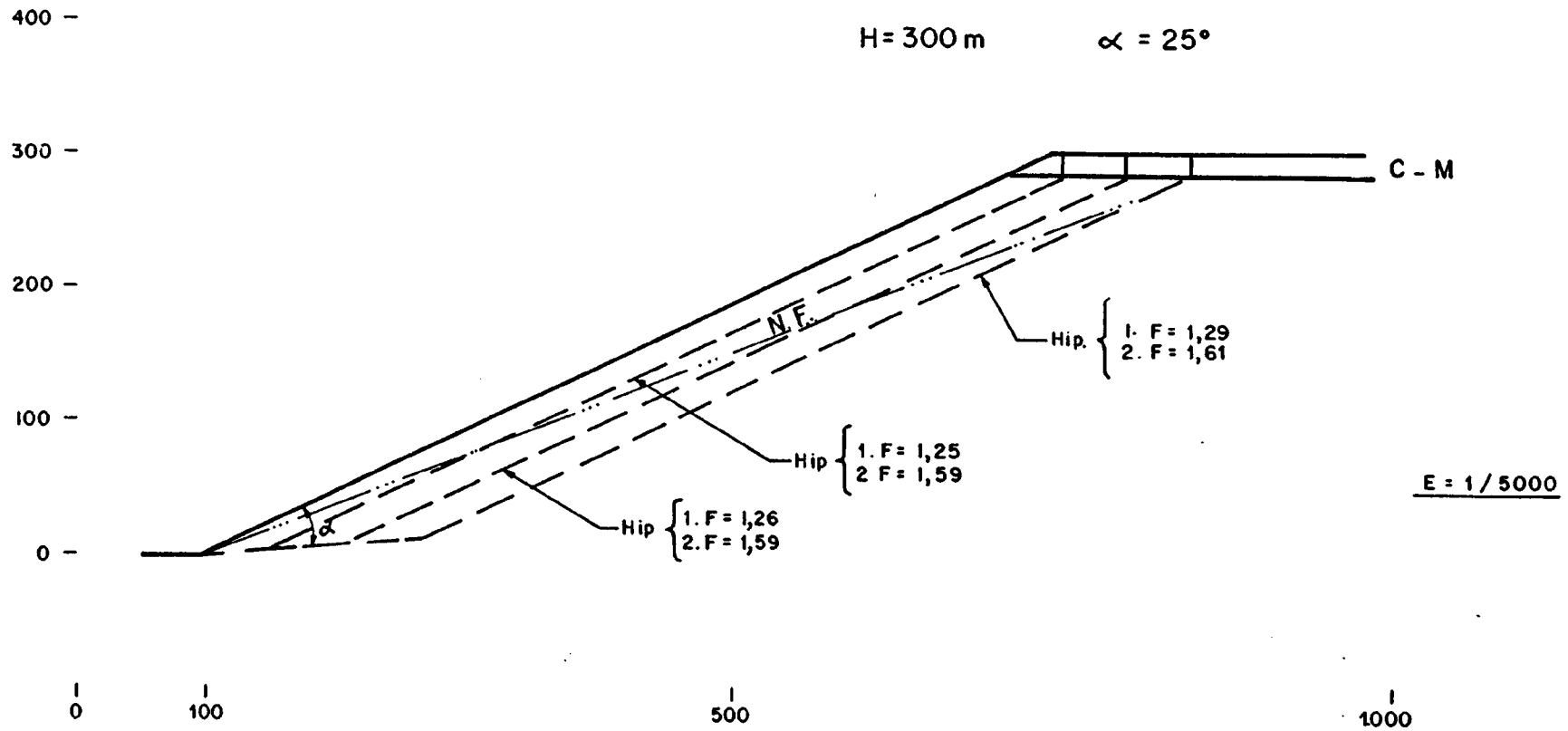


FIG. 8.43

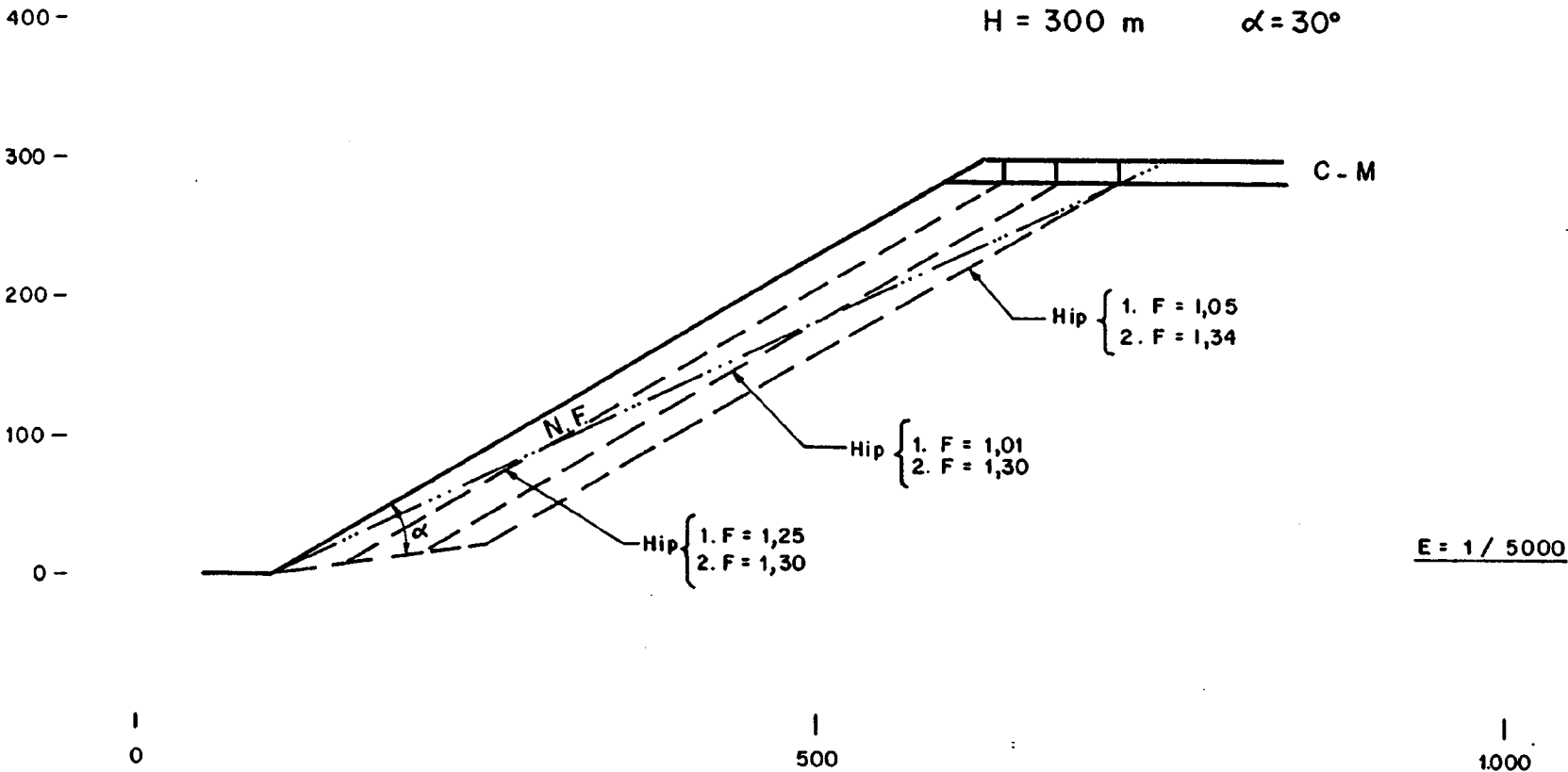


FIG. 8.44

H = 360 m. $\alpha = 25^\circ$

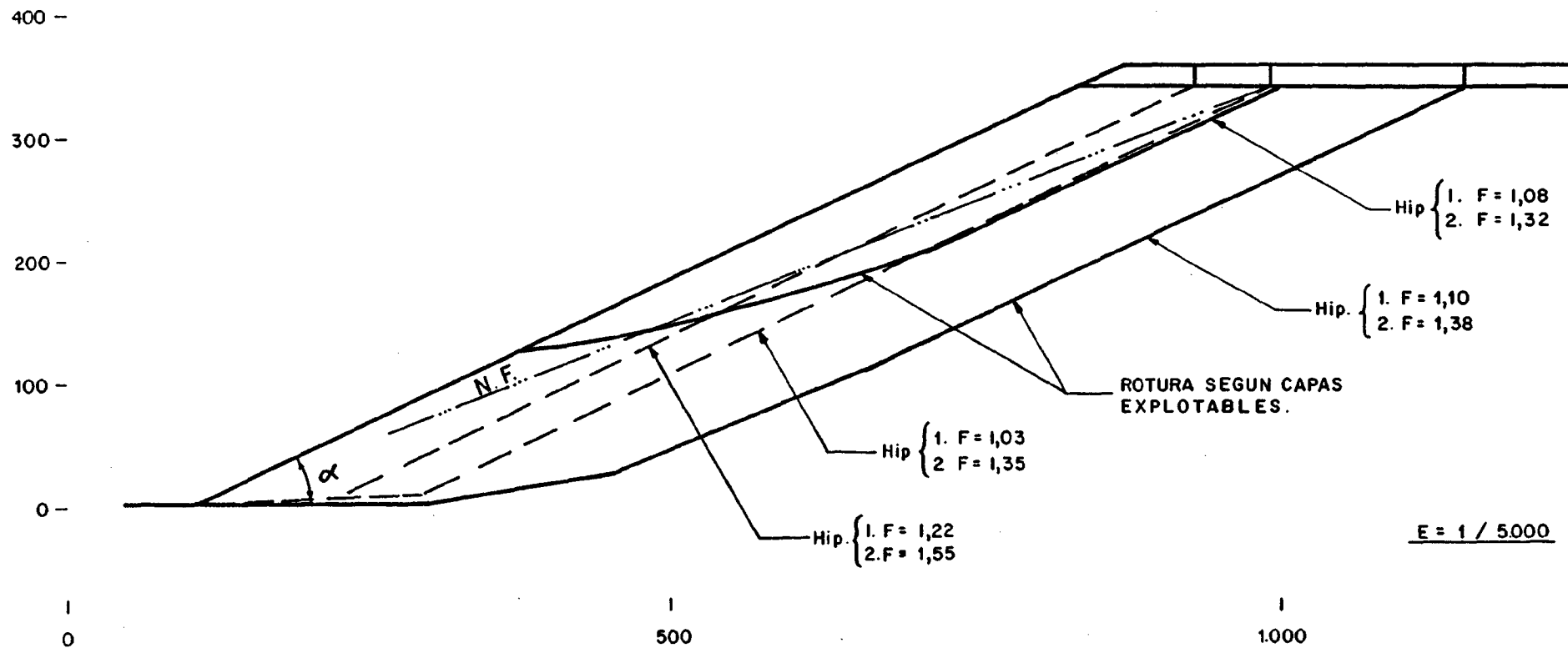


FIG. 8.45

H = 360

$\alpha = 30^\circ$

400 -

300 -

200 -

100 -

0 -

0

500

1000

C-M

Hip. $\begin{cases} 1. F = 0,92 \\ 2. F = 1,14 \end{cases}$

Hip. $\begin{cases} 1. F = 0,96 \\ 2. F = 1,21 \end{cases}$

Hip. $\begin{cases} 1. F = 1,01 \\ 2. F = 1,31 \end{cases}$

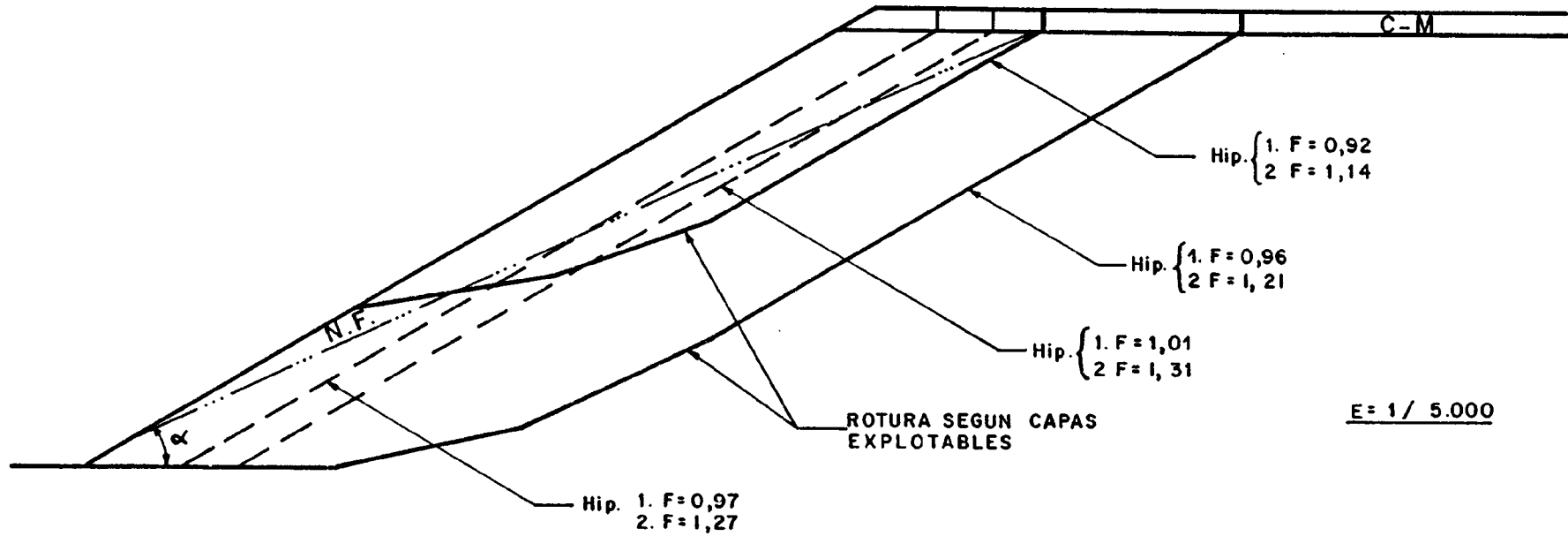
ROTURA SEGUN CAPAS EXPLOTABLES

Hip. $\begin{cases} 1. F = 0,97 \\ 2. F = 1,27 \end{cases}$

E = 1 / 5.000

N.F.

α



profundidad (figs. 8.44 y 8.45)

Para conocer si los valores obtenidos en los casos anteriores calculados son verosímiles, se han comparado con los estables de diversos casos reales. Para ello se ha utilizado principalmente, la estadística realizada por KLEY Y LUTTON ("A Study of selected Rock Excavation as related to large nuclear craters", U.S. Army Eng. Nuclear Cratering Crapp, DNE-5010, 1967). Estos autores han recogido datos sobre cerca de 300 minas explotadas a cielo abierto, excavadas en diferentes materiales, con los siguientes resultados:

ALTURA DE EXCAVACION (m)	Nº DE CASOS ANALIZADOS	TALUD ESTABLE MEDIO Ψ f m (°)	DEFINICION SOBRE Ψ f m (°)
30 - 90	115	42	18,1
90 - 150	100	40	12,9
150 - 210	32	38	11,1
210 - 270	9	35	9,5
> 270	18	24	9,0

Los valores se han representado en la Fig. 8.47 para el intervalo de altura considerado, consiguiéndose el área rayada incluida en dicha figura. Comparando los resultados de la fig. 8.45 con los valores incluidos en la 8.46, se aprecia que los valores teóricos y reales de la inclinación del talud son similares para alturas bajas (H = 50 m) y altas (200 - 250 m), resultando los teóricos inferiores a los reales estables en zonas intermedias. Si se hubieran represen-

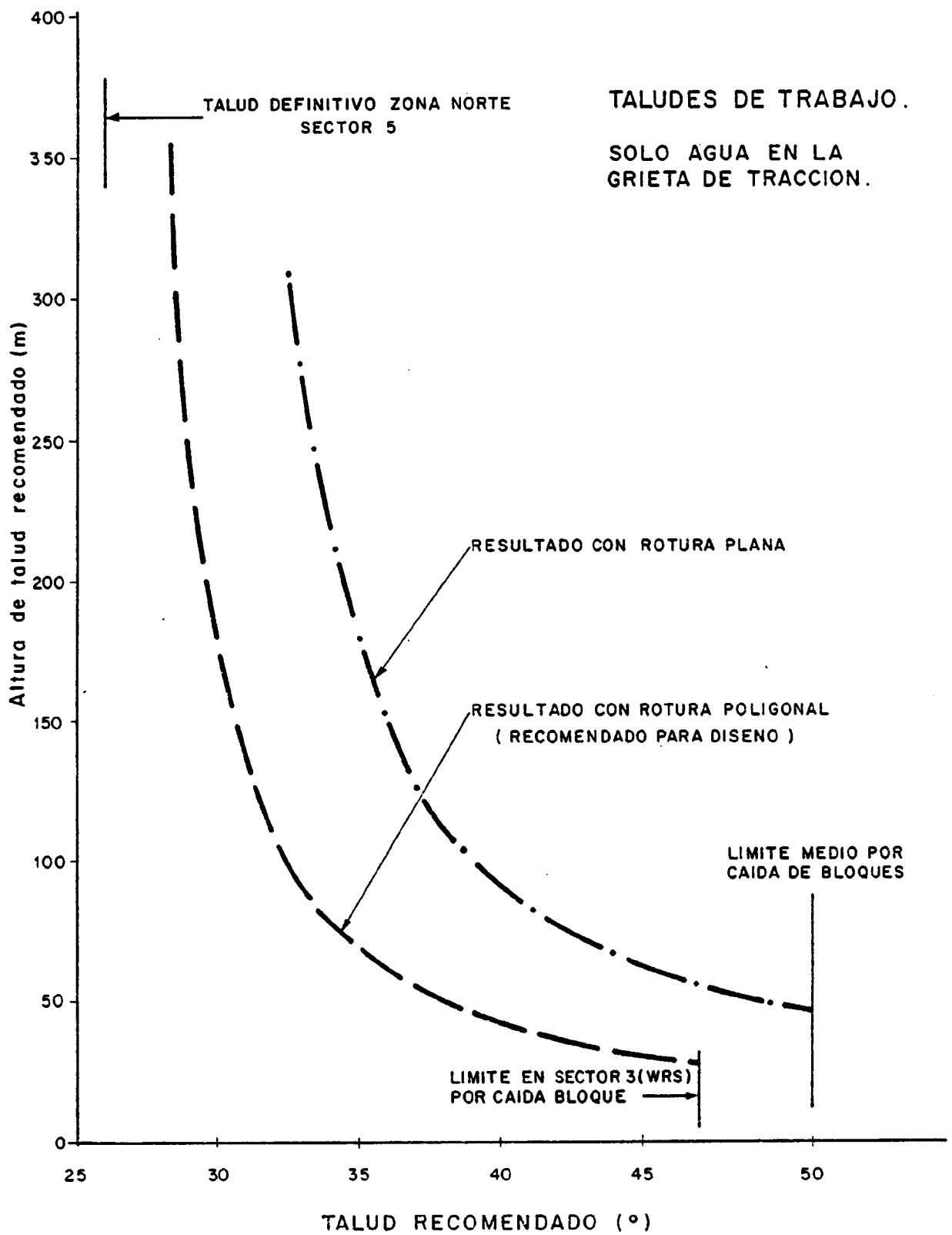


FIG. 8.46-RELACION ENTRE LA PROFUNDIDAD Y EL TALUD ESTABLE.

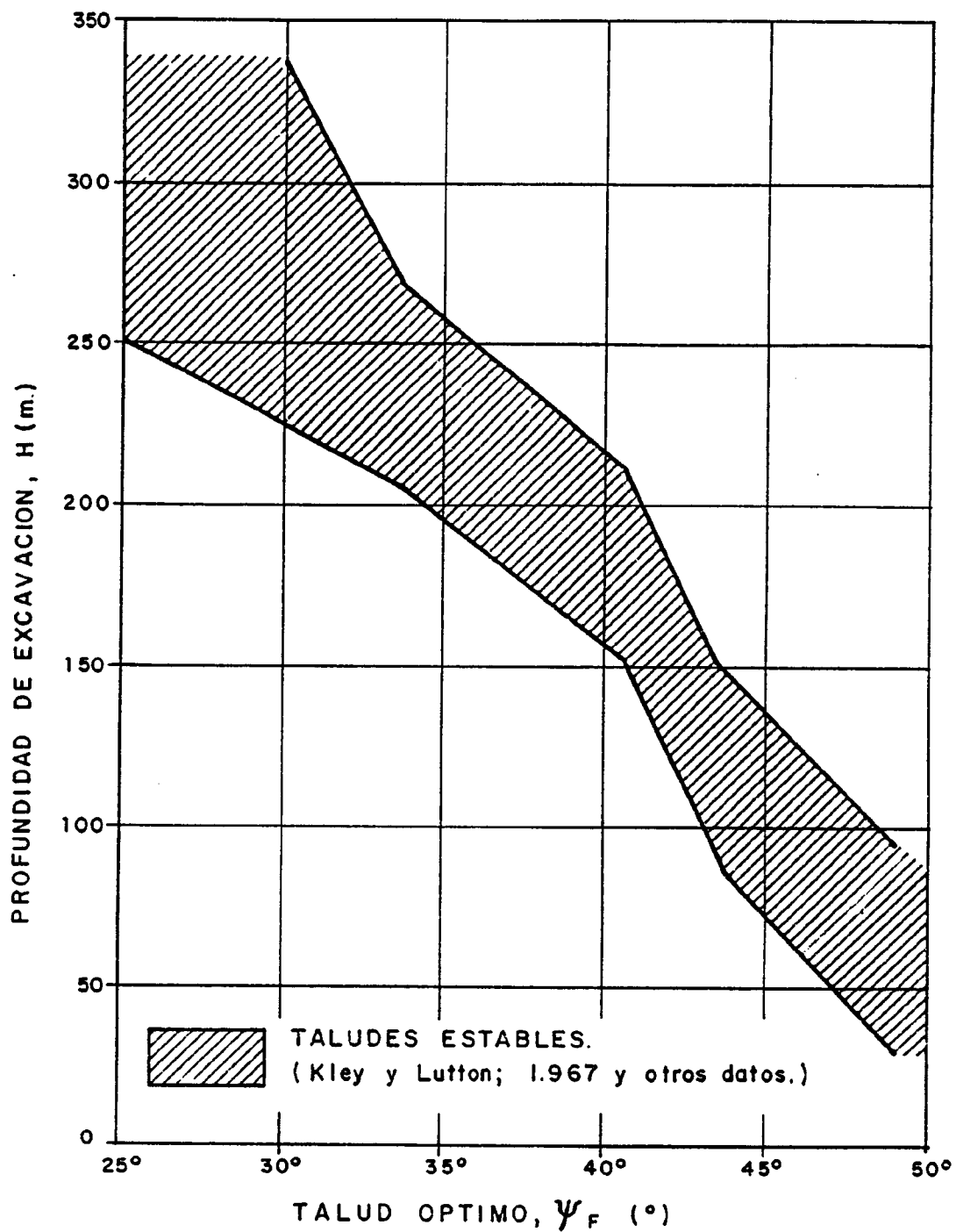


FIG. 8.47.- COMPARACION ENTRE TALUDES TEORICOS (F= 1,3) Y TALUDES ESTABLES REALES.

tado los valores medios correspondientes a taludes estables e inestables, la similitud resultaría mucho mayor. De todas formas los materiales, discontinuidades, fallas, proceso de excavación, etc, es muy variado dentro de los valores promedio, por lo que las condiciones locales pueden separarse bastante de la media: Del orden de un 10-15%, lo que supone unos 4 a 5° de inclinación, con lo que supondría una similitud grande entre valores teóricos y reales.

Por ello, se considera que los valores recomendados, aún dentro de un cierto grado de conservadurismo propio de un estudio como éste, resultan muy similares a los que han resultado "estables" en otros casos reales.

Tampoco hay diferencias, practicamente, de los realizados en otras cortas de carbón explotadas o en explotación excavadas en rocas pizarrosas (fig. 8.48).

En cuanto a los bancos de trabajo, se recomienda, en principio, no pasar de 20 m de altura, a efectos de que las discontinuidades locales no den lugar a problemas de inestabilidades por deslizamientos en dichos planos, rotura de cuñas, caída de bloques, etc., dejando bermas mayores de 12 m, con cunetas de protección y drenaje del orden de 1 m de anchura. Estos bancos podrán tener inclinaciones del orden de 60° como máximo, para tener coeficientes de seguridad frente al deslizamiento local superiores a 1,20.

Considerando por último los taludes de trabajo como los de la fig. 8.13 o de bancos pequeños (escalones en taludes grandes, práctica siempre recomendable), también se han señalado los límites obtenidos por posible caída de bloques (párrafo 8.5.1.) en la fig. 8.46. El límite medio de 50° recomendado (valor que disminuye a 47° en las zonas Oeste y Sur del sector 3) viene a coincidir con el resultante de rotura plana, pero es superior al deducido por rotura poligonal que se inicia en una capa de carbón que arranque del

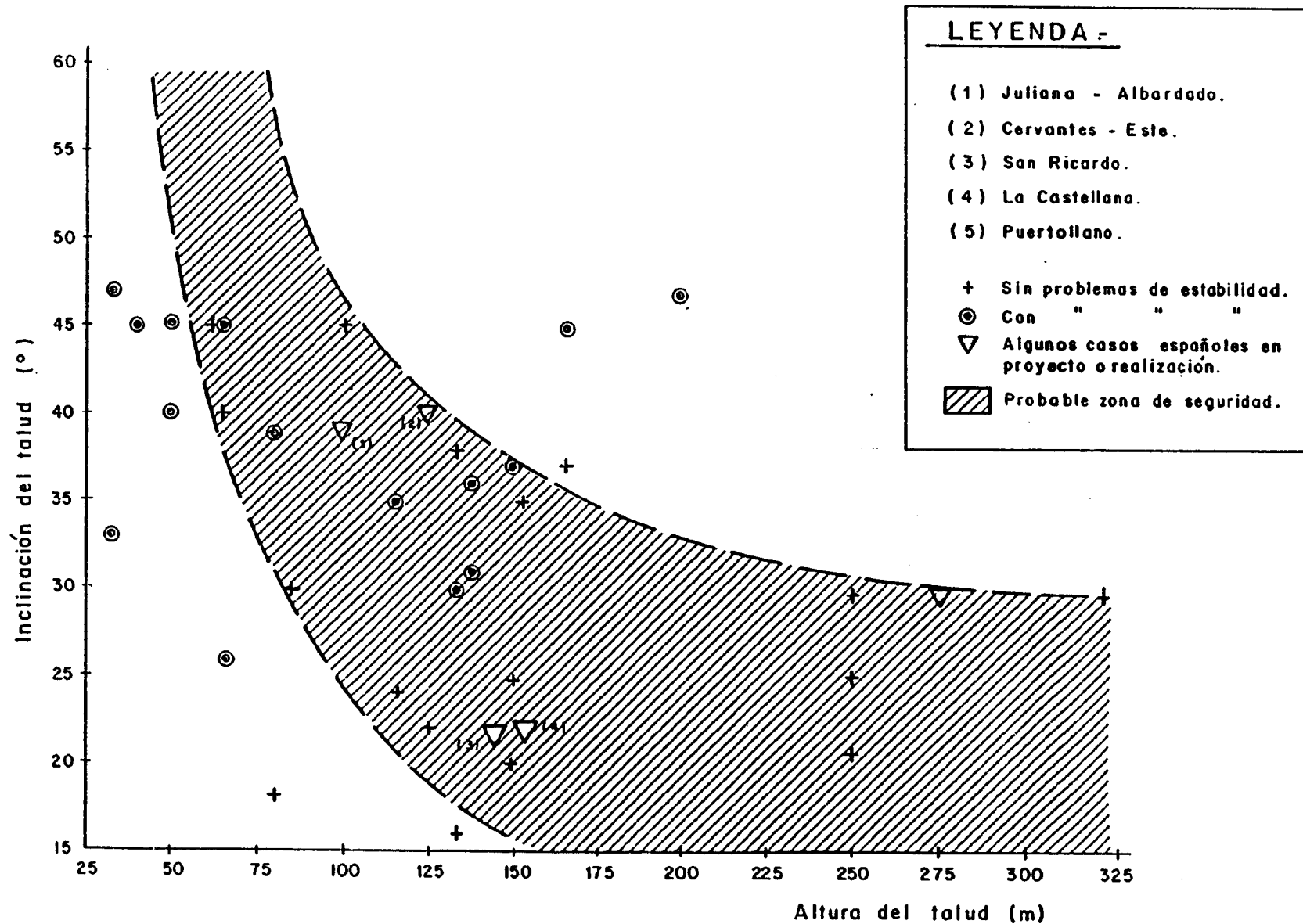


FIG. 8.48.-RELACION ALTURA - INCLINACION DEL TALUD EN CASOS REALES EXCAVADOS EN PIZARRAS.

pié del talud.

Por dichos motivos, las recomendaciones hechas para los bancos por caída de bloques (47 a 50°) sólo deben tenerse en cuenta cuando no haya capas de carbón arrancando del pié del talud. En caso contrario hay que disminuir el talud a lo indicado en la fig. 8.46 para rotura poligonal.

8.5.4. Posibles Inestabilidades en el talud de muro

En el caso de que las capas se exploten siguiendo desde superficie su disposición, los taludes pueden variar de 15 a 35°, pudiendo existir el riesgo de pandeo de estratos o rotura por corte en el pié del talud, como ya se ha comentado.

Una vez aplicados los sistemas de análisis ya enumerados, los resultados obtenidos se han representado en la figura 8.49.

Para el caso de pandeo a pizarras y areniscas sanas, el módulo elástico del Cuadro 7.5 se ha reducido a 45.000 Kp/cm² para tener en cuenta el RQD medio (reduciendo el valor de la laboratoriorio a un 45%), según las correlaciones que suelen existir entre E campo y E laboratorio). También se ha considerado que puede haber una zona meteorizada (superficialmente), disminuyendo el valor de E a 5.500 Kp/cm².

Con ello, resulta que para las inclinaciones predominantes del talud de muro (18-25°) no parecen existir problemas de pandeo. Sin embargo en las zonas en que la inclinación es del orden de los 30-35°, el talud de muro debe escalonarse con bancos que no tengan más de 50 m en la zona superior del talud y del orden de 75 m en la inferior.

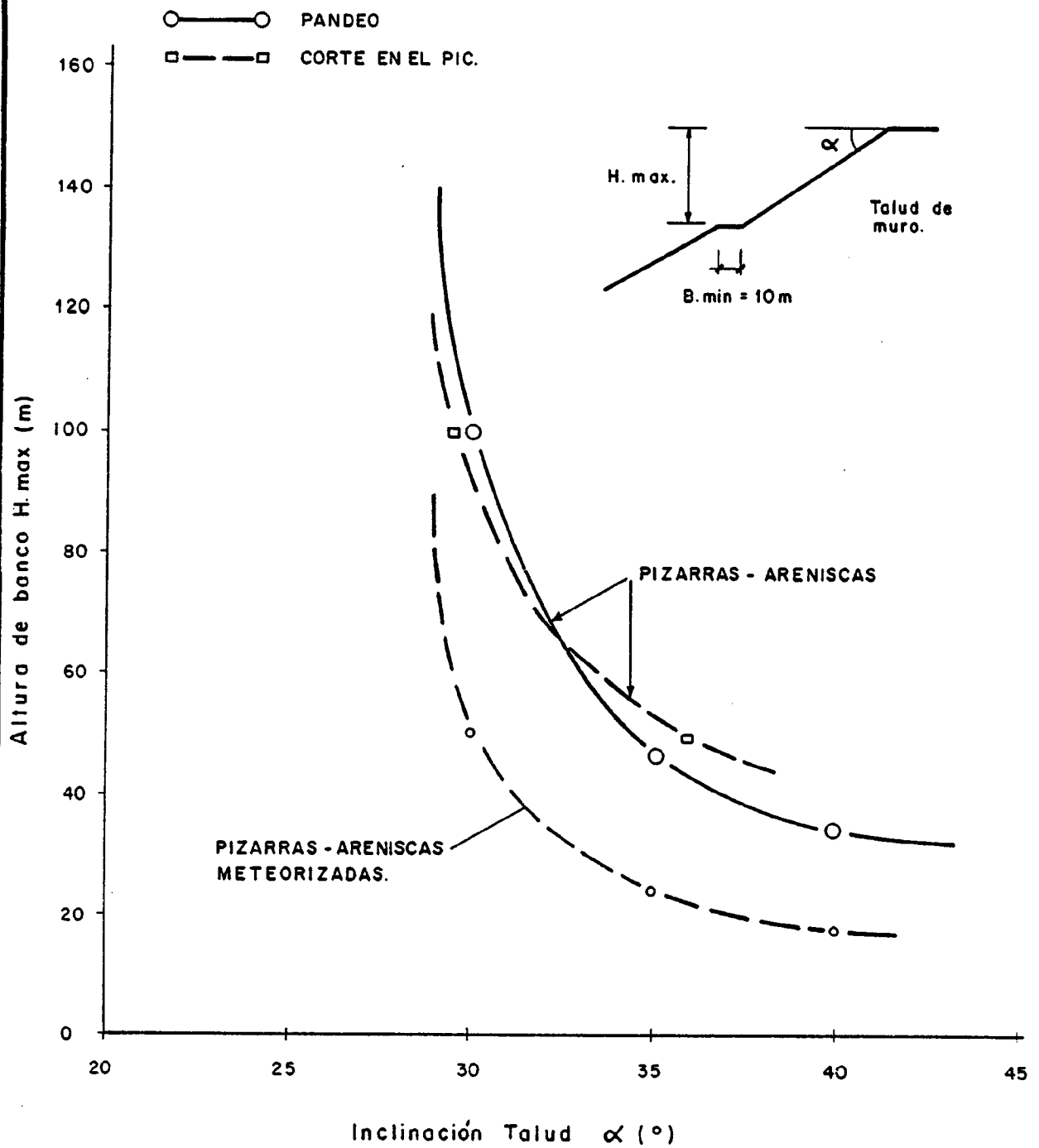


FIG. 8.49.- RELACION ENTRE LA INCLINACION DEL TALUD DE MURO Y LA ALTURA DE BANCOS PARA EVITAR RIESGOS DE PANDEO Y ROTURA POR CORTE EN EL PIE.

La posible rotura por corte en el pié conduce, para coeficiente de seguridad del orden de 1,3, a condiciones parecidas que las del pandeo de zonas de roca sana, por lo que resulta más limitativo el pandeo de zonas meteorizadas.

9. INCIDENCIA DE LAS GRANDES PROFUNDIDADES SOBRE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.

9.1 INTRODUCCION

Los grandes taludes plantean problemas singulares como pueden ser:

- fenómenos de fluencia, "creep" y rotura progresiva
- una mayor incidencia de las discontinuidades estructurales
- efectos más importantes de los factores hidrogeológicos
- mayor susceptibilidad frente a fenómenos dinámicos (terremotos, voladuras, etc.)
- desarrollo de problemas de inestabilidad asociados con estados tensionales elevados, como el pandeo o vuelco de estratos (ver cap.8), el desconchado de capas lajosas, la reptación de rocas blandas, etc.

Por otra parte, las excavaciones de gran importancia dan lugar evidentemente a una alteración del estado tensional geostático que, según su magnitud puede originar:

- fracturas por tracción en la coronación y en diversas zonas al pie del talud
- liberación de tensiones tectónicas (sismicidad inducida)
- levantamientos de fondo ("rebound" o "pop-outs")

A continuación se comentan con mayor detalle algunos de estos problemas.

9.2 EFFECTOS DE LA DESCARGA SOBRE EL ESTADO TENSIONAL

Quizá uno de los análisis más completos de estos --

problemas es el realizado por FERGUSON Y HAMEL (1981), si bien los efectos de la liberación tensional producida por grandes excavaciones ya había sido tratada por DEERE & PATTON (1971), PATTON & HENDRON (1974), HUNTOON & ELSTON (1970), LEE (1978), KULHAWY & O'ROURKE (1981), etc. Matheson y Thompson (1973) han comentado varios casos de grandes deformaciones diferidas asociadas con el entumecimiento del fondo de valles y existen bastantes referencias sobre levantamientos, pandeo de losas, etc. en el fondo de canteras excavadas en roca (Nichols y Savage, 1976; White, 1946; Lowry, 1959; Bain, 1931; Coates, 1963, etc.). En general se trata de excavaciones no muy profundas por lo que se llega a la conclusión de que el estado tensional previo tiene una gran influencia sobre estos fenómenos.

Es interesante el esquema típico de la fig. 9.1 donde se marcan las zonas de decompresión, rotura por tracción y apertura de diaclasas, asociadas con grandes excavaciones o valles encajados (ver fig. 9.2).

El análisis de FERGUSON Y HAMEL indica una zona afectada por la excavación del orden de 10-15 m en rocas sedimentarias de pequeño buzamiento. Se basa en datos obtenidos en Pennsylvania para profundidades en torno a los 180-200 m. Cabe esperar que para profundidades de 400 m, la zona abierta y decomprimida supere los 20 m, incluso más según la competencia del substrato.

El entumecimiento elástico suele tener un desarrollo de tipo logarítmico a lo largo del tiempo, pudiendo contarse en materiales no muy rígidos con varios años de movimientos apreciables. Sin embargo esto no suele constituir un problema en la minería de transferencia salvo que

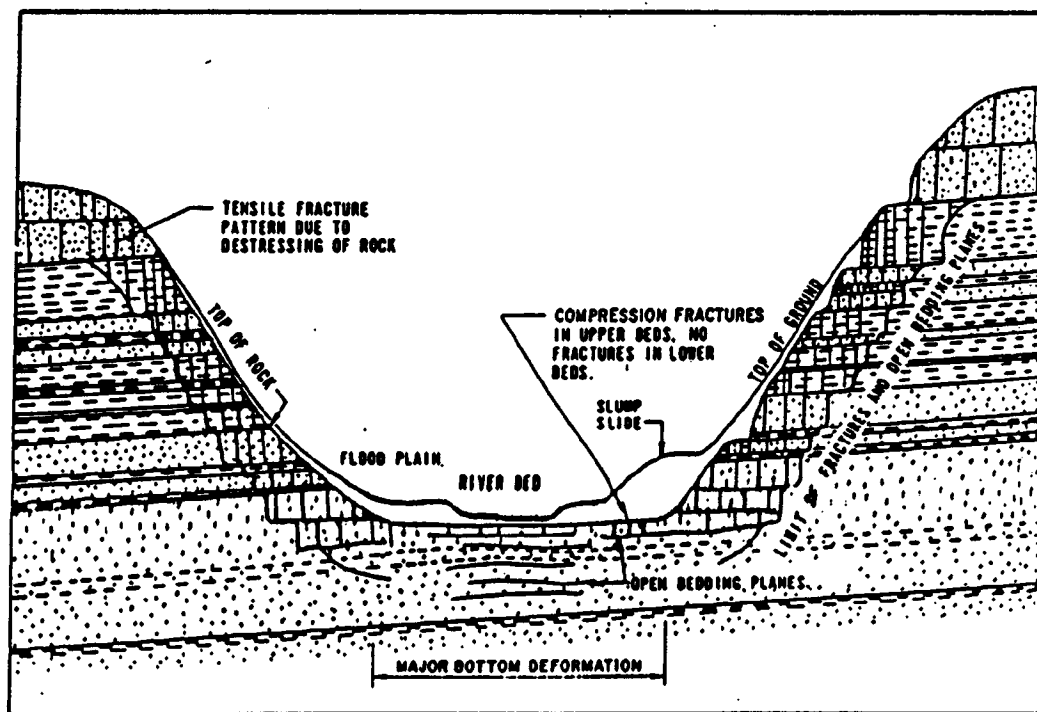


FIG. 9.1.- ZONAS AFECTADAS POR LA DESCOMPRESION EN GRANDES TALUDES (según FERGUSON y HAMEL, 1.981)

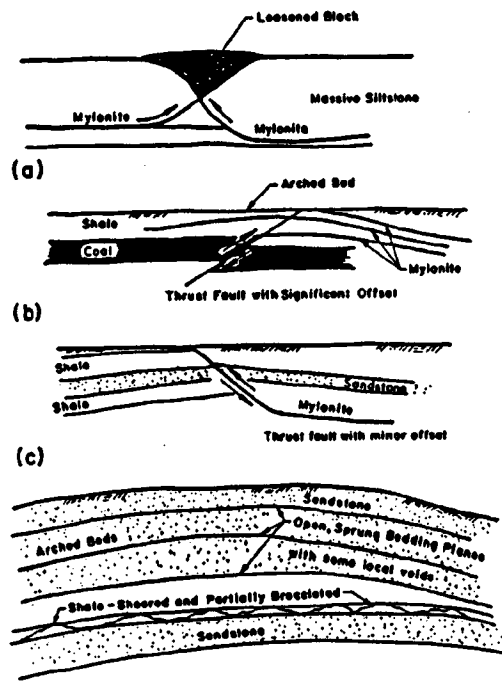


FIG. 9.2.- EFECTOS DE FONDO ASOCIADOS CON LA EXCAVACION DE GRANDES TALUDES. (según FERGUSON y HAMEL, 1.981)

los entumecimientos lleguen a distorsionar el fondo de corta, afectando a la circulación de equipos o - creando fenómenos locales de inestabilidad.

Aunque un cálculo más preciso se incluye - en el Cap.12, puede estimarse para una descarga del orden de 300 m ($\approx 750 \text{ t/m}^2$) y un módulo efectivo me_{dio} de la roca moderadamente fracturada en decompre_{sión} del orden de 30.000 kp/cm², el entumecimiento del fondo, afectando a una profundidad de 80 m, se_{ría}:

$$s = D \frac{\sigma}{E} = \frac{80 \times 750}{300.000} = 0,20 \text{ m}$$

valor realmente muy moderado para resultar de impor_{tancia} práctica. El problema puede agravarse sin cm_{bargo} si la decompresión abre fisuras por las que - puede penetrar el agua hacia niveles de argilitas o pizarras arcillosas no saturadas previamente, con - lo cual puede iniciarse un proceso de hinchamiento que facilmente puede llegar al 1% del espesor de es_{tratos} afectados. Fenómenos semejantes han sido ci_{tados} por Legget y otros autores con referencia a - las pizarras arcillosas de Bearpaw en Canadá.

Una significación importante pueden tener los movimientos asociados con cuñas de rotura, pandeo de estratos de fondo o desplazamiento del terre_{no} a favor de fracturas con orientación desfavora_{ble}.

En el caso de la excavación prevista en Puertollano pueden darse situaciones de este tipo al nivel del fondo de corta al transmitirse las - fuertes tensiones tangenciales del pié de la es_{combrera} a estratos.

relativamente delgados apoyados sobre carboneros, capas arcillosas saturadas (eventualmente por lluvia o drenaje defectuoso de la corta).

Un análisis teórico del problema ha sido realizado por Roorda et al. (1982). Una primera aproximación puede conseguirse por la fórmula clásica:

$$P = 19,74 \frac{EI}{L^2} \quad \text{t/m}$$

siendo E el módulo de la roca en compresión ≈ 100.000 - kp/cm^2 , $I = e^3/12$ con e = potencia de la capa y L = la luz libre a pandeo asimilable al ancho libre de la excavación con alturas de escombros de 100 m y ángulos de talud de 30° la tensión horizontal al pie puede llegar a $0,7\gamma H = 0,7 \times 2 \times 100 = 140 \text{ t/m}^2$, con lo cual $P = 140 \text{ e (t)}$ Para las potencias usuales de las capas, resulta:

e = 0,20 m	p = 28 t/m	L = 21 m
e = 0,5 m	p = 70 t/m	L = 54 m
e = 1 m	p = 140 t/m	L = 108 m

es decir, del orden de anchos que pueden esperarse en el fondo de la corta.

La situación, sin embargo, queda modificada por las condiciones tridimensionales del fondo y el empotramiento en los taludes laterales y frontal, aunque también puede agravarse por la existencia de fracturas, cambios locales de curvatura o buzamiento, etc.

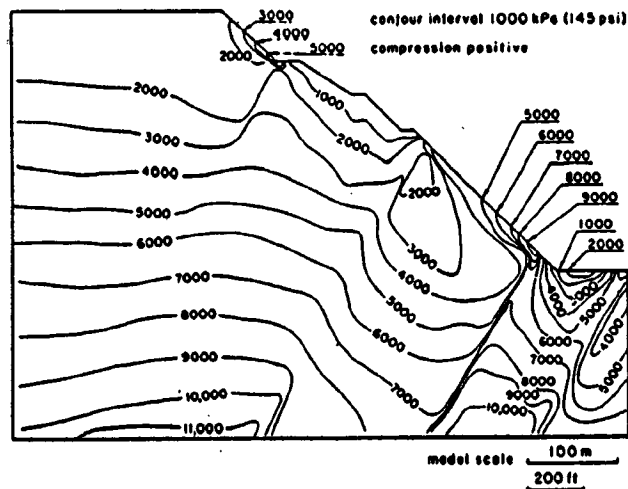
Por lo que respecta a los taludes de excavación se suele producir una rotación importante de las tensiones -

principales con puesta en tracción de zonas previamente comprimidas.

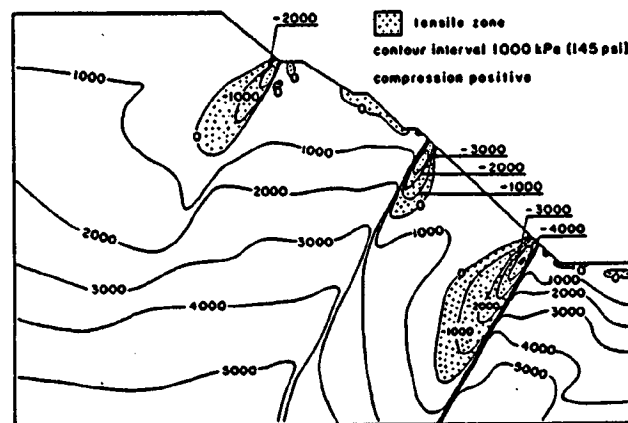
La influencia de la aparición de zonas traccionadas y decomprimidas se pudo apreciar de forma dramática en el deslizamiento de la Corta Hogarth en Canadá (COATES, YU y GYENGE, 1979) con profundidades del orden de 335 m. En la fig. 9.3 se muestran las zonas en tracción deducidas del análisis geomecánico.

Otro caso semejante es el de la fig. 9.4 (OSMANAGIC et al. 1979) referente a la mina "Smreka" con profundidades de hasta 400 m y en la que la estabilidad de los taludes venía condicionada por la penetración de agua en las grietas de tracción. En el caso de Puertollano es muy probable este tipo de grietas en la parte alta de los taludes, habiéndose analizado su influencia en los capítulos anteriores.

Respecto a las posibles modificaciones del estado tensional inicial por efecto de grandes excavaciones, se plantea la necesidad de conocer dicho estado previo, generalmente definido por el valor a profundidades importantes, del coeficiente K_0 es decir, la relación entre las tensiones "horizontales" y verticales. Algunas medidas de tensiones realizadas en la Península Ibérica parecen indicar valores de K_0 entre 2 y 4, algo inferiores a los medidos en Escandinavia y Europa Oriental. Una recopilación efectuada por Blackwood (1981) indica tensiones laterales a unos 300 m de profundidad del orden de $25 \text{ MPa} = 2.500 \text{ t/m}^2$, que frente a la tensión vertical teórica de $300 \times 2,5 = 750 \text{ t/m}^2$, daría un K_0 de 3,3.



(a)



(b)

FIG. 9.3.- ZONAS TRACCIONADAS EN GRANDES TALUDES CON INCLUSIONES BLANDAS. (COATES et al 1.979)

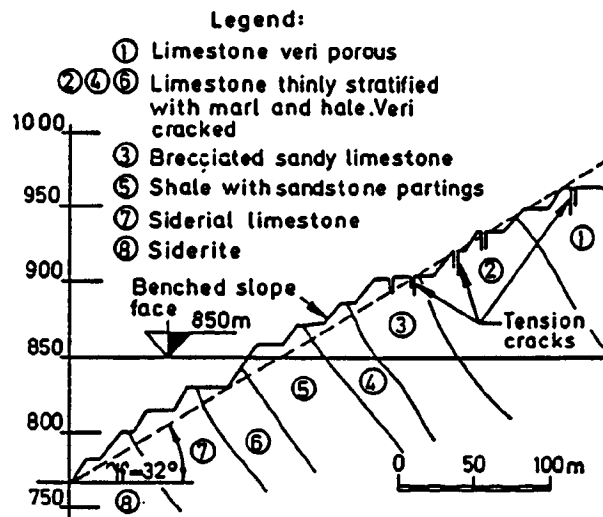


FIG. 9.4.- GRIETAS DE TRACCION EN LA MINA "SMREKA" (OSMANAGIĆ et al 1.979)

Las medidas existentes, sin embargo, son tan escasas que resulta aventurado adoptar uno u otro valor. El examen de los minados antiguos y la configuración de la cubeta carbonífera, así como la naturaleza de los materiales, hacen poco probable la existencia de fuertes tensiones horizontales residuales por lo que nos inclinamos a pensar que el valor de k_0 debe estar comprendido entre 1 y 2 y quizá más cerca del primer valor.

Por otra parte, tal como ha señalado Piteau (1970) a raíz de medidas en la corta de Kimberley, las pizarras y lutitas permiten un grado apreciable de disipación de las tensiones regionales por un efecto de fluencia plástica, dada su naturaleza relativamente blanda. Analogamente Jennings y Black (fig. 9.5) sugieren que un terreno estratificado horizontalmente permite una fácil relajación de tensiones horizontales al abrir en él una excavación importante, si bien ello puede suponer deformaciones apreciables al pie de los taludes.

En esta misma hipótesis habría que admitir un cierto riesgo de rotura a flexión de los estratos más rígidos cuando la estratificación tenga forma de cubeta, como en el caso de los taludes laterales de Puertollano, o sea, predominantemente vertical.

Señalemos que, independientemente de la orientación de la estratificación, Nutt (1965), Müller (1964, 1970) y otros muchos autores han comprobado que un gran talud obliga a una distorsión del campo de tensiones regionales que frecuentemente se traduce en una reducción de tensiones de corte cerca de la coronación del talud y un incremento de las mismas en el pie, lo cual resulta bas-



Trayectorias originales de las tensiones horizontales



Trayectorias originales
Trayectorias modificadas
por la excavación.

FIG. 9.5- MODIFICACION DE LAS TRAYECTORIAS DE TENSIONES HORIZONTALES POR EFECTO DE UNA GRAN EXCAVACION (SEGUN BLACK 1964).

tante desfavorable para la estabilidad por ser también esa zona donde se concentran las mayores tensiones tan genciales.

9.3 FENOMENOS DE ROTURA PROGRESIVA Y FLUENCIA LENTA

Ya hemos visto en el apartado anterior la posibilidad de zonas fraccionadas o plastificadas en grandes taludes como consecuencia de la modificación del estado tensional. Tiene interés la localización de dichas zonas por cuanto en ellas se inicia la rotura progresiva de los taludes, tal como han comprobado numerosos autores.

Este fenómeno suele tener mayor incidencia en el caso de pizarras arcillosas y rocas blandas, si bien su análisis teórico reviste considerable dificultad. En la fig. 9.6 se incluyen a título de ejemplo, los resultados obtenidos por KITAHARA et al. (1979) para un talud de gran altura en pizarras.

Una primera aproximación a las condiciones tensionales límites puede obtenerse por métodos elásticos. Para una geometría simplificada del talud de excavación y de la estratigrafía se obtienen las isoclinas de la fig. 9.7, debida a Silvestri y Tabib (Com. Geot. J. nº1, Feb. 1983). Como puede observarse, resultan unas tracciones horizontales en el fondo de la excavación de:

$$\sigma_x = - 0,5 \gamma H = - 0,5 \times 2,3 H = - 1,15 H \text{ (t/m}^2\text{)}$$

que para una resistencia media a tracción (en ausencia de

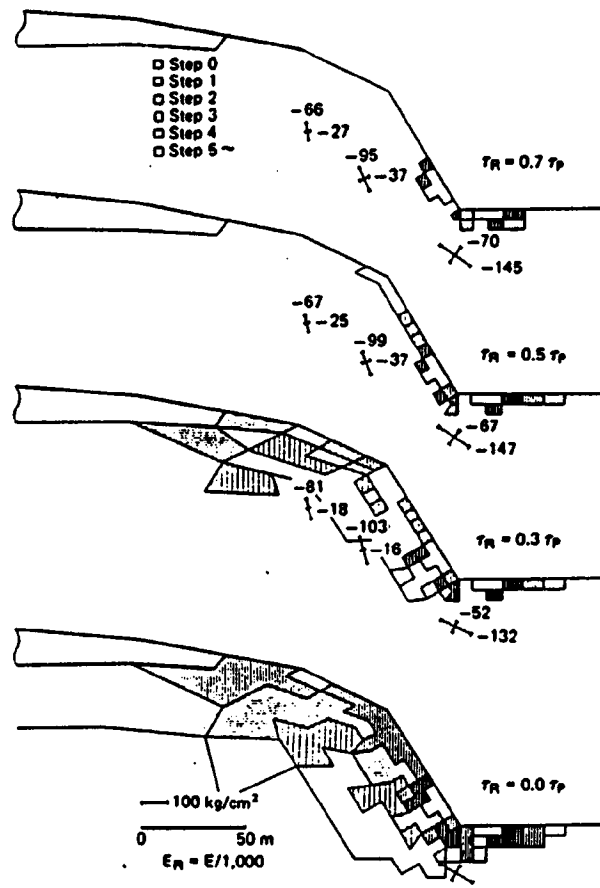


FIG.9.6.- DESARROLLO DE LA ROTURA PROGRESIVA.
 (según KITAHARA et al 1.979.)

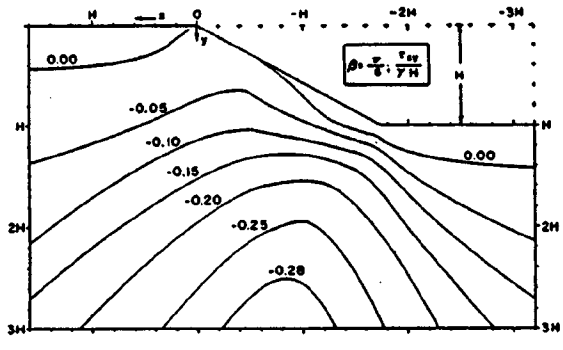
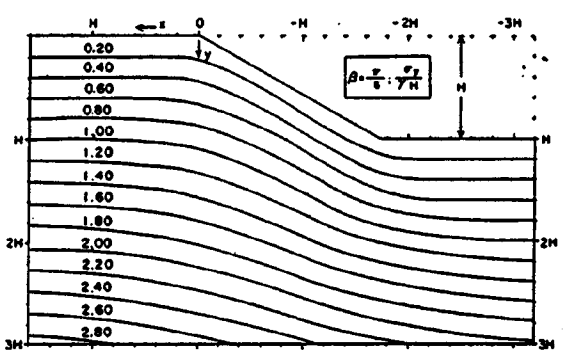
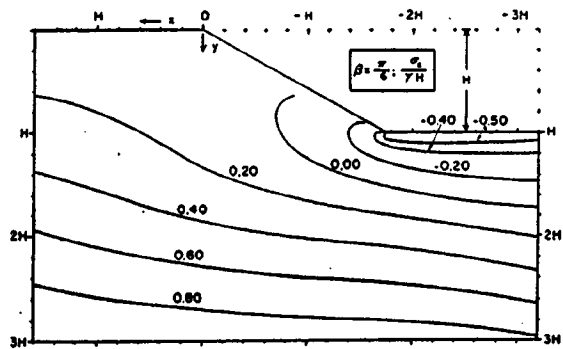


FIG.9.7- ISOLINEAS DE TENSIONES PARA UN TALUD DE 30° Y $K_0=0,5$ (SEGUN SILVESTRI Y TABIB, 1983)

juntas) del orden de 250 t/m², se alcanza para H = 217 m. de profundidad.

En el arranque inferior del talud y a unos 0,4 H m de profundidad se tiene:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 0,5 \gamma H \\ \tau_{xy} &= -0,10 \gamma H \\ \sigma_x &\approx 0\end{aligned}$$

Incluso admitiendo $c' = 0$ resultaría un ángulo de rozamiento movilizado inferior a 129, lo cual excluye una posible plastificación, lo cual es lógico dado el suave talud supuesto, por las condiciones de explotación.

Los resultados anteriores corresponden a $K_0 = 0,5$, pero es fácil suponer que la situación empeoraría para $K_0 > 1$. La fig. 9.8 debida a Herget (1971) muestra tensiones tangenciales del orden de $6\gamma H$ al pie del talud para el caso $K = 3$. En la misma figura se puede apreciar también la influencia de la forma del talud en planta, bien recta o curva con simetría de revolución.

También se ha podido observar la gran importancia del ancho de la excavación en el fondo.

Un análisis específico ha sido realizado por Stacey (1970) por el método de elementos finitos. En las figs. 9.9 se aprecia la gran influencia de mantener el ancho de excavación al pie del talud por debajo de $0,5H$, así como la gran influencia de las tensiones horizontales residuales.



- Deformación plana
- Simetría de revolución

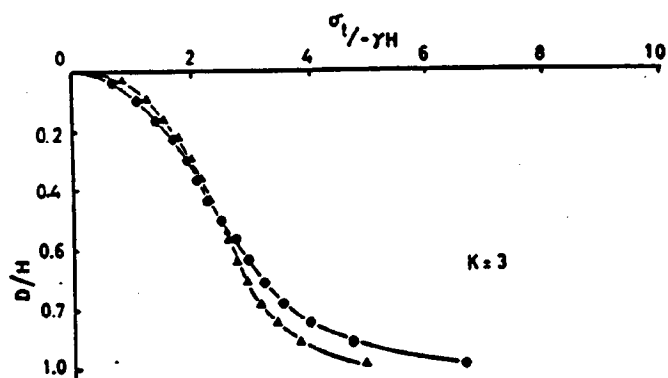


FIG. 9.8 - TENSIONES TANGENCIALES PARALELAS AL TALUD A 0,026 H. DE PROFUNDIDAD PARA EL CASO $K=3$ (SEGUN HERGET, 1971)

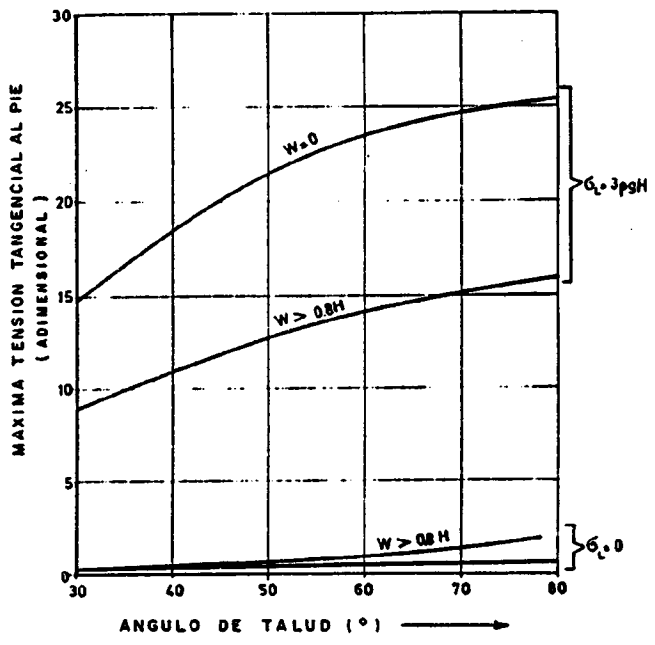
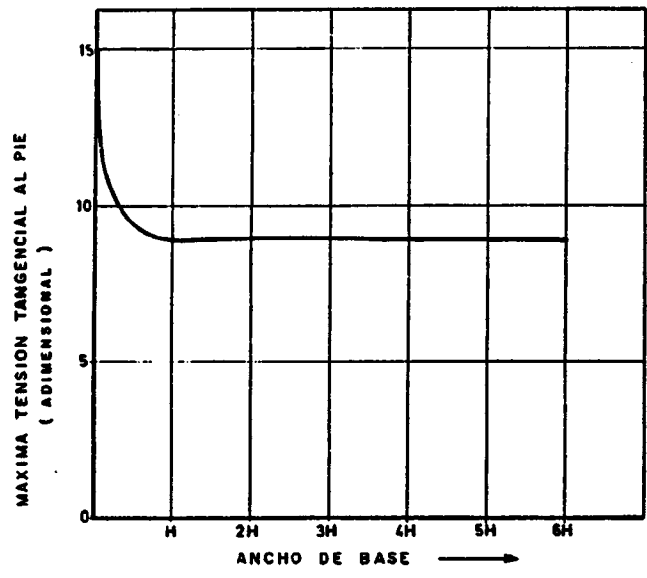


FIG. 9.9 - INFLUENCIA DEL ANCHO DE LA EXCAVACION EN SU BASE Y DEL ANGULO DEL TALUD SOBRE LAS TENSIONES TANGENCIALES (SEGUN STACEY, 1970)

En la fig. 9.10 se dan las isoclinas correspondientes a $\alpha = 30^\circ$.

Señalemos por último que en los grandes taludes en rocas relativamente blandas, como las pizarras y lutitas, los estados tensionales elevados, próximos a la plastificación pueden verse acompañados de una fluencia lenta, incluso antes de iniciarse una rotura progresiva propiamente dicha.

Estos movimientos suelen caracterizarse por afectar a una capa de terreno relativamente somera, con desplazamientos máximos en superficie y disminución lineal o parabólica hasta la base del movimiento.

Las oscilaciones del nivel freático pueden acelerar o retardar los desplazamientos, así como los recortes al pie, condiciones de vegetación, etc.

Las velocidades de estos movimientos suelen estar en el orden 0,5-5 cm/año por lo que no tienen una influencia significativa en grandes explotaciones a cielo abierto, aunque si pueden tenerla si llegan a afectar a zonas urbanas, redes viarias o instalaciones.

El problema es difícil que se provoque en el área de Puertollano si se mantienen taludes de explotación relativamente moderados ($< 40^\circ$), dado que los valores residuales de resistencia de las distintas formaciones son relativamente elevados.

ANCHO $W = 0$

$\alpha = 30^\circ$

ANCHO $W \geq 0,8H$

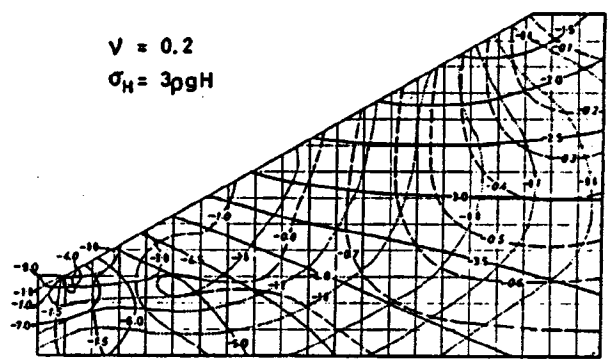
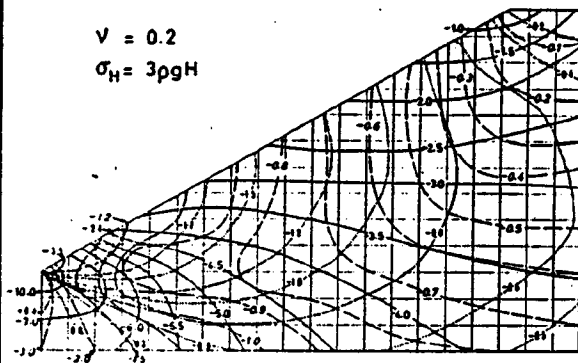
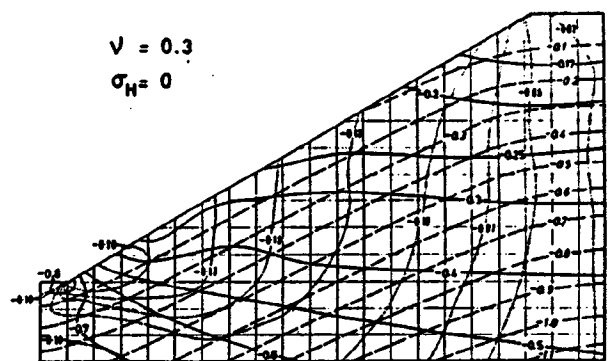
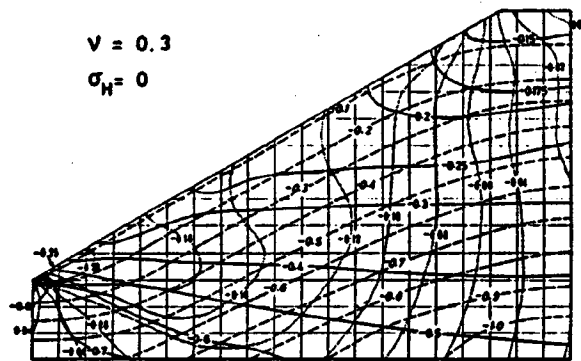


FIG. 9.10 - INFLUENCIA DEL ANCHO EN LA BASE DE LA EXCAVACION SOBRE LA DISTRIBUCION DE TENSIONES (SEGUN STACEY, 1970)

10. INCIDENCIA DE LOS MINADOS ANTIGUOS

10. INCIDENCIA DE LOS MINADOS ANTIGUOS

Como se sabe una parte importante de las capas carboníferas ha sido explotada, a varios niveles, desde finales del siglo pasado. La presencia de estas cavidades, ocasionalmente llenas de agua, y parcialmente hundidas por degradación natural, supone unas zonas de debilidad que pueden afectar desfavorablemente a los taludes cuando los buzamientos son importantes y los minados se encuentran en zonas profundas fuertemente tensionadas.

De hecho, incluso antes de que la excavación llegue al nivel de la capa explotada la concentración de tensiones puede provocar una migración de las cavidades, hacia el frente abierto, a favor de fracturas o fallas, con lo que al proseguir la excavación se encuentra una zona rota en múltiples bloques.

De la escasa bibliografía sobre el tema debe destacarse la contribución de Walton y Taylor (1977) referida a la minería inglesa del carbón. Estos autores distinguen varias formas de rotura algunas de las cuales son aplicables al caso de Puertollano.

a) Migración de cavidades

Se produce por la decompresión de capas meteorizables, hundimiento de bóvedas de descarga, rotura de pilares, etc. Price et al. (1969) han dado estimaciones de la altura afectada entre 5 t (argilitas y pizarras) y 2 t (areniscas), siendo t la potencia de la capa explotada, mientras que Taylor (1975) llega a indicar 8 t. También se ha dado como límite superior $H = 3L$ siendo L el ancho de la cámara.

Cabe esperar, por tanto, que con $t = 2$ a $3,50$ m, la zona fracturada puede superar los 8 m y por tanto afectar totalmente a los bancos usuales.

En el caso de capas horizontales o muy echadas los riesgos de inestabilidad pueden evitarse adoptando como taludes medios los del escombros resultante ($\approx 30^\circ$), mientras que en las capas inclinadas debe hacerse un estudio de detalle para valorar la incidencia de la reducción de sección resistente en las zonas más tensionadas de los taludes.

Pueden también plantearse problemas cuando el fondo de corta deja por debajo antiguos minados ya que estos canalizan las zonas de corte de la base de los taludes y facilitan la formación de grietas hacia la superficie.

b) Pandeo de estratos

Puede producirse con capas inclinadas cuando la base de las posibles "losas" paralelas al talud está debilitada por antiguos minados, reduciéndose la sección resistente y la inercia frente al pandeo.

c) Variación de las presiones hidrostáticas

Los minados cargados de agua actúan como grietas internas de gran profundidad que pueden trasladar las presiones a zonas críticas del talud a favor de fracturas o fallas abiertas como consecuencia de la descarga producida por la excavación.

d) Efectos de subpresión sobre bloques o zonas amplias de taludes

Es el fenómeno de expulsión hacia la corta de bloques rocosos por efecto de la presión interna del agua, generalmente con surgencia de caudales importantes y afectando a la estabilidad de los taludes.

El origen de este problema radica en los pozos y galerías con carga de agua. Tal como se deduce del estudio hidrogeológico los niveles piezométricos ya están muy próximos a la cota 600 y podrían llegar a superar la 660 si no se eliminan las nuevas aportaciones. Teniendo en cuenta que algunos pozos superan los 200 m y que la explotación puede alcanzar fácilmente los 300 m se comprende el elevado riesgo de aproximarse a las antiguas labores sin una descarga previa de las mismas.

Dada la interconexión entre parte de los antiguos minados y el volumen almacenado (del orden de los 35 Hm³) parece inviable un drenaje previo y completo del mismo, salvo que se encontrara un uso alternativo del agua.

El problema teórico del reventón de un talud rocoso bajo presión interna localizada no ha sido estudiado pero puede aproximarse de forma simplificada. El fenómeno es semejante al de arrancamiento de un anclaje profundo.

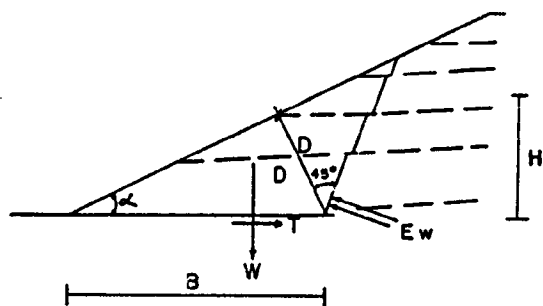


FIG. 10.1

Considerando una estratificación sensiblemente horizontal y un ángulo de talud $\alpha \approx 35^\circ$, con la geometría de la figura y despreciando presiones de agua intersticial se tiene

Base de la cuña

$$A_b \approx 0,6 \pi B^2 = 1,9 B^2$$

Altura $H = B \operatorname{tg} \alpha$

Area lateral

$$A_l = 0,3 \pi B H = 0,94 B^2 \operatorname{tg} \alpha = 0,66 B^2$$

Peso de la cuña

$$W = \gamma 0,3 \times 0,6 B^2 \times H = \gamma 0,18 \pi B^3 \operatorname{tg} \alpha = 2,5 \times 0,18 \times \pi \times 0,7 B^3 \approx B^3$$

Reacción en la base

$$T = W \operatorname{tg} \phi' + c' A_b$$

Suponiendo (Fig. 10.1) $\phi' = 30^\circ$ $c' = 2 \text{ t/m}^2$ como valores razonables

$$T = 0,19 B^3 + 2 \times 1,9 = B^2 (0,19 B + 3,8)$$

Resistencia al corte lateral

$$\tau = \frac{1}{3} 0,5 \sqrt{130} = 1,9 \text{ Kp/cm}^2 = 19 \text{ t/m}^2$$

Admitiendo una cavidad de sección $S \text{ m}^2$ y una carga de agua H_w , el equilibrio se alcanza para

$$B^2 (0,19 B + 3,8) + 19 \times 0,66 B^2 = H_w - S$$

Para $S = 9 \text{ m}^2$ y $H = 200 \text{ m}$ resulta:

$$B^2 (0,19 B + 16,34) = 1800$$

$$B \approx 10 \text{ m} \quad \text{y} \quad D \approx B \operatorname{sen} \alpha = 5,8 \text{ m}$$

Aplicando un coeficiente de seguridad de 2 respecto al rozamiento y de 4 respecto a la cohesión y la resistencia al corte y considerando solo la resistencia al corte en los flancos de la cuña (el fondo trabaja a tracción) resulta:

$$T = 0,095 B^3 + 0,5 \times 1,9 B^2 = B^2(0,095 B + 0,95) = 0,95 B^2(0,1B + 1)$$

$$\tau = 4,75 \text{ t/m}^2$$

$$A_{\ell} = 2 \times \frac{1}{2} 0,66 B H = 0,46 B^2$$

y

$$0,95 B^2 (0,1B + 1) + 4,75 \times 0,46 B^2 = SH_w$$

$$0,95 B^2 (0,1B + 3,3) = SH_w$$

cuyos resultados se indican en la Fig. 10-2

Estos valores pueden resultar optimistas en la práctica ya que lo normal es que los minados quedan próximos al frente en áreas muy superiores, sobre todo si coincide una cámara importante.

El modelo geomecánico, algo diferente del anterior, puede plantearse en la forma siguiente

Longitud de cámara o galería paralela al talud L

$$\text{Base de la cuña } A_b = BL$$

$$\text{Peso de la cuña } W = 0,33 BL \times B \text{ tg}\alpha = 0,23 LB^2$$

$$\text{Area lateral de corte } A_{\ell} = 2 \times \frac{1}{2} BL = BL$$

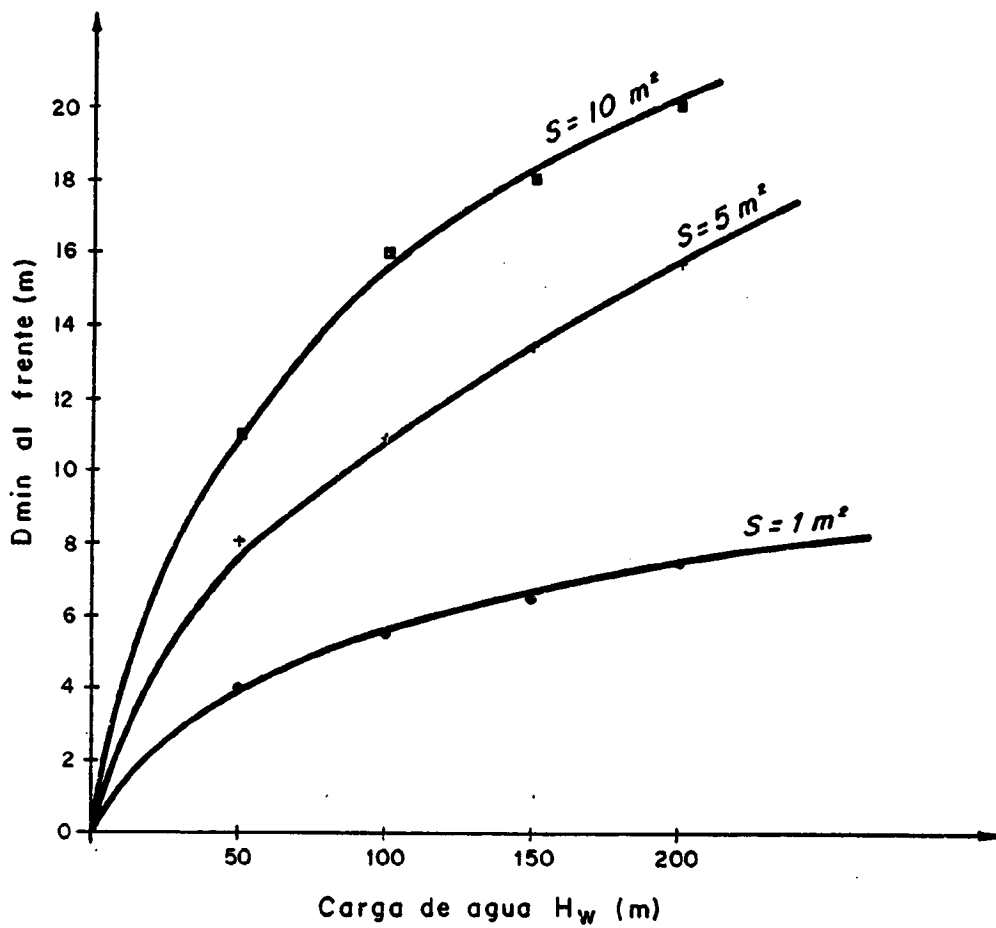


FIG. 10.2 - DISTANCIAS DE SEGURIDAD AL FRENTE PARA VARIAS SECCIONES DE GALERIA Y CARGAS DE AGUA.

resultando para el equilibrio

$$0,095 \times 0,23 LB^2 + 0,5 \times BL + 4,75 BL = Lh H_w$$

siendo h la potencia de la capa explotada que para este ejemplo tomaremos de 2 m

$$0,022 B^2 + 5,25 B = 2 H_w \text{ (independiente de L)}$$

y como $D = B \text{ sen } \alpha$

$$0,067 D^2 + 9,15 D = 2 H_w$$

Pudiendo formarse la tabla siguiente:

<u>H_w (m)</u>	<u>D (m)</u>
50	10,0
100	19,5
150	27,5
200	35,0

Se comprende que la situación empeora notablemente si el terreno está fracturado y el agua crea presiones intersticiales sobre una amplia zona de la cuña resistente. Se tendría entonces un empuje máximo del orden:

$$E_w = \frac{1}{2} L H_w H$$

resultando para $H_w = 200$ m y $H \approx 0,3 H_w$

$$0,067 D^2 + 9,15 D = \frac{1}{2} 200 \times 0,3 \times 200 = 6000$$

que corresponde a $D \approx 240$ m.

Estimamos por tanto razonable como límite inferior de la distancia de aproximación del talud a los minados un valor del orden de la carga de agua previsible, si bien este dato deberá confirmarse mediante los oportunos estudios de detalle.

Parece también conveniente, si no se tiene bien localizados los minados realizar algunas perforaciones al avance para prever su existencia o incluso favorecer un drenaje controlado de los mismos y aliviar presiones.

Las posibles soluciones de tipo general a este problema resultan bastante artificiosas:

- Transferir el agua almacenada a la zona de escombrera creando uno o varios diques subterráneos como los materiales terciarios.
- Rellenar los minados con escombros finos, en forma sumergida y en retirada del frente de corta, de modo que se redujeran los caudales afluyentes y se evitaran fenómenos de erosión interna o inestabilidad.

- Supresión de la interconexión entre minados mediante relleno, inyección, etc. de forma que se pueda hacer un bombeo preventivo moderado.
- Contorneo con la excavación de arriba a abajo de los antiguos minados, taponando las galerías previamente al avance en profundidad.
- Mejora del drenaje profundo de la cubeta forzando la comunicación con zonas de mayor permeabilidad, fracturas, grandes fallas, etc., eventualmente mediante galerías o pozos.

No debe olvidarse que aunque es muy grave el problema económico de extraer el agua almacenada, mayor puede serlo la inundación accidental y posiblemente catastrófica de la corta.

Debe tenerse en cuenta, por otra parte, que la extracción del agua almacenada en la cubeta producirá unas deformaciones elásticas de descarga no despreciables y, por otro lado, tensiones efectivas y la creación de flujos internos que motiven el colapso de antiguos minados y fenómenos de subsidencia más o menos extensos.

e) Efectos dinámicos

La presencia de minados cargados de agua puede dar lugar en caso de sacudidas sísmicas a un efecto de ariete sobre el terreno induciendo posibles inestabilidades en zonas débiles o fracturadas y creando modificaciones importantes de las presiones intersticiales.

f) Efectos sobre la estabilidad de los taludes

Como ya se ha indicado en capítulos precedentes, las capas de carbón y de pizarras bituminosas han sido explotadas subterránea y parcialmente en el pasado, por cámaras y pilares muy irregulares.

Ello ha dado lugar en el interior del depósito de Puertollano a huecos de dimensiones apreciables o a zonas rellenas con escombros cuya baja resistencia puede afectar a la estabilidad de los futuros taludes.

En los análisis anteriores se ha determinado la seguridad de los taludes considerando posibles superficies de rotura que, arrancando del pie del talud, siguen inicialmente capas de carbón (con una inclinación de unos 100) para desarrollarse después, principalmente, a través de la formación de pizarras-areniscas.

En alguna zona, la existencia de antiguos minados puede hacer que desaparezca -parcial o totalmente- la resistencia en la capa de carbón, por lo que la resistencia total de la superficie de rotura disminuirá, en función de la longitud de minado considerado.

Esta disminución de resistencia puede dar lugar a problemas de estabilidad, al disminuir el coeficiente de seguridad del talud, ya que el valor de proyecto de éste no es elevado (1,20-1,30). Problemas de este tipo se han dado recientemente -a nuestro juicio- en la Corta San Rafael de Peñarroya (Córdoba), en la que un antiguo minado ha hecho fallar un talud escalonado de unos 100 m de altura al afectar al último escalón.

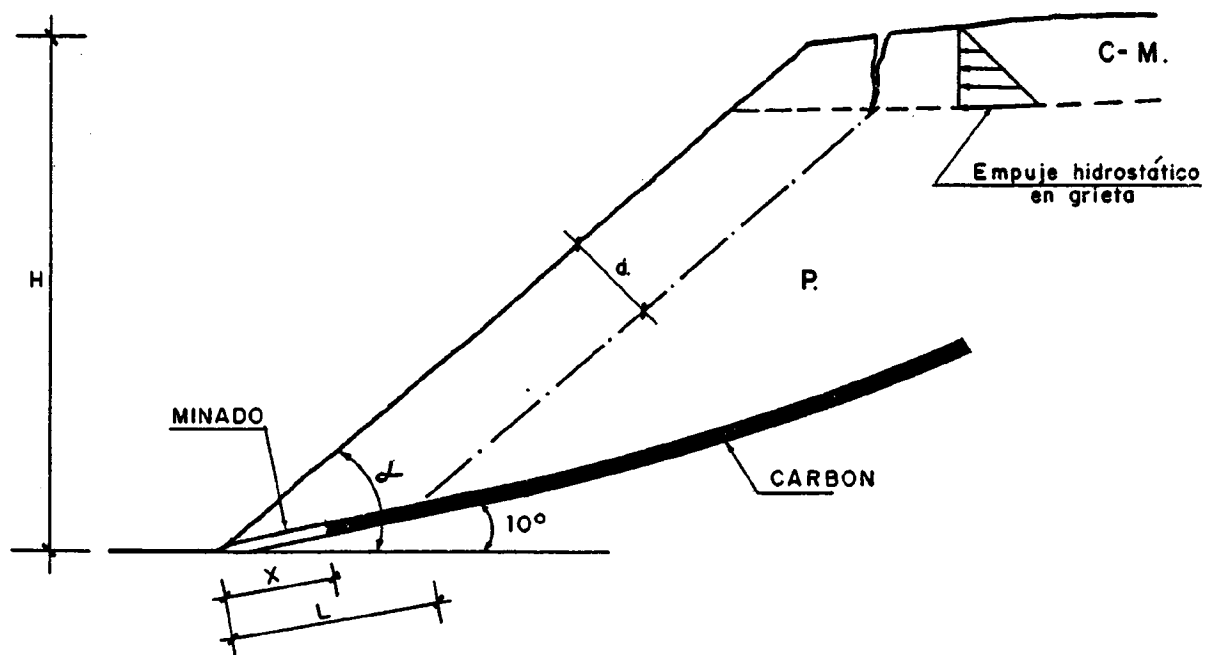
Para tener en cuenta este efecto se ha estudiado la influencia de posibles minados considerando que éstos supondrían una resistencia al corte nula en parte de la capa de carbón, procediendo a un análisis en que la superficie de rotura es la de la fig. 10.3, suponiendo que el minado tiene una longitud X, que es una parte de L.

Analizados varios casos diferentes, se ha relacionado el porcentaje X/L con la variación relativa del coeficiente de seguridad del talud, refiriéndola al del talud sin minados. La fig. 10.4 representa dicha influencia, en la que se incluyen varios valores de inclinación del talud general (α , entre 30 y 40°).

La longitud del minado influye claramente (con práctica independencia relativa del valor de la inclinación del talud, α): para un 40% de longitud de minados con respecto a la total de carbón (L) el coeficiente de seguridad disminuye un 5%; pero para una longitud importante de minado ($X/L = 100\%$) el coeficiente de seguridad llega a bajar un 20%.

Recuérdese que el coeficiente de seguridad de diseño era de 1,2 a 1,3 sin minados, por lo que la presencia de un minado importante llevaría a un coeficiente de seguridad de:

$F' = 0,8 \times (1,2 \text{ a } 1,3) = 0,96 \text{ a } 1,04$
es decir, a valores del orden de la unidad o algo menores, lo que equivale claramente a la inestabilidad del talud.



- · — · — · Superficie de rotura estudiada.
- C-M = Cuaternario - Mioceno
- P = Pizarras - Areniscas.
- X = Longitud de minado desde el pie del talud.
- d = 20 m.

FIG. 10. 3.- GEOMETRIA UTILIZADA PARA EL ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE UN TALUD CON MINADO AL PIE.

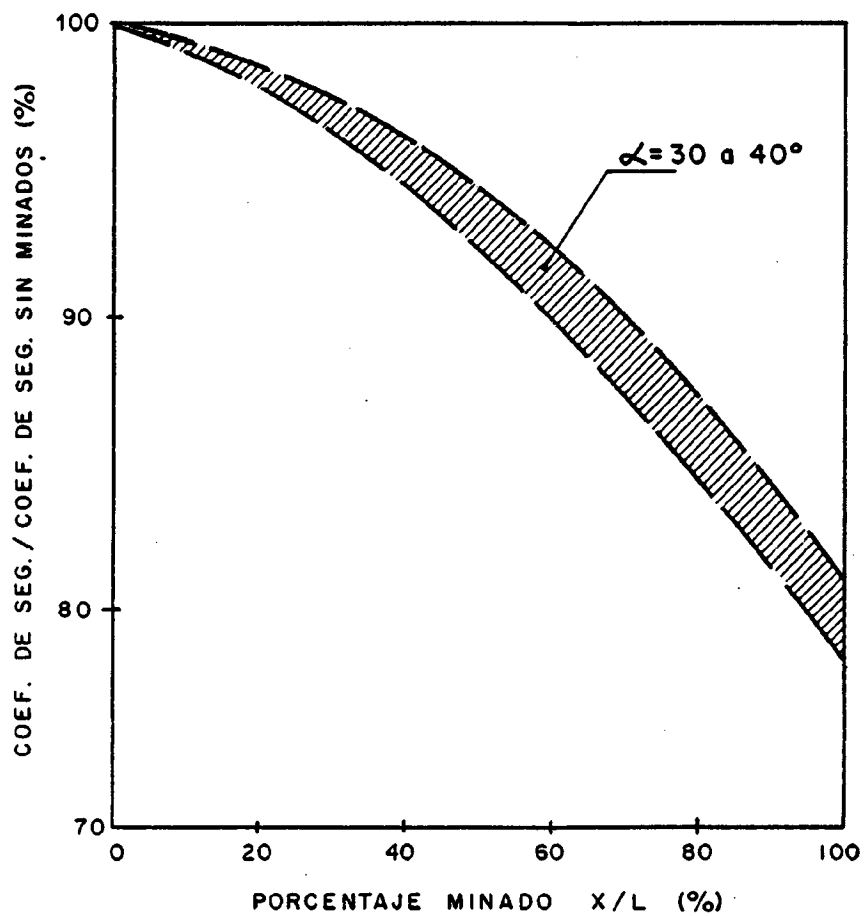


FIG. 10.4.- INFLUENCIA DE LA LONGITUD DEL MINADO AL PIE DEL TALUD SOBRE EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD.

Se puede concluir que en aquellos puntos en que -
pueda haber minados de extensión importante en la di -
rección perpendicular a la superficie que forma el pla -
no del talud, se pueda producir serios problemas de -
inestabilidad e incluso a fallos generales del talud,
por lo que será necesario adoptar precauciones extraor -
dinarias: relleno de cavidades con mortero, inyeccio -
nes de lechada, anclajes, etc.

11. INCIDENCIA DE LA SISMICIDAD NATURAL
E INDUCIDA

11.1.- SISMICIDAD NATURAL

De acuerdo con lo comentado en el epígrafe 4.3 podemos considerar que la sismicidad natural del área de Puertollano (Grado VI) se encuentra ligada a la transmisión de sismos alejados (epicentros sobre la línea Azores-Gibraltar) a través de la lineación Ciudad Real-Huelva. También otros sismos dispuestos sobre la "falla del Guadalquivir" pueden transmitirse a la zona si se trata de sismos de foco profundo (superiores a 100 Km).

En ambos casos no pueden considerarse "a priori" unas direcciones precisas de vibración ligadas a unas estructuras tectónicas particulares, fallas activas, que afectan específicamente a la cubeta de Puertollano. No obstante parece evidente que las discontinuidades estructurales, fallas transversales definidas en 4.2 y principalmente las "fallas" Laredo y Calatrava, pueden actuar como concentradores de los efectos de las vibraciones sobre la corta.

Resumiendo los efectos de los sismos poco profundos con epicentros en la línea Azores-Gibraltar alcanzarán Puertollano con "frentes de onda" propagándose de SW a NE en tanto que en los de foco profundo dispuestos sobre la "falla del Guadalquivir" el frente de ondas avanzará en sentido SSE-NNW de forma que unos y otros se adaptarán de forma distinta a las discontinuidades estructurales existentes, planos subverticales de dirección NE-SW y NNW-SSE.

La coincidencia de las direcciones de transmisión con la de las fallas principales obliga a considerar una mayor posibilidad de perturbación en las zonas próximas a las mismas, efectos que pueden verse mayorados al quedar las zonas de falla abiertas hacia la explotación y disminuído su confinamiento. No parece, sin embargo, que la sismicidad natural pueda aumentar por esta causa de modo significativo dada la gran distancia a los posibles epicentros.

Un factor de tipo puntual a considerar en el análisis de la incidencia sísmica sobre los taludes es el efecto de las discontinuidades geométricas creadas por la corta en el relieve original.

Se ha podido comprobar que las irregularidades topográficas (laderas escarpadas, valles encajados, etc.) amplifican los desplazamientos de origen sísmico así como las tensiones que pueden dar lugar a roturas, deslizamientos, etc.

El problema dista mucho de estar resuelto de forma analítica si bien parece que las ondas SV juegan un papel mas importante que las SH, habitualmente consideradas en cálculos dinámicos. También se ha podido comprobar la dependencia entre el ángulo de incidencia de las ondas respecto a la discontinuidad y la amplificación producida, aunque el fenómeno suele quedar enmascarado por la gran variedad de refracciones y reflexiones que se producen en esas zonas. Un factor importante es el acoplamiento derivado de las características estratigráficas, que en casos de buzamientos importantes o capas de diferente rigidez puede dar lugar a distorsiones y alabeos que magnifiquen localmente los desplazamientos.

Tal como se ilustra en la Fig. 11.1 (Castellani et al., 1982) la amplificación de ondas suele ser de magnitud 2, con picos superiores a 3 para ángulos de incidencia próximos a los 30°.

La magnitud de los efectos producidos puede relacionarse con la forma de la discontinuidad y con la relación entre la longitud λ de las ondas incidentes y la potencia del terreno susceptible de entrar en vibración diferencial respecto al substrato profundo.

En primera aproximación parece que la zona mas intensamente afectada queda por encima de $\lambda/5$ m., consecuentemente supondría en nuestro caso que solo ocurrirían movimientos importantes en la montera miocena de los taludes, contando con valores de λ del orden de 80 m para terremotos importantes.

Por otra parte el efecto de la cubeta excavada se puede observar en la Fig. 11.2. Para profundidades de corta en torno a los 300 m, los efectos en coronación serían máximos para un semiancho en el fondo de $\alpha = 4 H/3 = 400$ m. Este valor resulta excesivo para minería de transferencia, donde se juega con valores de 2α no superiores a los 100 m. La Fig. 11.3 tomada de Durville y Moneroud (1982), correspondiente a $\alpha = 0$, indica también mayores amplificaciones en coronación, si bien para $\eta = 2 \times 300/80 = 7,5$ es muy probable que el factor de amplificación se aproximase a 4.

Resulta aconsejable por tanto suavizar los taludes en la montera miocena y dejar un banco o berma para recogida de escombros.

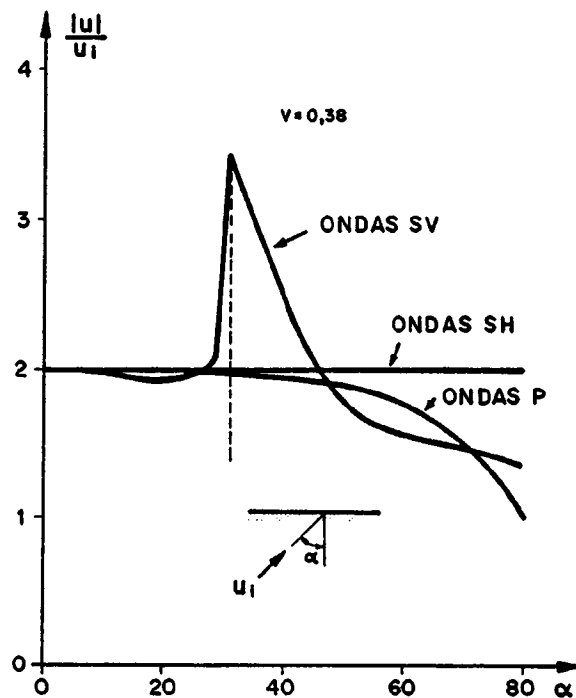


FIG. 11. 1 - AMPLIACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS AL LLEGAR DISTINTOS TIPOS DE ONDAS A UN FRENTE LIBRE.

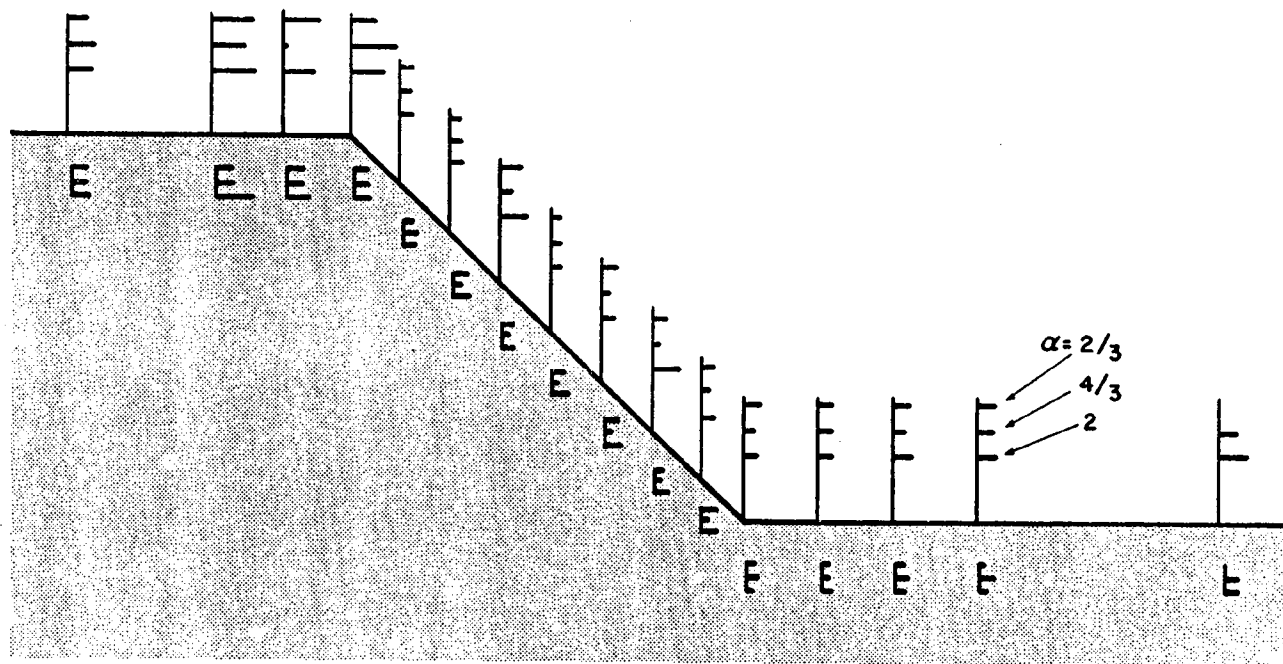


FIG. II-2 - ACELERACIONES MAXIMAS PARA DIFERENTES ANCHURAS DE VALLE.

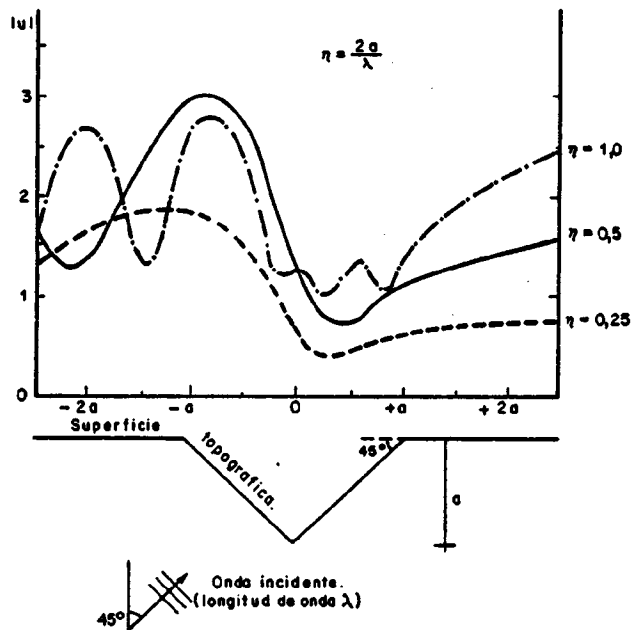


FIG. 11 - 3

DESPLAZAMIENTOS SUPERFICIALES EN UN PERFIL EN V (SEGUN DURVILLE Y MENEROUD, 1984)

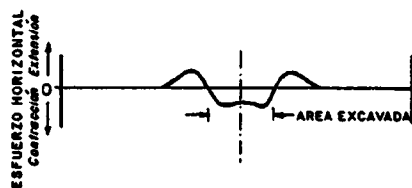


FIG. 11 - 4

ESFUERZOS ASOCIADOS CON UNA EXCAVACION O MINADOS SUPERFICIALES.

11.2.- SISMICIDAD INDUCIDA

Es un hecho conocido que las grandes excavaciones producen una descarga a escala regional que modifica el equilibrio de tensiones y da lugar a reajustes de los contactos mecánicos, con liberación de energía y sismos de intensidad muy variable, según la estructura geológica de la zona.

El proceso produce un cambio en la energía potencial de la zona, equivalente al producto del peso extraído por la profundidad que ocupaba. Se ha demostrado (Cook, 1963) que como máximo solo puede almacenarse como energía elástica de deformación la mitad de la energía anterior, liberándose el resto con la eficiencia que permita la deformabilidad del macizo y su estado tensional.

En minería subterránea el confinamiento natural limita considerablemente la liberación de energía, citándose eficiencias de radiación sísmica entre 0,1 y 1%. En el caso de minería a cielo abierto una gran parte de la energía se absorbe en deformaciones elásticas de los taludes y fondo de la corta, afectando a distancias importantes (Fig. 11.4).

Hay que hacer notar, sin embargo, que en la minería de transferencia la reducción global de carga es muy pequeña comparada con la de la cubeta total, si bien siempre existe una corta móvil, de mayor o menor volumen y la sustitución de unos estratos relativamente continuos y competentes por unos escombros desprovistos de cohesión. Tampoco pueden descartarse los efectos de drenaje a escala regional ni la mayor facilidad de inundación del terreno en grandes profundidades.

La descarga permanente en la fase actual puede estimarse en unos 20 millones de toneladas, si bien puede llegar a unos - 60 millones cuando se alcance la parte mas ancha de la cubeta.

Estas descargas estan en todo caso muy lejos de las seña ladas para sismos de intensidad apreciable en el llenado de em baleses (10^9 m^3).

La energía asociada con la descarga permanente actual pue de estimarse, para una profundidad del centro de gravedad de la masa extraída de unos 20 m, en

$$E = 20 \times 10^6 \times 2,5 \times 20 = 10^8 \text{ mt} = 9,8 \times 10^{11} \text{ J} = 9,8 \times 10^{18} \text{ erg.}$$

que con una eficiencia de radiación sísmica del 0,5% supondría

$$E_r = 4,9 \times 10^{16} \text{ erg.}$$

La relación entre una determinada energía y la magnitud - de los posibles sismos debe establecerse a partir de medidas lo cales, si bien existen algunas fórmulas de cierta generalidad - con estructura del tipo siguiente (Diab, 1976):

$$\log E = 11,4 + 1,5 M \quad (E \text{ en ergios })$$

Para la energía antes calculada esto supondría una magnitud

$$M \approx 3,5$$

valor realmente importante y que incluso podría aumentar en otras fases de explotación.

Sin embargo la evidencia actual no indica una actividad sísmica perceptible ni existen datos sobre eventuales daños, ni siquiera pequeños, en edificios o instalaciones. La razón estriba probablemente en el gran equilibrio tectónico de la cubeta - comparado con otras posibles zonas de referencia.

Es relativamente escasa la bibliografía referente a sismicidad inducida por minería de superficie si se compara con la relativa a embalses o minería subterránea.

De gran interés es el estudio realizado en el área de - Belchatow en Polonia Central (Gibowicz et al, 1981). Esta gran corta (ver Cap. 3) avanza a razón de 300-500 m por año, con profundidades actuales entre 100 y 150 m y unos volúmenes de excavación del orden de $110 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{año}$. Desde el comienzo de la - actividad minera en 1976 se han registrado al menos 5 terremotos importantes, con magnitudes de 2,8 a 3,6 (M_L). Es importante señalar que el area de Belchatow es una fosa tectónica de 40 Km de longitud por 1,5-2 Km de ancho y 0,5 Km de profundidad, con un - importante sistema de fallas.

La energía asociada con los sismos se evaluó entre 70 y - $110 \times 10^7 \text{ J}$, con un momento sísmico del orden de $50 \times 10^{12} \text{ N.m}$. La profundidad de los epicentros se situó entre 1 y 5 Km.

En este caso ha quedado de manifiesto la gran importancia de la tónica previa de la zona, actuando la descarga producida por la excavación como un mecanismo de alteración del equilibrio y cuyos efectos dependerán del estado tensional previo.

Poweroy et al., (1974) sugieren que los sismos observados en Wappingers Falls, N.Y. en 1974 estaban asociados con las descargas de solo 70 t/m^2 en una cantera situada en una zona con fuertes concentraciones de tensiones y la velocidad de avance (unos 100 m/año) es suficientemente moderada como para permitir un reajuste tensional suave. Ello puede explicar que con energías de descarga mas importantes que en Belchatow la actividad sísmica haya sido imperceptible.

A nuestro juicio las únicas situaciones de cierto riesgo podrán darse cuando el muro frontal coincida con una de las grandes fallas, quedando descargado uno de los labios de las mismas. Con profundidades de descarga de 250 m ($\sigma_G \approx 62,5 \text{ MPa}$) es muy probable que se produzcan tensiones de corte del orden de 40 a 70 MPa en profundidades importantes, lo cual es una causa probable de sismos según el criterio de McGarr et al. (1979).

Creemos, como conclusión que el riesgo sísmico inducido es pequeño pero no despreciable y que resulta aconsejable un control de la actividad sísmica actual como base para extrapolar a las condiciones futuras.

12. INCIDENCIA CON LAS EDIFICACIONES
DE PUERTOLLANO

12. INCIDENCIA CON LAS EDIFICACIONES DE PUERTOLLANO

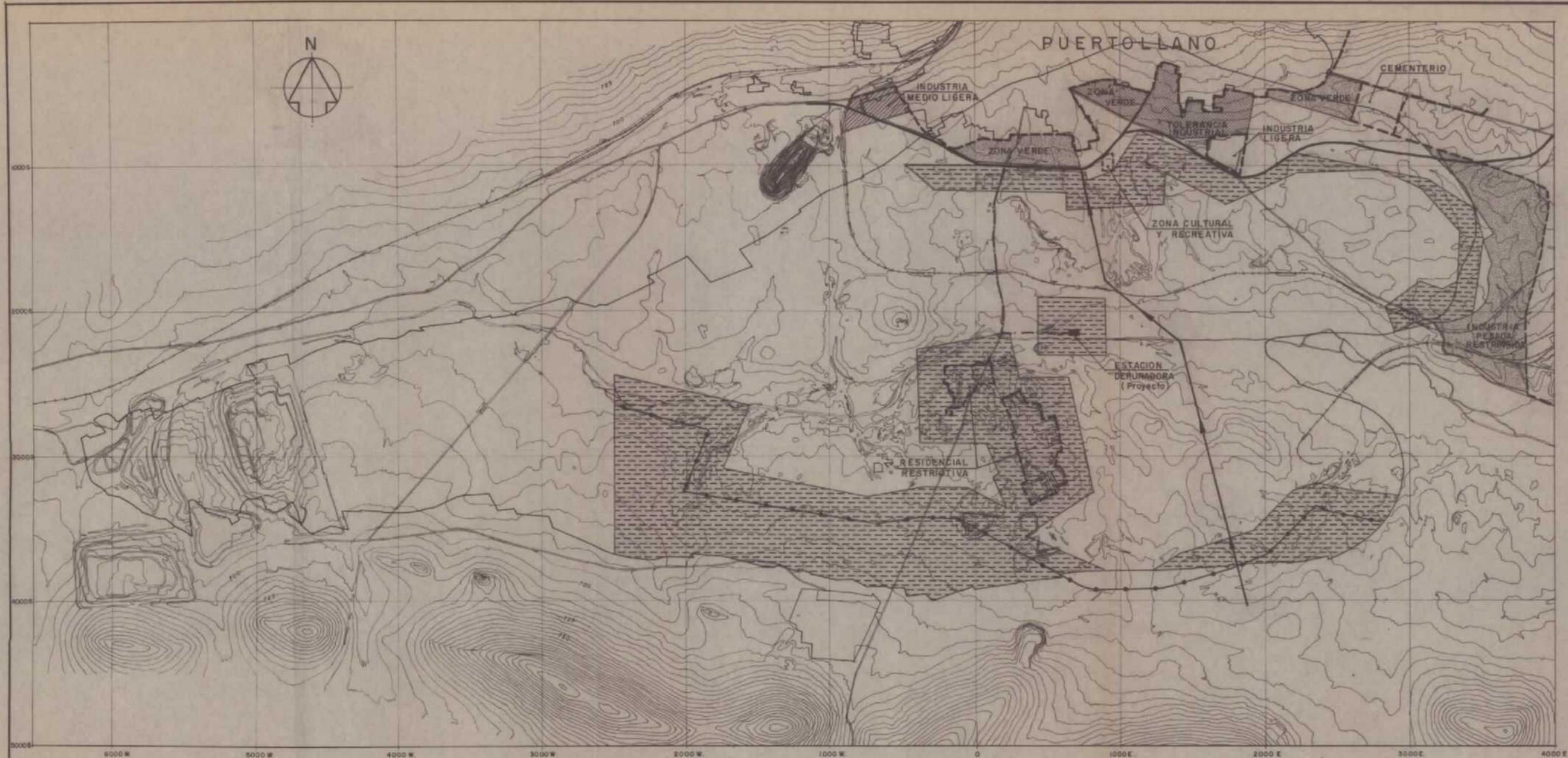
Actualmente existe un Plan General de Ordenación Urbana de Puertollano que define diversos usos del suelo que claramente interfieren con las labores previstas, habiendo sido objeto de recurso por parte de ENCASUR, sin que hasta el momento haya habido decisión al respecto.

En la fig. 12.1 se muestran los límites de dicho P.G.O.U. y las zonas que a juicio de ENCASUR quedarían afectadas, pudiendo apreciarse las fuertes implicaciones económicas que suponen las limitaciones del Plan.

Sin entrar en la discusión planteada, se ha intentado en el presente estudio definir el área de influencia, sobre edificaciones realizadas en superficie, de los grandes taludes excavados en las proximidades, así como de eventuales explotaciones en subterráneo.

Las grandes excavaciones dan lugar a deformaciones horizontales y verticales a distancias importantes de la coronación de las mismas, si bien la influencia sobre las eventuales edificaciones es muy variable y en gran parte función de las características constructivas de las mismas.

Por supuesto no consideramos deformaciones de rotura, asociadas a taludes inestables, en cuyo desplazamiento se producen grietas y escarpes superficiales, delimitando la masa movida y que afectan de manera catastrófica a las edificaciones suprayacentes. La posición de estas grietas obedece a consideraciones estáticas relativamente simples para el -



E: 1/20000

LEYENDA






- LIMITE SUELO URBANO.
-  AREAS DE CARBON NO EXPLOTABLES POR INTERFERENCIA CON EL PLAN DE ORDENACION URBANA.
-  SUELO URBANIZABLE NO PROGRAMADO.
-  SUELO URBANIZABLE PROGRAMADO (1º Cuatrienio)
-  SUELO URBANIZABLE PROGRAMADO (2º Cuatrienio)
-  SUELO NO URBANIZABLE.
- EJE DE CIRCULACION PROYECTADO.
- - - COLECTOR ALCANTARILLADO.
- > ABASTECIMIENTO DE AGUA.
- LIMITE DE PROTECCION A DEHESA BOYAL.

FIGURA 12.1

caso estudiado, en ausencia de presiones intersticiales y suponiendo que la rotura sigue capas carbonosas, puede utilizarse la fig. 12.2 (Hoek y Bray, 1977), resultando valores del orden siguiente:

Angulo de talud ψ_t	Buzamiento capas ψ_p	Posición grieta b/H
30	10	1,40
	20	0,45
40	10	1,40
	20	0,60

Estos valores harían aconsejable mantener una zona de seguridad en la coronación del talud del orden de 0,4 a 0,6 de la profundidad excavada, lo cual supondría unos 180 m para $H = 300$ m.

Realmente en la zona Norte, que interfiere más directamente con las zonas urbanas, las capas de carbón y pizarra afloran (bajo la cubierta miocena) y condicionan el posible desarrollo de grietas de tracción. Tal como se aprecia en la fig. 8.18 (Cap. 8) con excavaciones inferiores a 300 m las grietas quedarían a unos 120 m de la coronación, mientras que con profundidades de 400 m, podrían aparecer grietas a unos 270 m. Estas posiciones teóricas no quieren decir que deban formarse grietas en cualquier caso sino únicamente si el coeficiente de seguridad del talud es muy bajo, próximo a las condiciones de rotura.

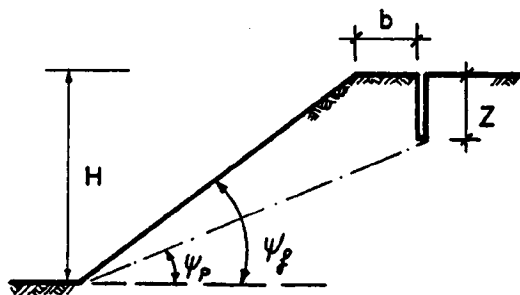
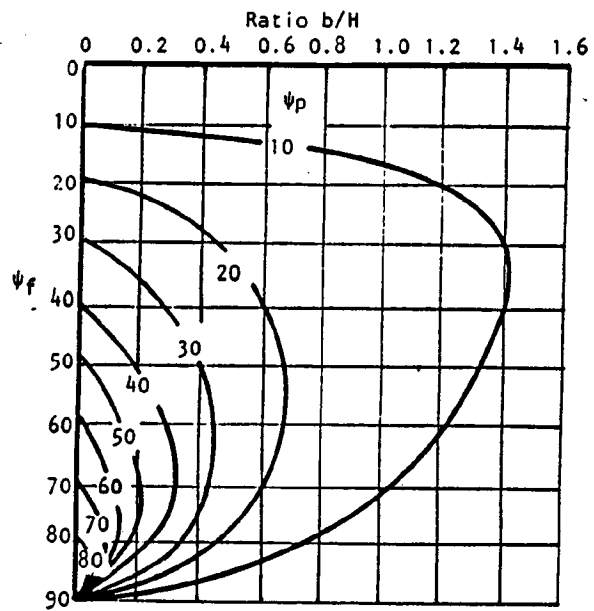


FIG. 12.2 - POSICION DE LAS GRIETAS DE TRACCION EN UN TALUD SIN AGUA (SEGUN HOEK Y BRAY, 1977)

Para analizar con mayor detalle las deformaciones - asociadas con las grandes excavaciones previstas que, sin llegar a estados de rotura, pueden afectar a las edificaciones u otras estructuras situadas en el entorno, se ha hecho un estudio en régimen elastoplástico, por el método de elementos finitos, de un talud tipo de 300 m de profundidad, con un buzamiento de capas representativo de las condiciones medias más críticas.

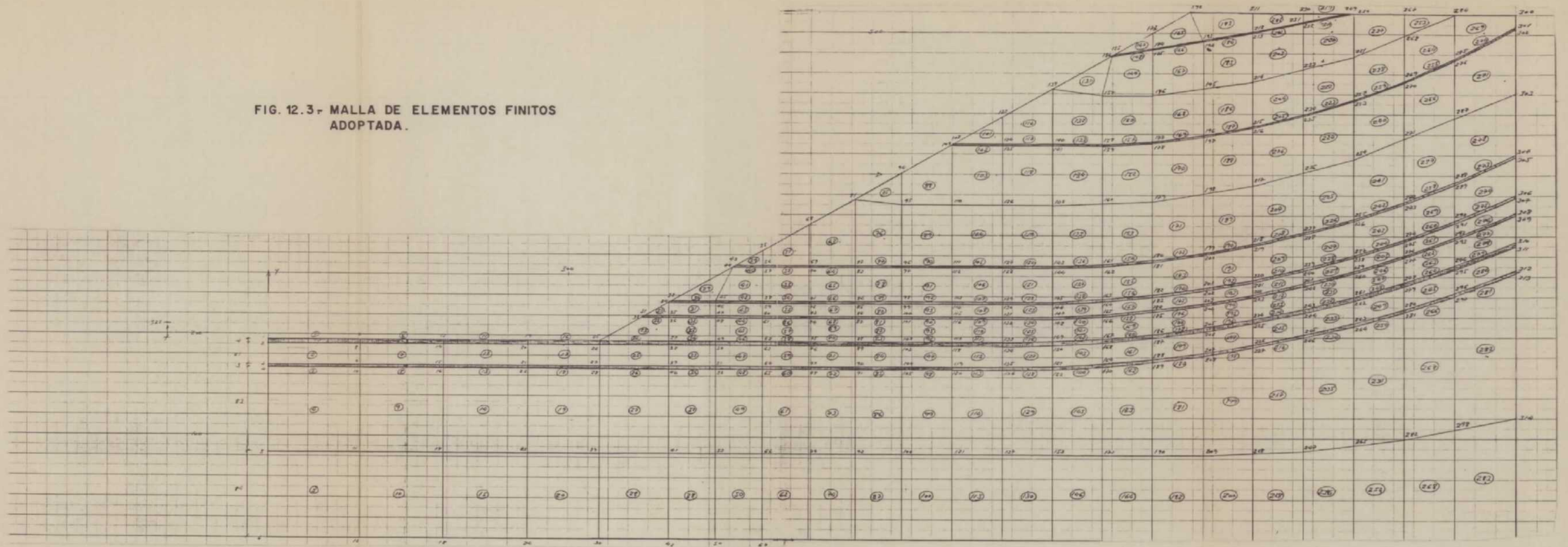
El programa utilizado en el SSTIP (Soil Structure - Interaction Problems) que resuelve problemas planos con elementos isoparamétricos de segundo orden. Fue desarrollado originalmente en la Universidad de California, Berkeley y adaptado posteriormente al ordenador IBM-370/155.

Los materiales se han supuesto con comportamiento elastoplástico con las constantes de deformabilidad y resistencia (criterio de Mohr-Coulomb) que se indican a continuación:

	γ t/m ³	E (kg/cm ²)	ν	c (t/m ²)	ϕ'
Areniscas y pizarras	2,50	52.500	0,20	30	33
Carbón	1,85	31.500	0,30	20	24
Pizarras bituminosas	2,40	13.500	0,25	20	25

La malla utilizada se ha representado en la fig. 12.3. Para las capas de carbón y pizarra bituminosa se han adoptado elementos de tipo plano con isodeformación transversal.

FIG. 12.3- MALLA DE ELEMENTOS FINITOS ADOPTADA.



Para comenzar los cálculos se ha supuesto un estado tensional hidrostático ($K_0 = 1$) con tensiones verticales iguales a la carga de tierras, lo cual está de acuerdo con las hipótesis recogidas en el Cap. 9 respecto a las tensiones horizontales preexistentes a grandes profundidades.

La excavación se ha simulado en dos partes con una fase intermedia excavando 200 m de profundidad y una fase final hasta completar la excavación total de 300 m.

Las isolneas correspondientes a las tensiones verticales, horizontales y tangenciales se indican en las figs. 12.4 a 12.6 mientras que las de desplazamiento horizontal y vertical para las dos profundidades consideradas se resumen en las figs. 12.7 a 12.10. Por último, en la fig. 12.11 se han representado los desplazamientos del contorno del talud.

Como puede apreciarse, la zona de influencia de los movimientos llega a unos 200-225 m de la coronación, si bien cabe admitir que por tratarse de un movimiento de gran desarrollo y suavemente variable sus efectos sólo se consideran apreciables en los 100-150 m más próximos al borde. Las pendientes del terreno serán inferiores al 3 por mil (3 mm/m), salvo en los últimos metros inmediatos a la corta, por lo que no son de esperar daños importantes en las construcciones si se atiende a los criterios establecidos por ejemplo en las Normas Polacas (5-3 mm/m en edificación baja y 2,5-1,5 mm/m para edificios importantes e históricos).

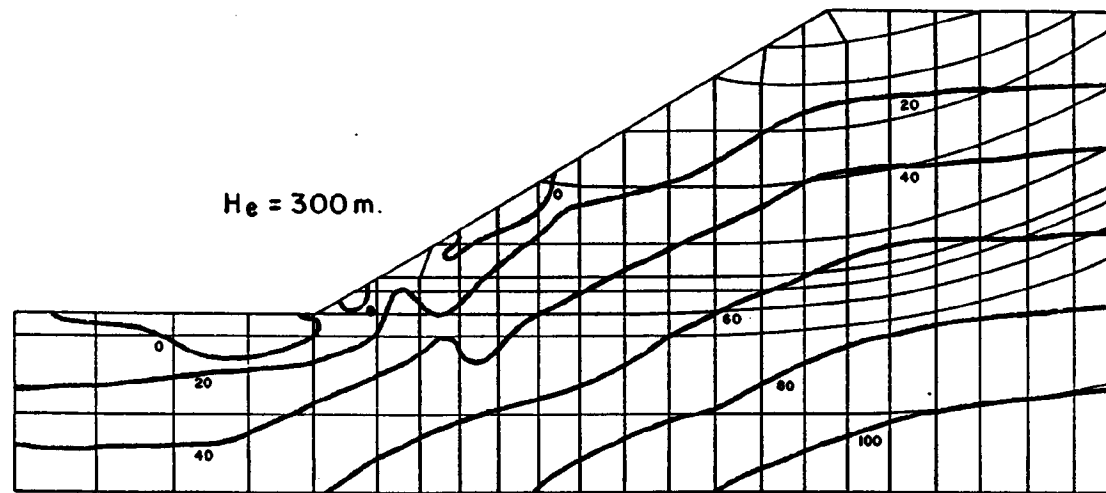


FIG:12.4- TENSIONES VERTICALES σ_y (Kp/cm^2)

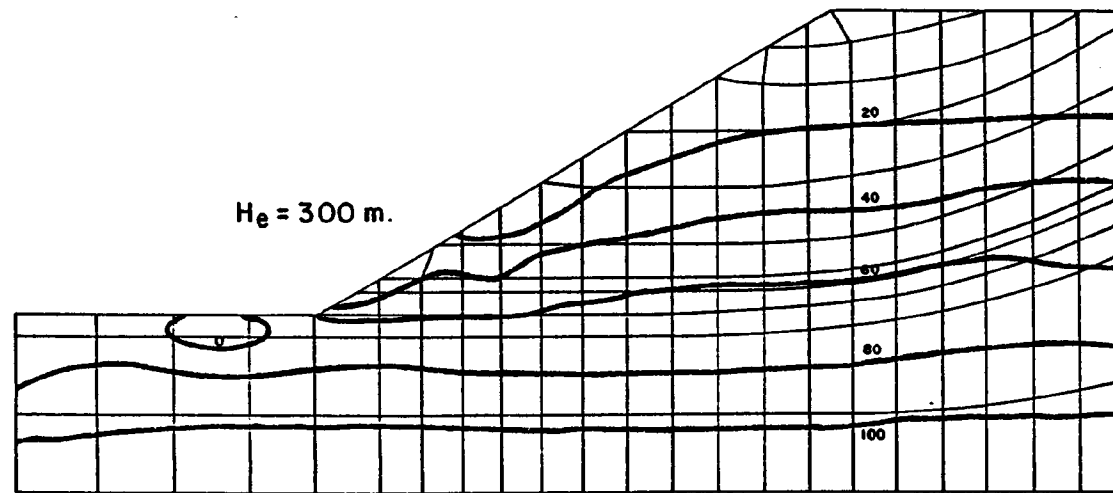


FIG. 12.5 - TENSIONES HORIZONTALES σ_x (Kp/cm²)

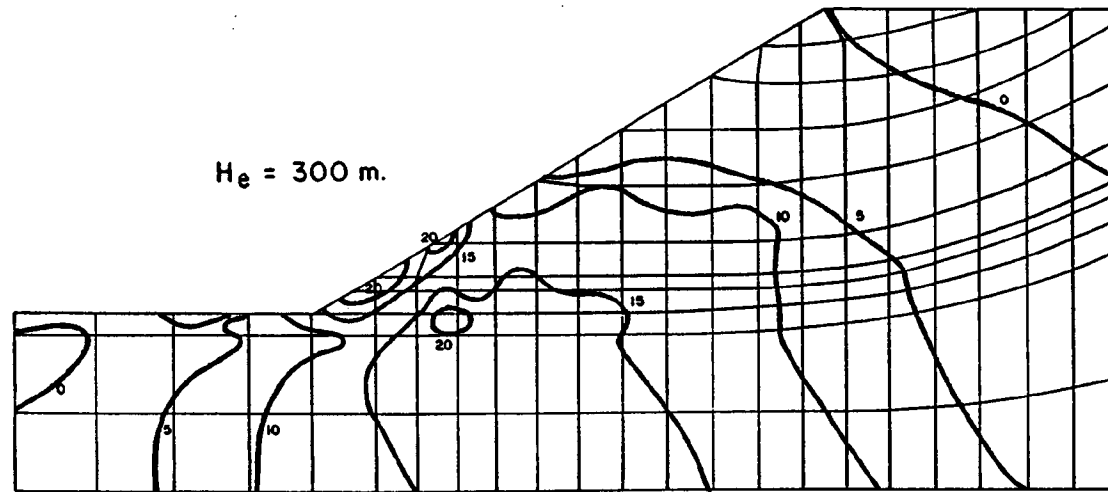


FIG. 12.6 - TENSIONES TANGENCIALES τ_{xy} (Kp/cm²)

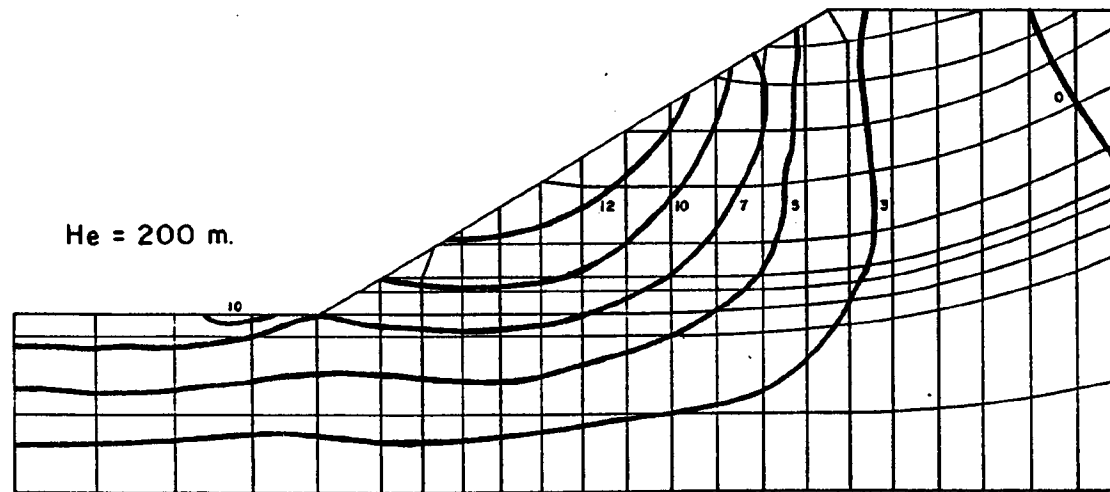


FIG. 12.7- DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (cm.)

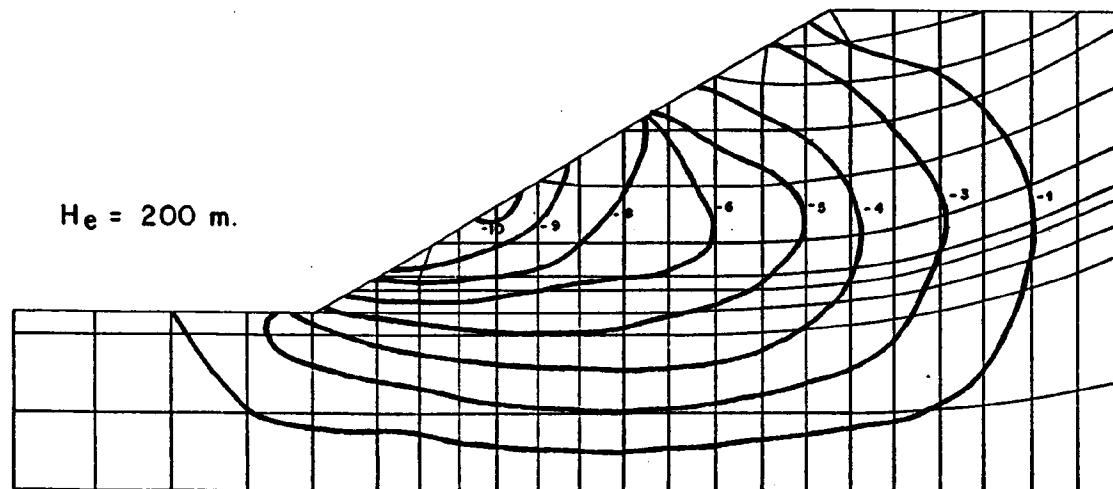


FIG.12. 8- DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (cm)

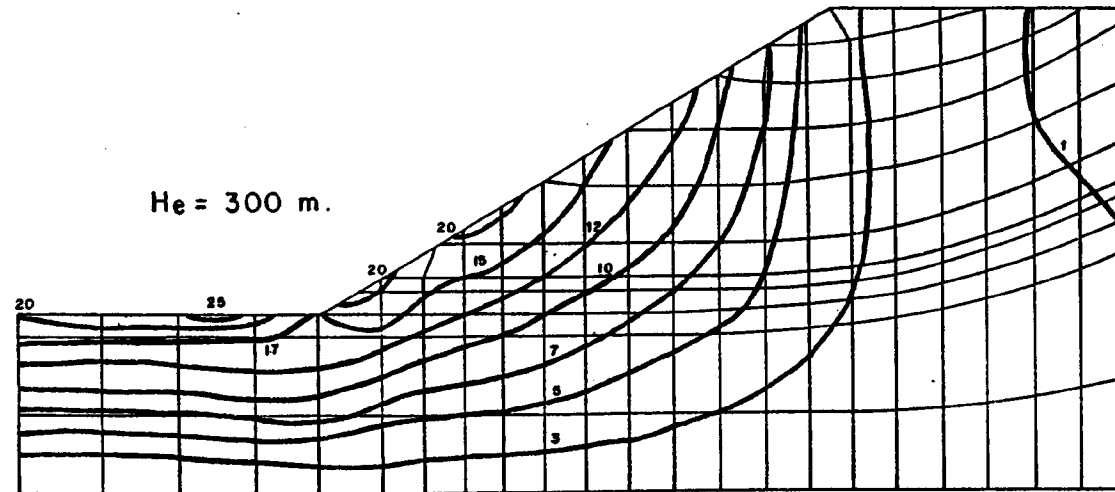


FIG. 12. 9.- DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (cm)

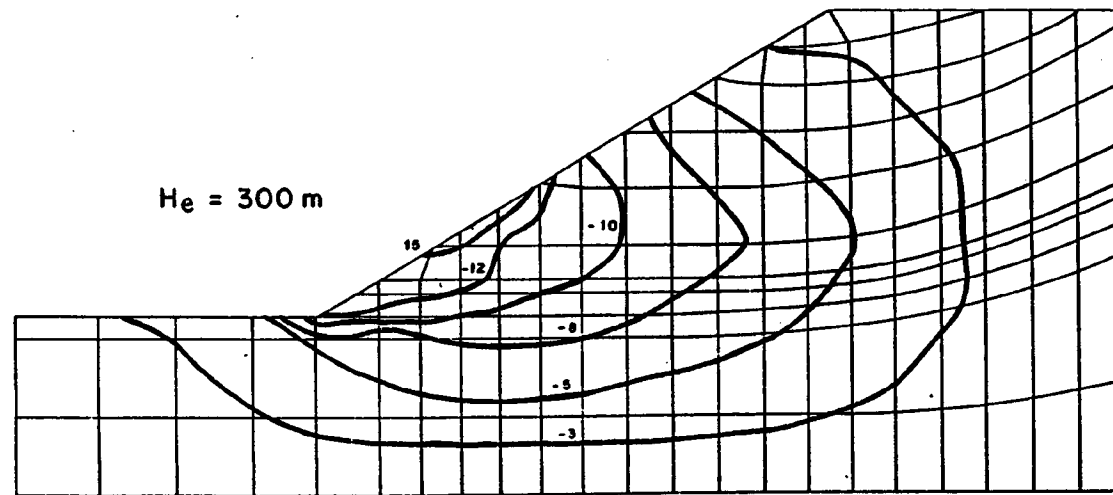
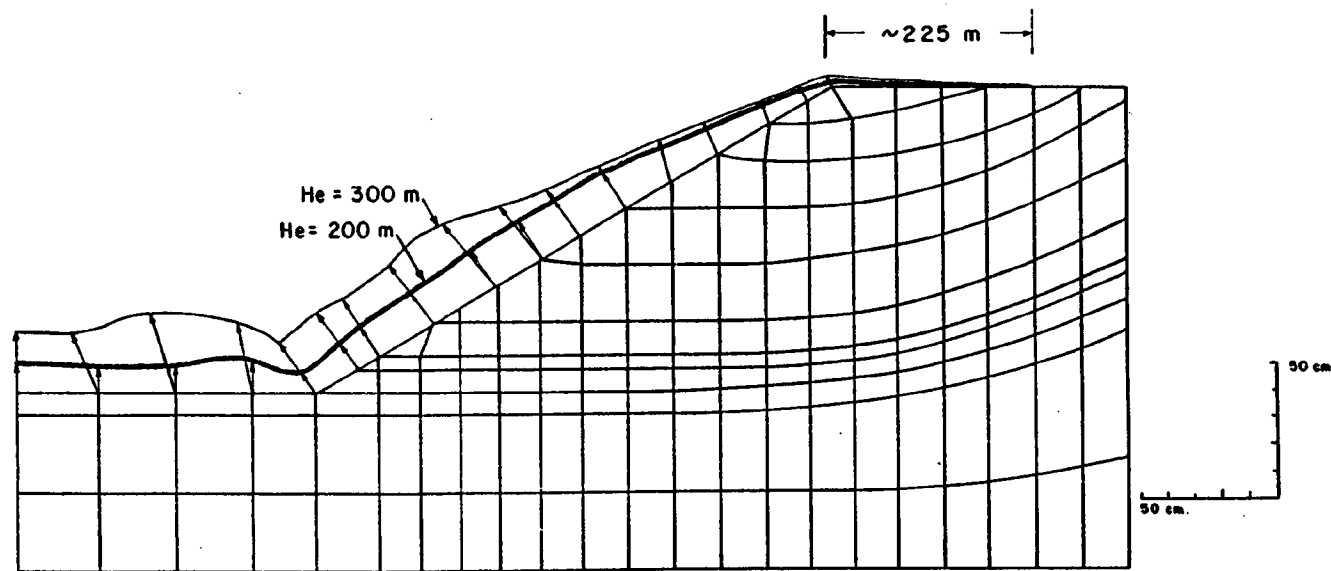


FIG. 12.10.- DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES (cm.)



ESC 1/800 (LONGITUDINALES)
 ESC 1/30 (CORRIMENTOS)

FIG.12.11 - DESPLAZAMIENTOS DEL CONTORNO
 DEL TALUD.

Por lo que respecta a los levantamientos de fondo se aprecia que pueden llegar a unos 30 cm con la máxima excavación (fig. 12.11) lo cual resulta algo superior a las estimaciones del Cap. 9. Ello es explicable por las pequeñas diferencias de módulos y sobre todo por la mayor profundidad afectada bajo el fondo (fig. 12.7 y 12.9) que puede aproximarse a los 200 m. Pueden esperarse por tanto valores finales de 15 a 30 cm, pero ello no supone problemas para el desarrollo de la corta.

Teniendo en cuenta las zonas de influencia en coronación y la geometría prevista de la corta, resulta evidente que, de mantenerse las limitaciones de Plan General gran parte de las reservas del óvalo Norte no podrían explotarse, no por riesgos de inestabilidad o movimientos sino por ocupación física de zonas urbanas. La única alternativa sería la penetración en subterráneo, bien desde una corta de profundidad media, respetando más bandas de seguridad en coronación que podrían estimarse en unos 50-80 m para H no mayor de 150 m, o bien mediante pozos de acceso y explotación convencional por tajos largos.

Esta última solución plantearía fenómenos de subsidencia cuyo análisis se escapa de los límites del Proyecto pero que pueden estimarse en el orden del decímetro, con riesgos moderados para las edificaciones, comparables a los derivados de una gran corta.

Señalemos por último que no parecen haberse tenido

en cuenta en la calificación del suelo las zonas ya minadas, susceptibles de fenómenos de subsidencia - por degradación. Un ejemplo ilustrativo es el de Bathgate en Escocia, con una estructura de capas inclinadas que podría asimilarse a los bordes de la cubeta de Puertollano (Carter et al., 1981). Los minados se encontraban a menos de 50 m, en 3 capas de potencia entre 1 y 2 m. Los máximos asientos medidos han sido de 23 cm sobre minados a 26 m, si bien los asientos medios no superaban los 5 cm. Las deformaciones en superficie oscilaban entre 3 y 7 mm/m, con pendientes del orden de 1:250, que pueden considerarse bastante fuertes.

Este ejemplo ilustra la conveniencia de un seguimiento de la subsidencia sobre las zonas minadas para separar este efecto del de las obras de superficie u otro tipo de nuevas labores.

13. INCIDENCIA ENTRE LABORES A CIELO ABIERTO Y SUB -
TERRANEAS . LIMITACIONES DE PROFUNDIDAD

13. INCIDENCIA ENTRE LABORES A CIELO ABIERTO Y SUBTERRANEAS-
LIMITACIONES DE PROFUNDIDAD.

Un análisis cuidadoso de las condiciones de explotación así como limitaciones de tipo urbanístico, ambiental o geométrico, obligan a establecer una profundidad máxima de corta, por debajo de la cual la extracción se realizaría en subterráneo. Debemos señalar que esta decisión no debe posponerse demasiado ya que, al recurrir a la minería de transferencia, pueden aumentar considerablemente los recorridos, así como las dificultades de ejecución de pozos, planos inclinados, etc. aumentando también posiblemente los problemas de agua y las necesidades de sostenimiento.

Por lo que se refiere a las pizarras bituminosas, el tema ha sido estudiado por ENADIMSA, considerando las siguientes alternativas:

A) La zona Oeste, hasta la falla límite, se explotaría por minería a cielo abierto y el resto por subterránea, analizándose también en esta hipótesis el caso límite de explotación de todo el depósito por minería a cielo abierto. B) La zona explotable por minería a cielo abierto se expande en bloques sucesivos que alcanzan cada vez mayores profundidades, explotándose el resto del depósito por minería subterránea. C) Similar a la hipótesis B, pero teniendo en cuenta la situación de las áreas en las que ya ha sido explotado el horizonte B de pizarras bituminosas al definir el contorno de la zona explotable por minería a cielo abierto.

Con dichas hipótesis se llegó a las evaluaciones que aparecen en el Cuadro 13.1, expresadas en miles de m^3 de aceite.

De acuerdo con esos resultados se desprendía que las reservas "in-situ" de aceite se encuentran, en todos los casos, en torno a los 27 millones de toneladas (considerándose una densidad de $0,9 \text{ t}/m^3$ para los aceites de destilación).

Teniendo en cuenta los posibles taludes de excavación se determinaron los ratios volumétricos teóricos correspondientes a las diferentes hipótesis de reservas "in-situ" evaluadas, obteniéndose valores para la hipótesis B- en torno a $15 \text{ m}^3/\text{t}$ para profundidades de 250-300 m. y puesta al descubierto de 250 m. de pizarra, en tanto que para la hipótesis C se alcanzaban ratios de $12 \text{ m}^3/\text{t}$ con profundidades de 250 m. y descubriendo unas reservas "in-situ" de 220 m.

Como conclusión se efectuó un análisis comparativo de minería a cielo abierto frente a minería subterránea, a fin de definir, a partir de criterios técnico-económicos, el límite de expansión de la minería a cielo abierto, sin considerar las posibles reservas de carbón existentes en niveles superiores, ya que en ese momento estaban deficientemente evaluadas.

Los resultados de dicho análisis llevaron a definir como límite inicial para la minería a cielo abierto una profundidad de 150 m., si bien este planteamiento ha quedado posteriormente superado al centrarse la explotación en las capas de carbón.

Hipótesis	Sub-hipótesis	Minería a cielo abierto	Minería subterránea	TOTAL
A	A ₁	9.459	19.609	29.068
	A ₂ (todo a cielo abierto)	30.025	-	30.025
B	B ₁ (similar a la hipótesis A ₁)			
	B ₂ (Fondo de corta 150 m)	15.939	13.547	29.505
	B ₃ (Fondo de corta 200 m)	20.041	9.691	29.641
	B ₄ (Fondo de corta 250 m)	24.622	5.031	29.753
C	C ₁ (Fondo de corta 150 m)	13.607	15.519	29.126
	C ₂ (Fondo de corta 250 m)	18.467	11.382	29.847
	C ₃ (Todo a cielo abierto excepto zonas expl.)	26.793	3.096	29.887

Cuadro. 13.1.- Rendimientos de explotación de las pizarras bituminosas (en 1.000 m. de aceite) para distintas hipótesis de corta.

Con los planteamientos iniciales el problema se habría centrado fundamentalmente en la Capa B, que es la de mayor interés para este tipo de aprovechamiento. Considerando una profundidad típica del orden de 300 m., que es la que corresponde a dicha capa en las zonas donde es previsible la explotación subterránea, siempre habría quedado un recubrimiento del orden de 150 m. hasta el fondo de corta, con lo que la situación no habría planteado grandes problemas.

Al considerar únicamente las capas de carbón, la situación resulta tolerable desde el punto de vista geomecánico, ya que sería previsible de explotar a cielo abierto la capa 1, quedando 80-100 m. hasta la siguiente capa, y la 1 bis. Sin embargo si se alcanzara esta última capa quedan recubrimientos muy pequeños para las siguientes (35 m. hasta la 2; 65 m. hasta la 3, etc.), también con graves problemas de interferencia vertical entre capas.

La apertura de tajos con fuerte sobrecarga de terreno incoherente, plantea en principio problemas de resistencia del sostenimiento ya que si el techo está fracturado hasta el fondo de corta y sobre éste actúa la sobrecarga de escombros, las presiones pueden ser inadmisibles para las entibaciones usuales, incluso contando con el efecto arco en los escombros. Esta fracturación es probable por el fenómeno, ya comentado en el Cap.10 de migración de grietas desde las cavidades abandonadas. Aunque existen referencias de afloramiento de grietas en fondo de cortas inducidas por galerías de tajo situadas 200 m. más abajo, la cuestión no puede generalizarse ya que, en algunos casos, la presencia de paquetes potentes de arenisca, puede puentear la evolución vertical de las bóvedas de descarga.

Esta protección existe entre las capas 1 y 1 bis, y probablemente entre las capas 4 y 5, pero no debe contarse con ella en el resto de los tramos, dado que la separación vertical es inferior a 30-50 m. y además el terreno está muy estratificado con abundantes capas de argilita pizarrosa.

Como orientación podría contarse con necesidades de entibación comparables a las requeridas en zonas fracturadas o milonitizadas con coberturas del orden de 1,5 veces la profundidad topográfica real.

Debe distinguirse además, el caso de acceso desde el nivel de fondo de corta, manteniendo ésta abierta o el de penetración lateral bajo la parte rellena de escombros, por transferencia.

En el primer caso, el problema es el de trabajo en una zona con fuerte desequilibrio de tensiones en razón de la excavación y probable debilitamiento de los hastiales por las deformaciones elásticas que han podido evolucionar hasta la rotura en zonas fracturadas. A su vez, los minados pueden inducir inestabilidades en los taludes de la corta, tal como se ha comentado en el Cap.10 y se puso claramente de manifiesto en la corta Grängesberg en Suecia (Hoek, 1.970).

En el segundo caso, el problema es semejante al de la minería con poca cobertura pero agravado por la extraordinaria sobrecarga de rellenos.

Logicamente ambos problemas se magnifican con la profundidad y con el buzamiento de las capas.

Un riesgo elevado puede presentarse cuando sea necesario abrir galerías en zonas próximas a antiguos minados, pilares o macizos de protección en donde puede haberse producido una concentración anormal de tensiones, agravada por el proceso de transferencia (Stassen, 1.982).

También pueden derivarse problemas de la acumulación de agua en el contacto rellenos-fondo de corta, debido a la elevada permeabilidad de éstos. Esta situación puede controlarse si se dejan las pendientes adecuadas hacia un sumidero o foso de bombeo de forma que la máxima altura de aguas colgadas no supere los 5-10 m., por inevitables condiciones topográficas y en razón de la gran longitud de la cubeta.

La situación puede ser más grave si las explotaciones alcanzaran la base de los antiguos minados cargados de agua.

Podrían servir de orientación al respecto los criterios del "Bureau of Mines" (1.977) respecto a explotaciones bajo zonas con agua embalsada.

El "Bureau" propone una cobertura mínima de 18 m. por cada 0,30 m. de potencia de la capa explotada, lo cual supondría, en nuestro caso:

Capa 2: h - 2 m. R= 120 m.

Capa 3: h - 0,90 m. R= 54 m.

Capa 4: h - 1,10 m. R= 66 m.

Se trata de valores muy fuertes, como corresponde a grandes masas embalsadas y que en nuestro caso pueden resultar muy pesimistas. Sin embargo no debe olvidarse el gran volumen de agua almacenada (ver Cap.2) y su posible interconexión, con lo que el riesgo de comunicación a través de zonas falladas o fracturadas, es elevado.

A título provisional y hasta que no se definan las medidas de rebajamiento y drenaje, no parece razonable adoptar recubrimientos de seguridad inferiores al 50% de los antes obtenidos.

14. RESUMEN Y CONCLUSIONES

14. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente trabajo constituye una aportación al estudio de los factores geológicos , geomecánicos y de estabilidad que deben considerarse en una gran explotación por minería de superficie como la iniciada en Puertollano por ENCASUR y a los que se suman problemas de impacto ambiental, subsidencia urbana, drenaje, etc.

Se ha partido de una recopilación de la información dispersa en diversos trabajos anteriores, sintetizando los datos de mayor interés para este Estudio.

Las principales conclusiones pueden resumirse en la forma siguiente:

- La cuenca carbonífera de Puertollano presenta una disposición en cubeta cerrada de unos 12 km de longitud y 3,5 km de anchura máxima, con estructura general de sinclinorio de dirección aproximada E-O.

En la mitad occidental, la cubeta se desdobra en dos sinclinales (óvalo Norte y óvalo Sur) separados por un anticlinal fallado por donde se extruyeron episodios volcánicos y cuyo eje sufre una inmersión, desapareciendo sus efectos hacia el oeste dando como resultado un sólo sinclinal, que por emersión del mismo, se atenúa hacia el oeste.

En el tramo Este predominan las fracturas de borde con saltos importantes, mientras que en el tramo Oeste, la cubeta está atravesada por numerosas fallas de pequeño salto.

Toda la cubeta se encuentra recubierta por sedimentos Miocenos y Pliocuaternarios cuya potencia máxima se sitúa en torno a los 18 m. Por debajo se encuentra el Carbonífero formado por pizarras y areniscas fundamentalmente, entre las que se intercalan diversas capas de carbón (0,1 , 1 bis, 2 , 3 4, 5) y cuyos espesores varían entre 0,80 m en la capa 4ª y 5 m en la capa 1ª. Entre la capa 4ª y la capa 5ª se disponen hasta tres horizontes de pizarras bituminosas de espesores variables (horizontes A,B, C) entre pocos decímetros y 8 m con intercalaciones lutíticas.

- Como características hidrogeológicas del área cabe destacar que el recubrimiento Mioceno y Pliocuaternario es capaz de retener agua dando lugar a un acuifero colgado. Por debajo de aquel se almacena agua debido a la disposición geológico-estructural de la cubeta que induce recargas casi constantes.- El agua queda almacenada, siendo difícil su salida de una forma natural; como consecuencia los aportes por infiltración directa son superiores a las pérdidas y los niveles freáticos aumentan.

Es de destacar la gran cantidad de agua almacenada en explotaciones y minados antiguos que pudieran dar lugar a sobrepresiones localizadas en el entorno de los taludes al ir avanzando y profundizando la corta.

El volumen de agua caído en la cubeta en un año hidrológico considerado normal, asciende a 1-2 Hm³;

cabe destacar también la pérdida por infiltración de unos 65 l/sg en el tramo medio del río Ojailén. La presencia de agua en explotaciones actuales a cielo abierto es observable sobre todo, en las capas de carbón que actúan como niveles menos permeables frente a los semipermeables suprayacentes. Por otra parte se producen rezumes en zonas de fracturas y fallas al quedar éstas cortadas por las explotaciones.

- El área de Puertollano se puede considerar a gran rasgos como sísmicamente estable al ser una zona cratonizada en donde no se ha localizado históricamente ningún sismo catastrófico ni en la ciudad ni en su entorno.

No obstante y a pesar de ello, se le ha asignado una intensidad máxima de grado VI debido principalmente al efecto que produjo el terremoto de Lisboa (1.755) sobre toda la península. Por otra parte, la zona de mínimos (de la línea Azores-Gibraltar) puede inducir frentes de onda que barren la península de Sursuroeste a Nornoreste con diferentes grados de intensidad según sea la distancia al foco sísmico. En nuestro caso podría llegar a ser del orden de V-VI.

- Con respecto a las inestabilidades observadas se puede afirmar que la montera Pliocuaternaria sufre deslizamientos circulares en casi todos los casos.

En taludes con buzamientos desfavorables -aunque sean bajos ($\sim 20^\circ$)- se producen corrimientos y deslizamientos planos en materiales arcillosos y plásticos. También pueden producirse deslizamientos localizados cuando las explotaciones atraviesan zonas falladas cargadas de agua.

La presencia de grietas de tracción en determinados taludes pudieran dar origen a removilizaciones y deslizamientos curvoplanares en zonas con cretas de las explotaciones.

- Para los estudios de estabilidad se ha hecho una síntesis de propiedades geomecánicas de las formaciones presentes, completadas con ensayos específicos sobre muestras tomadas en sondeos realizados expresamente para este Estudio.

En líneas generales puede indicarse que la resistencia a compresión simple de las areniscas y pizarras varía de 180 kp/cm^2 a 670 kp/cm^2 dependiendo del tamaño de grano, de 150 kp/cm^2 a 600 kp/cm^2 en las pizarras bituminosas, dependiendo de las fisuras presentes en las muestras con valores medios en ambos casos en torno a los 450 kp/cm^2 aunque las pizarras bituminosas rompen con presiones próximas a los 270 kp/cm^2 para carga normal a la estratificación.

Respecto al módulo elástico varía de 80.000 kp/cm^2 a 125.000 kp/cm^2 en las areniscas y pizarras

y de 70.000 kp/cm² a 135.000 Kp/cm² en las pizarras bituminosas, si bien considerando grandes macizos deben esperarse valores del orden del 50% de los anteriores. El módulo de Poisson varía de 0,17 a 0,28 en las areniscas y de 0,18 a 0,26 en pizarras.

La resistencia al corte viene caracterizada por ángulos de rozamiento de 30-35º en pizarras y areniscas, con cohesiones de 3 a 100 t/m², mientras que en las pizarras bituminosas el rozamiento varía de 24º a 26º y las cohesiones de 2 a 70 t/m².

Es de señalar la gran anisotropía de las formaciones pizarrosas.

- Se han estudiado las condiciones de estabilidad de distintos taludes tipo, representativos de diversas zonas de la corta y frente a situaciones muy variadas como son: Rotura general del talud con grieta de tracción en cabeza; problemas especiales en taludes de muro cuando las capas de carbón están próximas al talud; caídas de bloques definidas por la presencia de varias familias de discontinuidades; posible pandeo de estratos y, por último, rotura paralela al talud por corte en el pié.

- Los taludes finales deducidos del cálculo, con coeficientes de seguridad $F = 1,20$ a $F = 1,30$ se han comparado con los adoptados en otras cortas a nivel mundial, deduciéndose un criterio de proyecto con taludes entre 26º y 50º en función de la

profundidad de corta y la hipótesis de rotura. En líneas generales el talud medio para grandes profundidades se sitúa en torno a los 32-34°.

- En paralelo se han analizado los problemas de fluencia, fisuración, plastificación, levantamientos de fondo, etc. asociados con grandes taludes, llegando a la conclusión de que estos problemas serán mínimos si se adoptan los moderados taludes que aconsejan las condiciones de estabilidad.
- Problemas más importantes pueden esperarse de la existencia de zonas minadas, generalmente cargadas de agua. Estas zonas reducen la resistencia al pie de los taludes, llegando a afectar en un 20% al coeficiente de seguridad, según cálculos realizados. Por otro lado obligan a un drenaje al avance si se quieren evitar irrupciones en tromba al progresar las excavaciones. Se han definido unas distancias de seguridad para prevenir accidentes por esta causa.
- La influencia de los minados también puede ser importante si quedan bajo fondos de excavación o, caso más probable, si es necesario continuar en subterráneo bajo el fondo de corta. Los problemas se derivan de las grandes presiones de los rellenos superiores y de las cargas de agua. Se han hecho diversas estimaciones al respecto.
- Se ha estudiado también la posible incidencia de las grandes excavaciones sobre la producción de

sismos, llegándose a la conclusión que esta actividad debe ser moderada, aunque no despreciable, al utilizar el método de transferencia y dada la notable estabilidad tectónica de la zona.

- Como orientación se ha hecho una revisión a nivel mundial de cortas que por su geometría y naturaleza pudieran proporcionar información de interés para las explotaciones previstas en Puertollano.- En general las analogías son muy escasas, pudiendo retenerse como más ilustrativas las cortas de Westfield en Escocia y East Kootenay en Canadá.

- Por último se han analizado los fenómenos de interferencia con las zonas urbanas previstas en el Plan General de Puertollano, estudiando la deformabilidad superficial provocada por las grandes excavaciones mediante un programa de elementos finitos. Las zonas de seguridad a respetar varían de 50 a 150 m según la profundidad de corta. No obstante la actual ordenación impide por razones de espacio este tipo de explotación obligando a una minería de tipo subterráneo en la que los eventuales problemas serían de subsidencia, si bien no son de esperar grandes deformaciones en superficie.

A N E J O 1

ENSAYOS DE LABORATORIO

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²	
						tipo rotura	I _s		
ANT-1	181.55	conglomerado	4.76	2.283	3269.96	D	6.657	145.2	
			8.30			A	41.095		
			7.75			A	15.643		
ANT-3	95.83	arenisca- conglom.	4.76	2.425	3102.67	D	15.533	341.0	
			9.55			A	1.664		
	158.50	arenisca	4.76	2.905	4719.80	D	44.332		974.6
			9.25			A	36.060		
ANT-10	29.50	pizarra	5.35	2.413	2523.58	A	7.433	96.3	
			7.12			D			
	144.75	pizarra	4.76	2.654	2591.91	D	4.438		
			3.80			A	10.540		
			3.55			D	3.491		
205.60	arenisca alterada	3.55	2.714	2854.16	D	3.491	63.0		

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²
						tipo rotura	I _s	
ANT-10			4.70			A	1.995	
ANT-12	43.75	arenisca	4.76	2.496	2692.30	D	12.760	280.7
			6.55			A	24.965	
			6.75			A	24.955	
	121.40	arenisca- conglom.	4.76	2.446	3899.03	D	22.191	488.4
			8.60			A	16.543	
			4.76			D	13.259	
ANT-19	9.80-10.00	pizarra alterada	6.70	2.320	1303.5	D	1.680	41.16
			5.10			A	3.382	
	20.30-20.50	lutita	6.90	2.340	2547.7	D	5.200	130.7
			3.30			A	15.005	
	30.00-30.30	pizarra	6.80	2.640	2067.6	D	1.359	32.0
			10.50			A	3.192	

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²
						tipo rotura	I _s	
ANT-19	40.20-40.45	Toba	7.08	2.490	3134.3	D	5.517	137.5
			9.70			A	5.343	
	50.00-50.30	pizarra	7.08	2.620	1614.8	D	0.501	12.5
			5.50			A	17.452	
	60.00-60.20	pizarra	4.76	2.570	2986.1	D	10.544	231.0
			8.00			A	5.695	
	70.10-70.20	pizarra	4.76	2.530	3192.3	D	16.094	352.0
			5.10			A	17.397	
	81.00-81.20	toba+carbón	4.76	2.650	3367.9	D	13.874	303.6
			5.70			A	9.285	
	91.00-91.20	pizarra	4.76	2.490	2935.1	D	5.549	121.0
			8.30			A	1.824	
	100.00-100.20	toba	5.55	2.580	3346.1	D	0.815	122
			4.50			A	48.417	

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²
						tipo rotura	I _s	
ANT-19	110.40-110.60	toba+pizar.	5.55	2.570	3387	D	18.773	448.3
			6.20			A	23.544	
	119.70-120.05	toba+pizar.	3.50	2.480	3275.1	A	43.097	19.3
			5.55			D	0.816	
	140.00-140.20	toba+pizar.	5.55	2.550	3223.3	D	5.713	136.0
			8.00			A	5.872	
150.00-150.25	pizarra	5.55	2.500	2397.2	D	5.305	127.2	
		9.00			A	4.345		
S-1-250W	98.80-99.10		4.70	2.595		D	19.347	424.6
			3.20			A	39.201	
	121.10-121.20		4.70	2.301		D	14.795	323.4
			4.70			D	29.590	
	140.30-140.50		4.30	2.463		A	16.316	649.0

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²
						tipo rotura	I _s	
S-1 -250 W	160.10-160.35		4.70	2.583		D	2.276	48.4
	172.80-173.00		4.70	2.578		D	18.778	411.4
			5.50			A	22.439	
	180.00-180.30		4.70	2.595		D	10.243	224.4
	209.50-209.70		4.70	2.613		D	1.133	24.2
			5.00			A	13.073	
S - 2	21.50-21.75		6.40	2.439	2317			
	31.80-32.10		4.70	2.577	1995			
	43.65-43.67		4.70	2.723	1813			
	54.00-54.25		4.70	2.350	1893			
	64.40-64.64		4.70	2.614	2492			
	75.35-75.60		4.70	2.634	2301			
	84.05-85.25		4.70	2.453	2952			

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²
						tipo rotura	I _s	
S - 2	94.00-94.25 105.40-105.64		4.70 4.70	2.693 2.579	2473 3504			

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²	Alteración I _D (%)		
						tipo rotura	I _s				
S - 3	72.25-72.50		4.70	2.499	2987	D	19.916	437.8			
			5.00			A	17.595				
	82.05-82.30		4.70	2.537	2954	D	2.845	61.6			
			3.60			A	29.097				
	93.15-93.45		4.70	2.618	3171	D	11.381	241.6			
	101.95-102.25		3.20	2.170		A	18.413				
	112.76-113.01		4.70	2.531	2769	D	5.690	123.2			
			4.40			A	22.725				
	121.00-122.10		4.70	2.626	3447	D	22.761	499.4			
			4.00			A	39.281				
	142.65-142.85		4.70	2.576	3601	D	25.607	563.2			
			4.00			A	43.209				
	P-500E		66.10-66.33		4.70	2.613	2037	D		2.276	43.4

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²	Alteración I _D (%)																																																				
						tipo rotura	I _s																																																						
S - 3	85.15-85.37	pizarra	4.30	2.675	2455	A	3.439	85.7	33.50																																																				
			4.70			D	3.983			P-500E	105.55-105.26	4.70	2.527	2015	D	2.845	61.6	113.85-114.11	4.70	2.576	2386	D	3.414	74.8		3.00			A	2.095		125.22-125.47	4.70	2.637	3691	D	13.657	299.2	165.20-165.45	4.70	2.581	3385	D	28.452	624.8		4.50			A	37.244		196.15-196.23	4.70	2.527	1494	D	0.569	12.5		5.00
P-500E	105.55-105.26		4.70	2.527	2015	D	2.845	61.6																																																					
	113.85-114.11		4.70	2.576	2386	D	3.414	74.8																																																					
			3.00			A	2.095																																																						
	125.22-125.47		4.70	2.637	3691	D	13.657	299.2																																																					
	165.20-165.45		4.70	2.581	3385	D	28.452	624.8																																																					
			4.50			A	37.244																																																						
	196.15-196.23		4.70	2.527	1494	D	0.569	12.5																																																					
			5.00			A	9.553																																																						

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²	Alteración I _D (%)
						tipo rotura	I _S		
S - 2									
P-250W	11.65-11.85		7.00	2.275	2304	D	6.157	152.5	
			7.00			A	5.694		
	48.10-48.30		4.70	2.581	2178	D	2.845	61.6	
			4.00			A	11.381		
	68.10-68.30		4.70	2.603	3056	D	12.519	275.6	
	90.00-90.34		4.70	2.695	3349	D	30.728	675.4	
			4.20			A	11.401		
	122.45-122.76		4.70	2.666	3327	D	2.959	649.0	
	152.30-152.60		4.70	2.628	3333	D	4.552	99.0	
			5.00			A	20.112		
	161.70-162.00		4.70	2.610	3372	D	4.552	99.0	

sondeo	profundidad (m)	descripción material	diámetro (cm)	densidad aparente (gr/cm ³)	veloc.de propag. sísmica-VP (m/sg)	P.L.T.		σ_c kp/cm ²	Alteración I _D (%)
						tipo rotura	I _s		
S - 1 250 W	80.10-80.35		4.70 4.50	2.512		D A	10.243 9.505	214.4	

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _s (kp/cm ²)	σ _c (kp/cm ²)
S - 1 Perfil "Cero"	18,80-19	pizarra-carbo- nosa	1.545	1.346,8	100,56 x 87,99	2.052	57,5
IDEM	48,8-49	arenisca alte- rada	1.768	1.544,0	100,56 x 251,40	2.052	57,5
IDEM	88,80-89	conglomerado	3.072	2.837,8	188,55 x 817,05	38.479	908
IDEM	98,80-99	conglomerado	2.451	3.793,1	377,10 x 188,55	17,821	386,4
IDEM	138,8- 139	conglomerado	2.486	1.950,6	125,70 x 314,25	5.940	115
IDEM	188,80- 189	conglomerado	2.474	3.657,5	377,10 x 377,10	17.821	386,4
S - 1 Perfil 250-E	21-21,20	pizarra	2.514			0.256	5,06
IDEM	59,30- 59,60	pizarra + are- nisca	2.539	2.650,2	251,40 x 377,10	11.880	255,3
IDEM	120- 120,20	pizarra + are- nisca	2.824	4.490,7	754,20 x 377,10	35.642	768,2

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _S (kp/cm ²)	σ _C (kp/cm ²)
S - 1 Perfil 250-E	140,58- 140,85	pizarra carbo- nosa	2.750		62,85 x 188,55	2.970	64,4
IDEM	169,75- 170	pizarra carbo- nosa	2.665	3.798,4	75,42 x 377,10	3.564	75,9
IDEM	220- 220,25	pizarra	2.658		125,70 x 188,55	5.940	115
IDEM	260,20- 260,60	arenisca	2.597	4.537,4	628,50 x 879,90	29.702	657,8
S - 1 Perfil 500-E	20-20,20	pizarra muy alterada	1.849	3.611,1	251,40 x 555,65	11.880	255,3
IDEM	40,35- 40,60	arenisca	2.608	2.428	125,7 x 314,25	5.940	115
IDEM	60-60,25	pizarra	2.588	2.724,2	188,55 x 251,40	8.910	195
IDEM	90,40- 90,70	pizarra	2.610	1.866,1	12,57 x 439,95	0.594	11,5
S - 1 Perfil 500-E	170,20- 170,50	arenisca	2.680	1.877,2	62,85 x 314,25	2.970	64,4

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _s (kp/cm ²)	σ _c (kp/cm ²)
S - 1 Perfil 500-E	229,30- 229,55	pizarra	2.535	1.604,9	125,70 x 314,25	5.940	115
IDEM	250,40- 250,63	pizarra	2.616	1.594,9	25,14 x 188,55	1.188	25,3
IDEM	272,70- 273,01	pizarra + con glomerado	3.090	1.968,3	439,95 x 502,80	20.791	20,4
S - 1 Perfil 1250-E	14,85- 15,05	pizarra muy alterada	1.769		12,57 x 12,57	0.256	469,2
IDEM	65,05- 65,24	arenisca	2.838	3.202,6	377,10 x 502,80	17.821	386,4
IDEM	107,30- 107,53	arenisca	2.742	3.452	377,1 x 439,95	17.821	386,4
IDEM	125- 123,19	pizarra car- bonosa	2.453		12,57 x 87,99	0.594	11,5
IDEM	144,40- 144,63	pizarra + are nisca	2.691	3.343,5	251,40 x 565,65	11.880	255,3
S - 2 Perfil 750-E	49,50- 50,21	pizarra	2.621	2.199,2	62,85 x 87,99	2.970	64,4

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _s (kp/cm ²)	σ _c (kp/cm ²)
IDEM	80,90- 81,15	pizarra + are nisca	2.768	3.319,1	188,55 x 439,95	8.910	195,5
IDEM	110,30- 110,55	pizarra	2.715	2.723	125,70 x 439,95	5.940	115
IDEM	122,75- 123	pizarra + are nisca	2.767	2.062,6	188,55 x 754,20	8.910	195,5
IDEM	172,60- 172,85	pizarra	2.769	3.312,9	62,85 x 628,50	2.970	65,78
IDEM	193,59- 193,79	pizarra	2.760	3.188,8	188,55 x 251,40	8.910	195,5
S - 2 Perfil 1250-E	60,70- 60,90	pizarra muy alterada					
IDEM	80,65-81	pizarra + are nisca	2.607	3.194,9	377,10 x 691,35	12.024	299
S - 2 Perfil 1250-E	111,44- 111,67	pizarra car- bonosa	2.289	2.209,9	25,14 x 628,50	0.801	20,7
IDEM	160,25- 160,47	pizarra	2.694	1.921,6	12,57 x 377,10	0.594	11,5

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _s (kp/cm ²)	σ _c (kp/cm ²)
S - 2 Perfil 1250-E	229,90- 230,20	pizarra	2.913	3.198,1	314,25 x 565,65	14.851	303,6
IDEM	260,18- 260,47	pizarra + are nisca	2.751	2.213,1	12,57 x 377,10	0.594	11,5
IDEM	290,07- 290,36	pizarra	2.753	3.031,9	251,40 x 691,35	11.880	255,3
S - 2 Perfil 1500-E	69,33- 69,56	pizarra car- bonosa	2.777	2.405,2	125,70 x 125,70	5.940	115
IDEM	90,97- 91,22	pizarra	2.671	1.799,6	62,85 x 314,25	2.970	65,78
IDEM	109,80- 110,05	pizarra car- bonosa	2.718	1.482,6	12,57 x 125,70	0.594	11,5
IDEM	151,85- 152,05	pizarra + are nisca + car- bón	2.614	3.736,2	502,80 x 817,05	23.761	517,5
IDEM	198,35- 198,56	pizarra + are nisca	2.731	3.970,6	188,55 x 628,50	8.910	195,5
IDEM	228,95- 229,25	pizarra	2.603	2.332,4		1.188	25,3

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _S (kp/cm ²)	σ _C (kp/cm ²)
S - 3 Perfil 1750-E	43,45- 43,69	pizarra + are nisca	2.636	3.472,6	439,95 x 502,80	20.791	469,2
IDEM	74,68-75	arenisca	2.735	2.806,6	377,10 x 502,80	17.821	366,4
IDEM	94-94,27	pizarra carbo- nosa	2.547		12,57 x 314,25	0.594	11,5
IDEM	145,79- 145,99	pizarra + are- nisca + cuarzo	2.665	3.200	314,25 x 565,65	14.851	322
IDEM	193,50- 193,80	pizarra + are- nisca + cuarzo	2.543	3.889		35.642	768,2
IDEM	204,45- 204,68	pizarra	2.853	3.545,4	377,10 x 439,95	17.821	386,4
S - 7 Perfil 750-W	42,93- 43,14	arenisca alte- rada	2.500	2.224,5	251,40 x 251,40	11.880	255,3
IDEM	81,05- 81,28	pizarra carbo- nosa	2.688	3.333,3	251,40 x 62,85	11.880	255,3
IDEM	122,55- 122,79	pizarra carbo- nosa	2.899		12,57 x 125,70	0.594	11,5

SONDEO	COTAS (m)	TIPO DE ROCA	DENSIDAD APARENTE	V _L (m/sg)	E. CARGA PUNTUAL (P.L.T.)		
					DxA	I _S (kp/cm ²)	σ _C (kp/cm ²)
S - 7 Perfil 750-W	164,65- 164,85	pizarra + arenisca	2.677	2.889,3	125,70 x 502,80	5.940	115
IDEM	175,95- 176,17	pizarra	2.758	2.151,4	62,85 x 251,40	2.970	65,78
IDEM	196,36- 196,51	pizarra	2.630	2.053,9	25,14 x 439,95	1.188	25,3

- ENSAYOS DE ROZAMIENTO CON NUEVOS TESTIGOS -

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	MATERIAL	DISCONTINUIDAD
S-1.P-250W	121,10 - 121,20	Pizarra arenosa	J.A. (*)
"	123,45 - 123,75	Pizarra arenosa	J.A.
"	146,70 - 147	Pizarra arenosa	J.A.
"	180 - 180,30	Pizarra arenosa	J.A.
S-2.P-250W	68,10 - 68,30	Pizarra arenosa	Esquistosidad
"	122,45 - 122,76	Arenisca	J.A.
"	161,70 - 162	Pizarra arenosa	J.A.
S-3.P-250W	50,70 - 51,03	Arenisca	J.A.
"	85,15 - 85,37	Pizarra arenosa	J.A.
"	93,15 - 93,45	Pizarra arenosa	J.A.
"	112,76 - 113,03	Pizarra	J.A.
"	125,22 - 125,47	Arenisca	J.A.
"	142,65 - 142,85	Arenisca	J.A.
ANT. - 3	95,83	Arenisca	J.A.
ANT. - 3	158,5	Arenisca	J.A.
ANT. - 10	29,5	Pizarra	J.A.
ANT. - 12	43,75	Arenisca	J.A.
ANT. - 12	110,40	Arenisca	J.A.
ANT. - 12	121,40	Arenisca-conglom.	J.A.
ANT. - 19	40,20	Toba	- -
ANT. - 19	70,10	Pizarra	J.A.
ANT. - 19	100	Toba	- -
ANT. - 19	181,60	Pizarra	J.A.

* J.A. - Junta artificial, producida en ensayo, de carga puntual.

SONDEO Nº	PERFIL --	PROFUNDIDAD COTA EN MTS	TIPO DE ROCA --	INDICE DE DURABILIDAD %			
				1º CICLO	2º CICLO	3º CICLO	4º CICLO
1	CERO	88.80-89.00	CONGLOMERADO	97.78	96.80	96.30	94.88
1	CERO	18.80-19.00	PIZARRA	15.96	0.76	0.00	0.00
1	250-E	21.00-21.20	PIZARRA	69.36	36.85	18.38	0.73
1	250-E	260.20-260.60	ARENISCA	97.68	96.27	94.99	93.28
1	500-E	90.40-90.70	PIZARRA	48.50	4.95	0.00	0.00
1	500-E	250.40-250.63	PIZARRA	61.82	34.30	18.88	10.94
1	1250-E	107.20-107.53	ARENISCA	95.39	82.28	69.57	56.85
2	750-E	80.90-81.15	PIZARRA A.	75.17	41.54	26.65	16.61
3	1750-E	193.50-193.80	PIZARRA + A + Q	99.34	98.91	92.84	92.28
7	750-W	175.95-176.17	PIZARRA	93.78	83.80	75.65	67.26

NOTA: 1 ciclo = 10 minutos a 20 r.p.m.; A = Arenisca; Q = Cuarzo Filoniano

SONDEO Nº	PERFIL Nº	PROFUNDIDAD COTA EN MTS	TIPO DE ROCA (litología)	CONTENIDOS POR CIENTO				CONTENIDO OTROS MINERALES %		ESTUDIO DE LA FRACC. < 2 µ CONTENIDOS %	
				cuarzo	feld. potás.	micas	caolinita	pirofilita	siderita	caolinita	illita
1	500-E	20.00-20.20	pizarra	40	<5	40	15	<5	<5	25	70
1	500-E	40.35-40.60	arenisca	45		25	20		5	45	50
1	1250-E	144.40-144.63	pizarra areniscosa	35	<5	40	20	<5	trazas	35	60
2	1250-E	229.90-230.20	pizarra	30		35	20	<5	10	35	60
2	1500-E	198.35-198.56	pizarra areniscosa	40	<5	35	15	<5	5	40	60
2	1500-E	228.95-229.25	pizarra	40		25	35			55	45

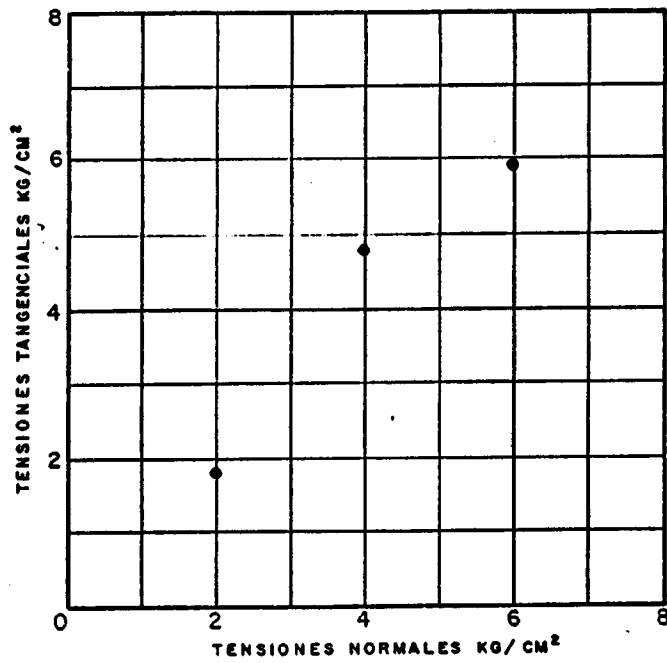
LOCALIDAD

SONDEO Nº S - 3 MUESTRA Nº

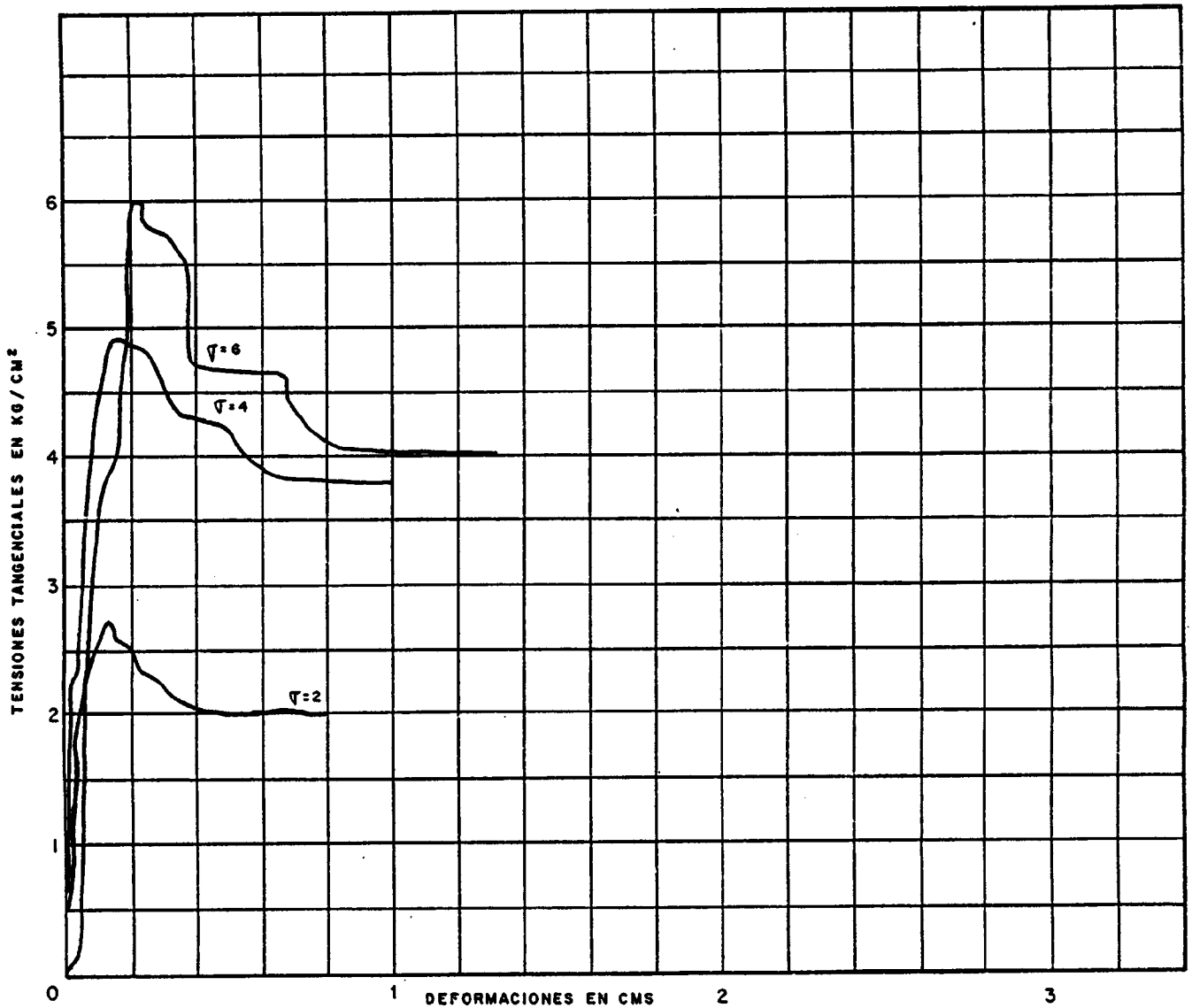
PROF. 93, 15

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual





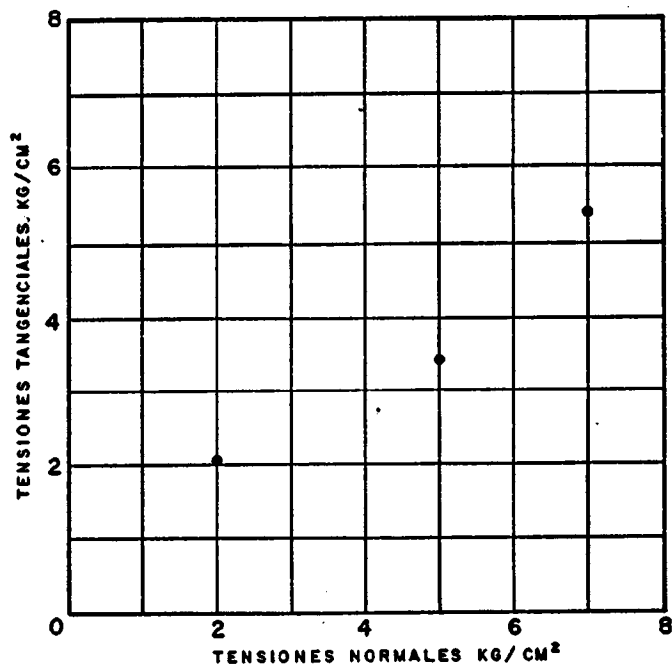
LOCALIDAD

SONDEO N° S - 1 MUESTRA N°

PROF. 180

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C. Residual
- ∅ Residual



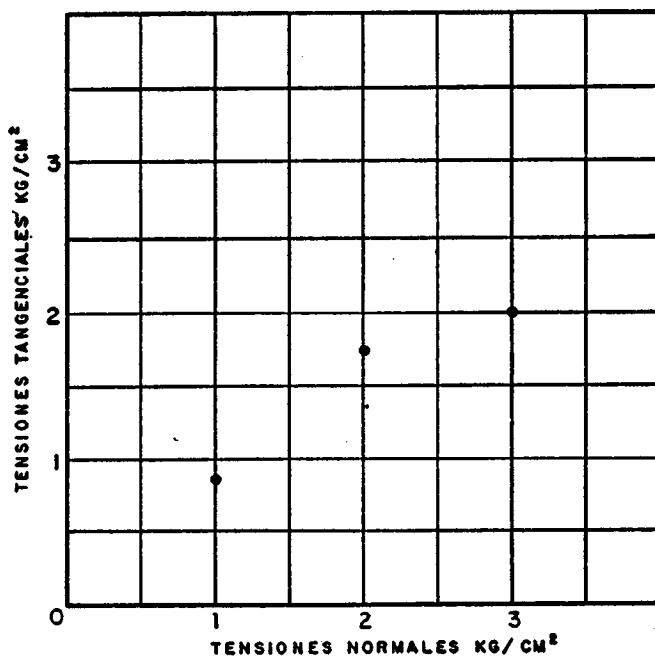
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant. 19 MUESTRA N°

PROF. 181,60

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual





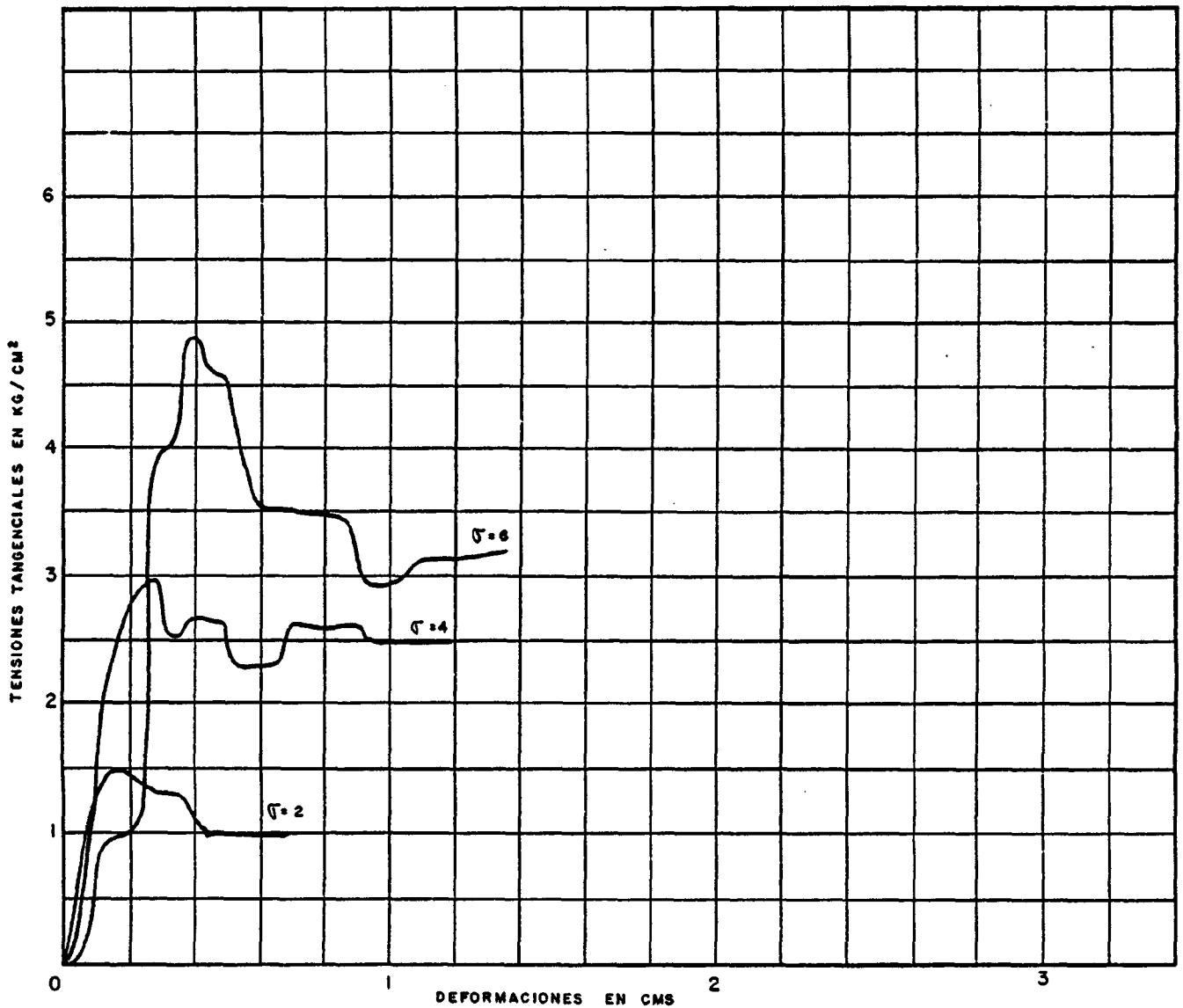
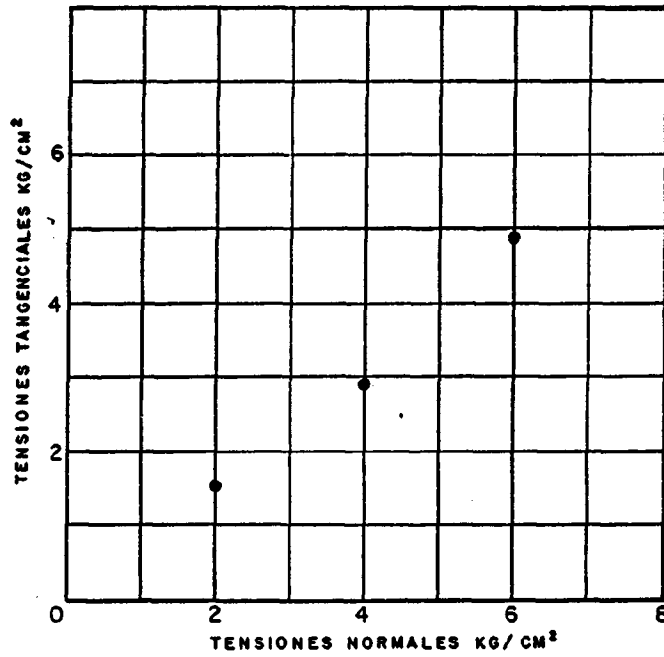
LOCALIDAD

SONDEO N° S - 1 MUESTRA N°

PROF. 121,10

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



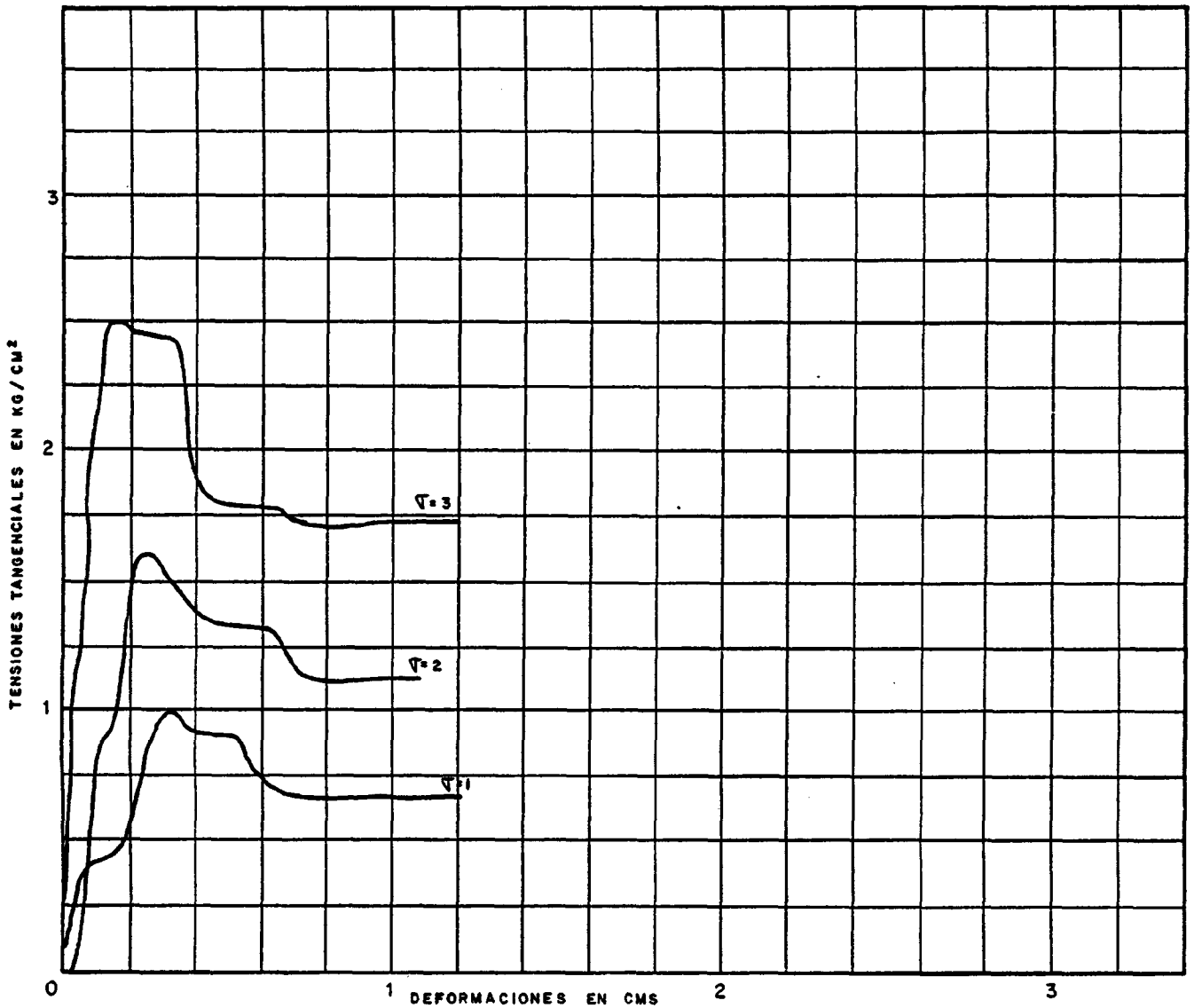
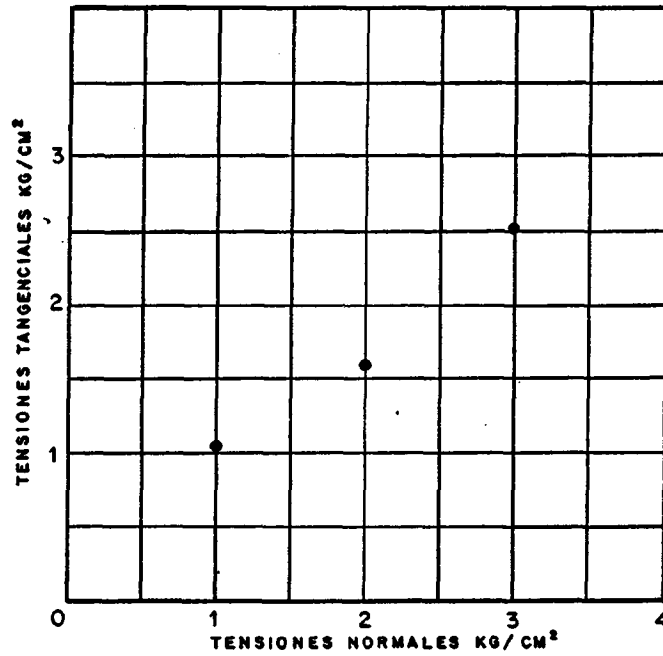
LOCALIDAD

SONDEO N°S-3 MUESTRA N°

PROF. 50,70

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



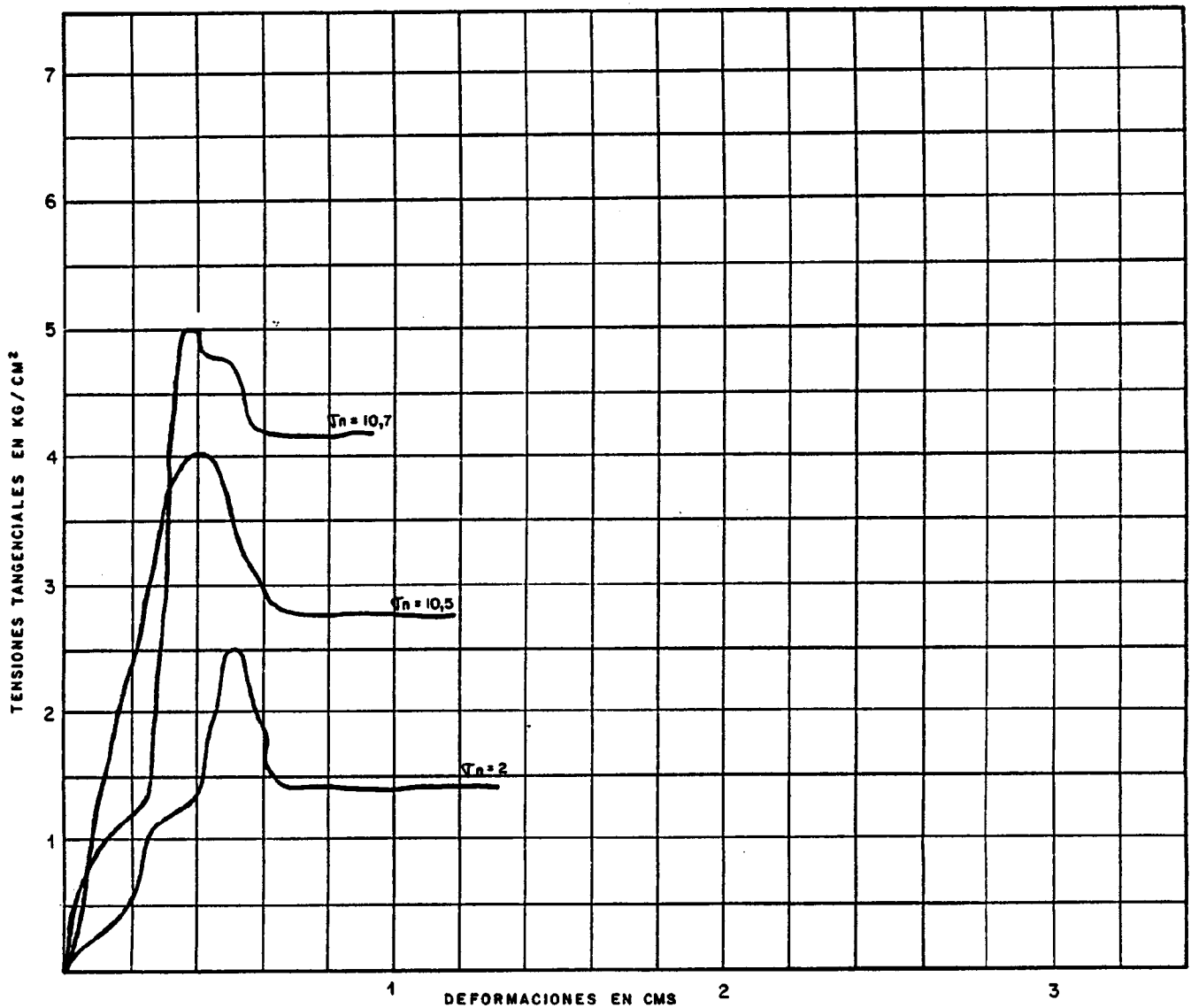
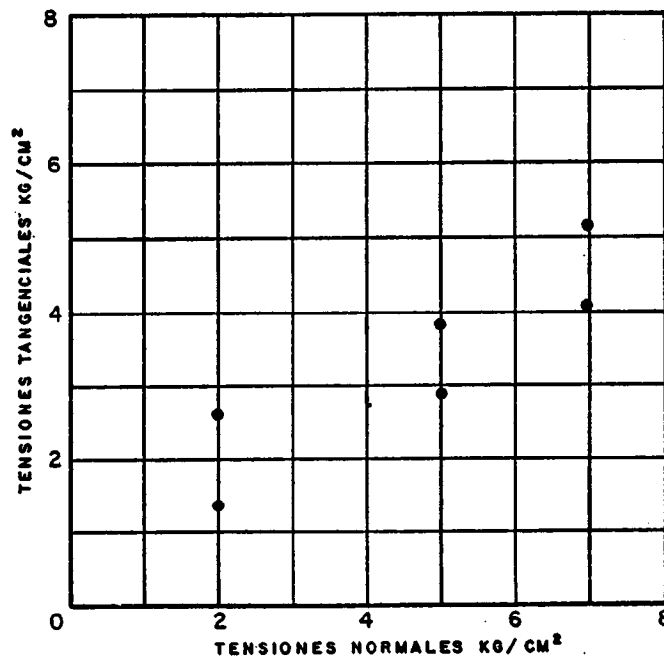
LOCALIDAD

SONDEO N° S-2 MUESTRA N°

PROF. 68,10

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.





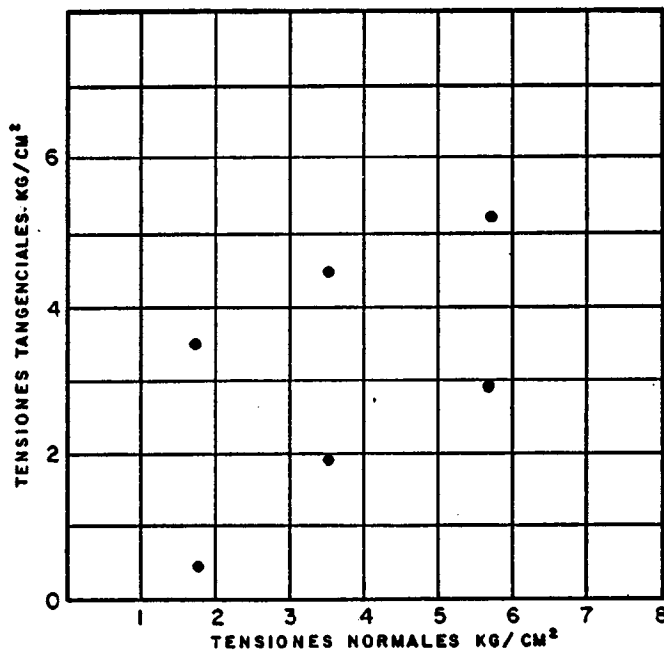
LOCALIDAD

SONDEO Nº S-2 MUESTRA Nº

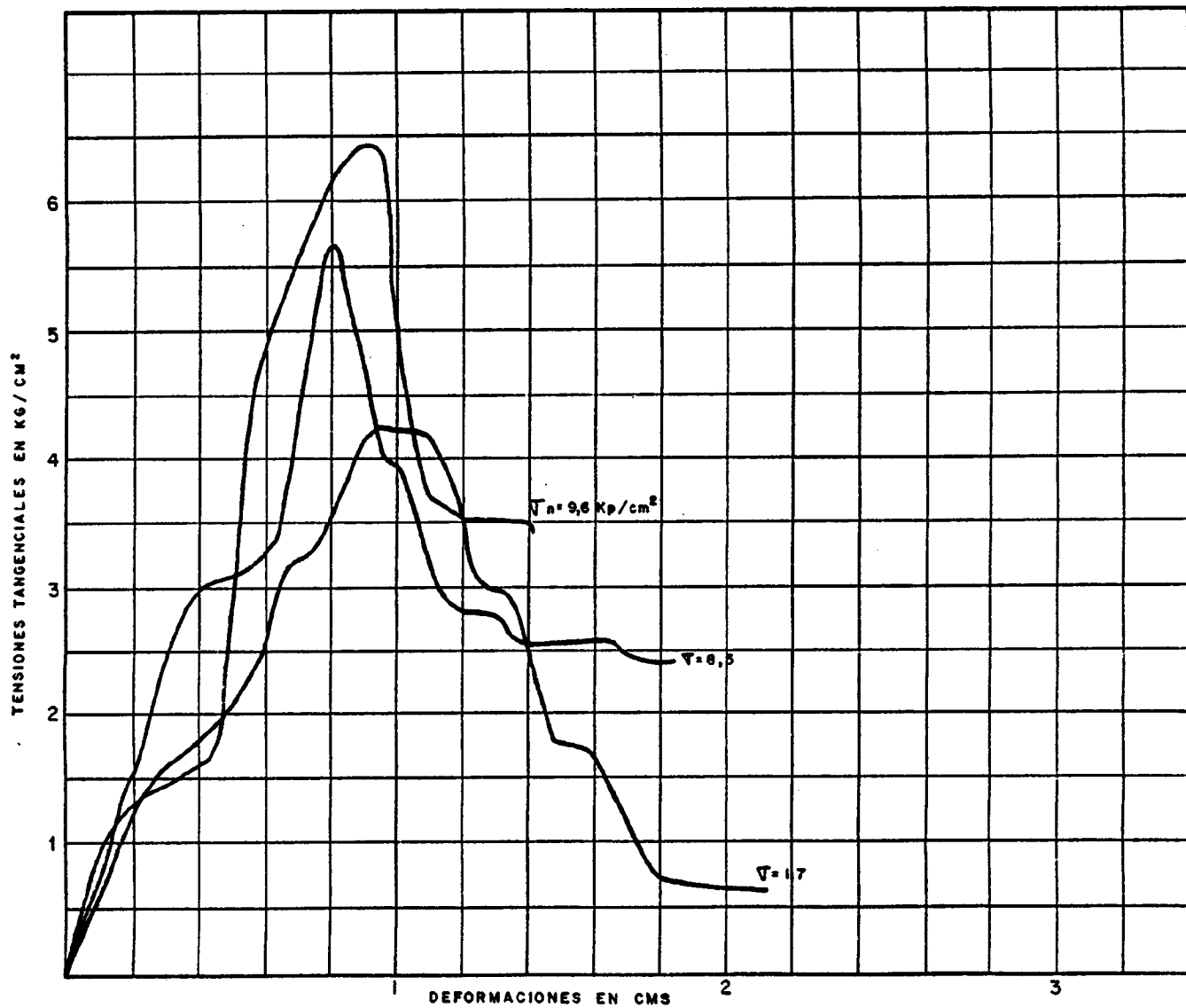
PROF. 122,45

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



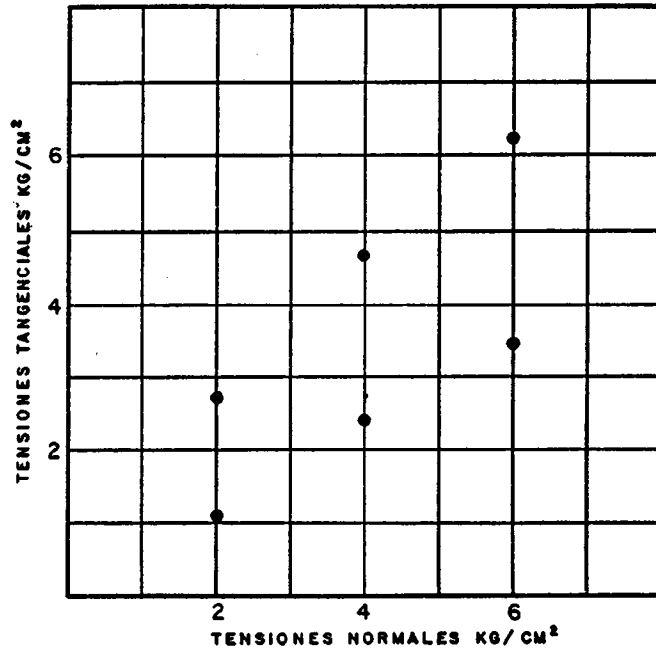
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-12 MUESTRA N°

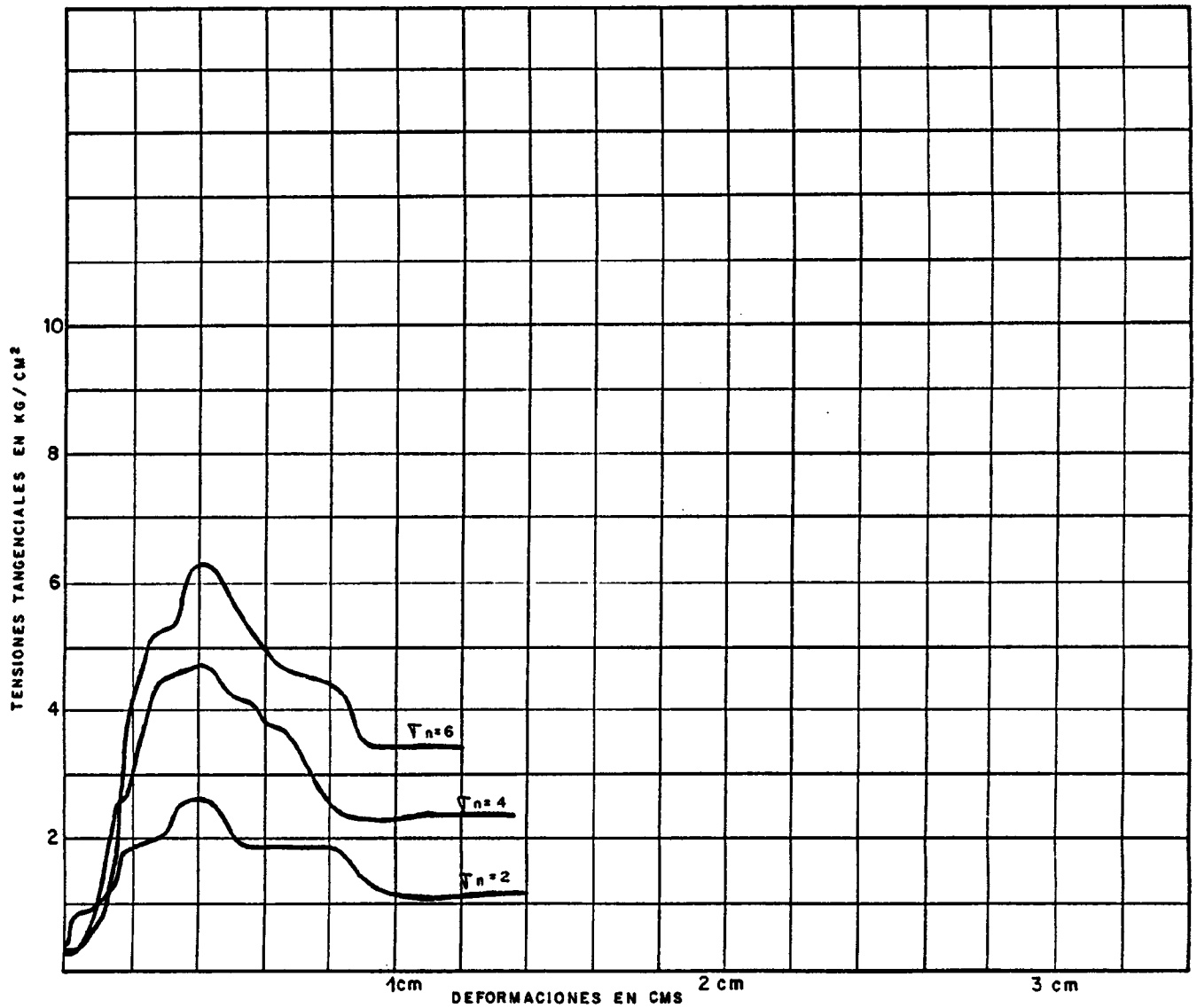
PROF. 121,40

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



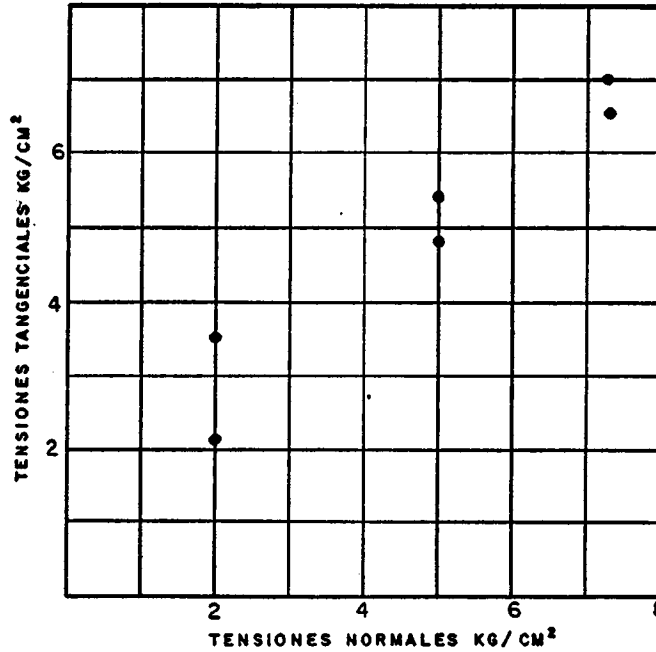
LOCALIDAD

SONDEO N° S-3 MUESTRA N°

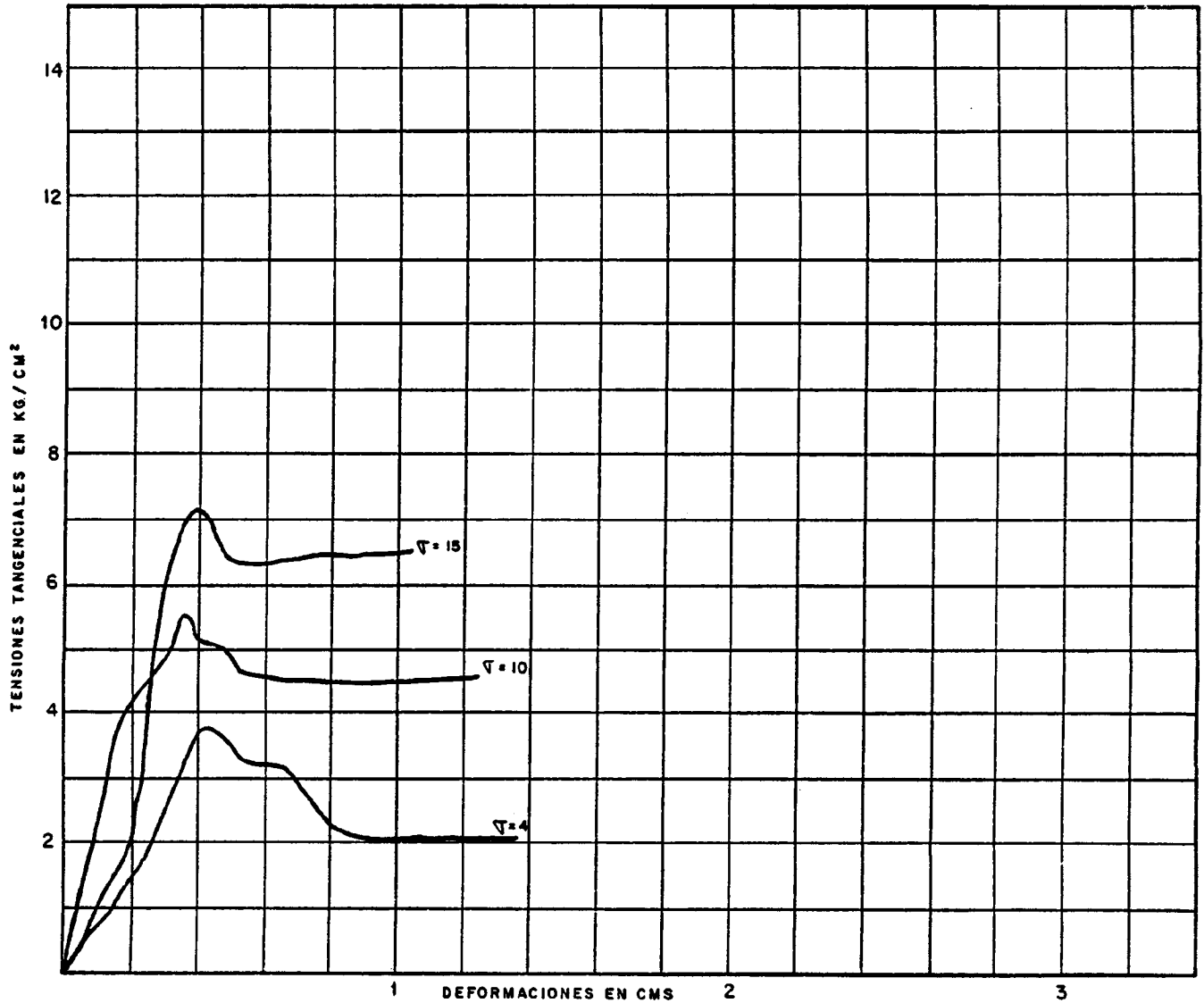
PROF. 142,65

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



LOCALIDAD

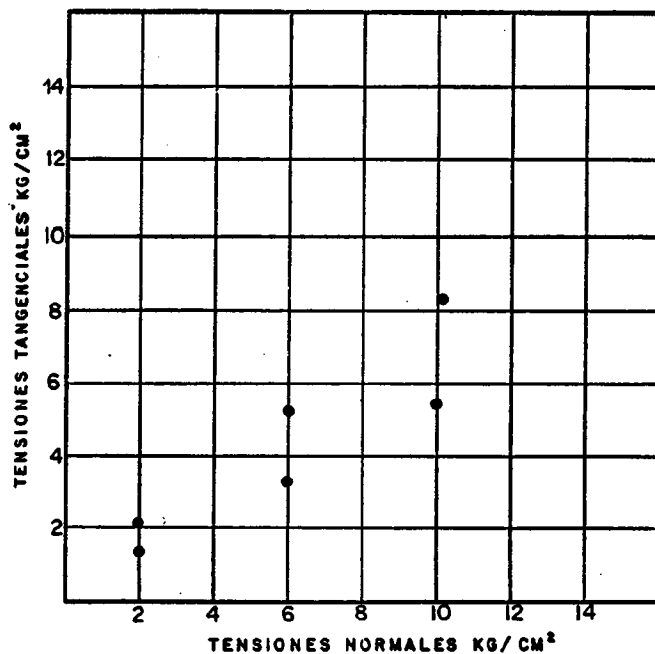
SONDEO Nº S-1

MUESTRA Nº

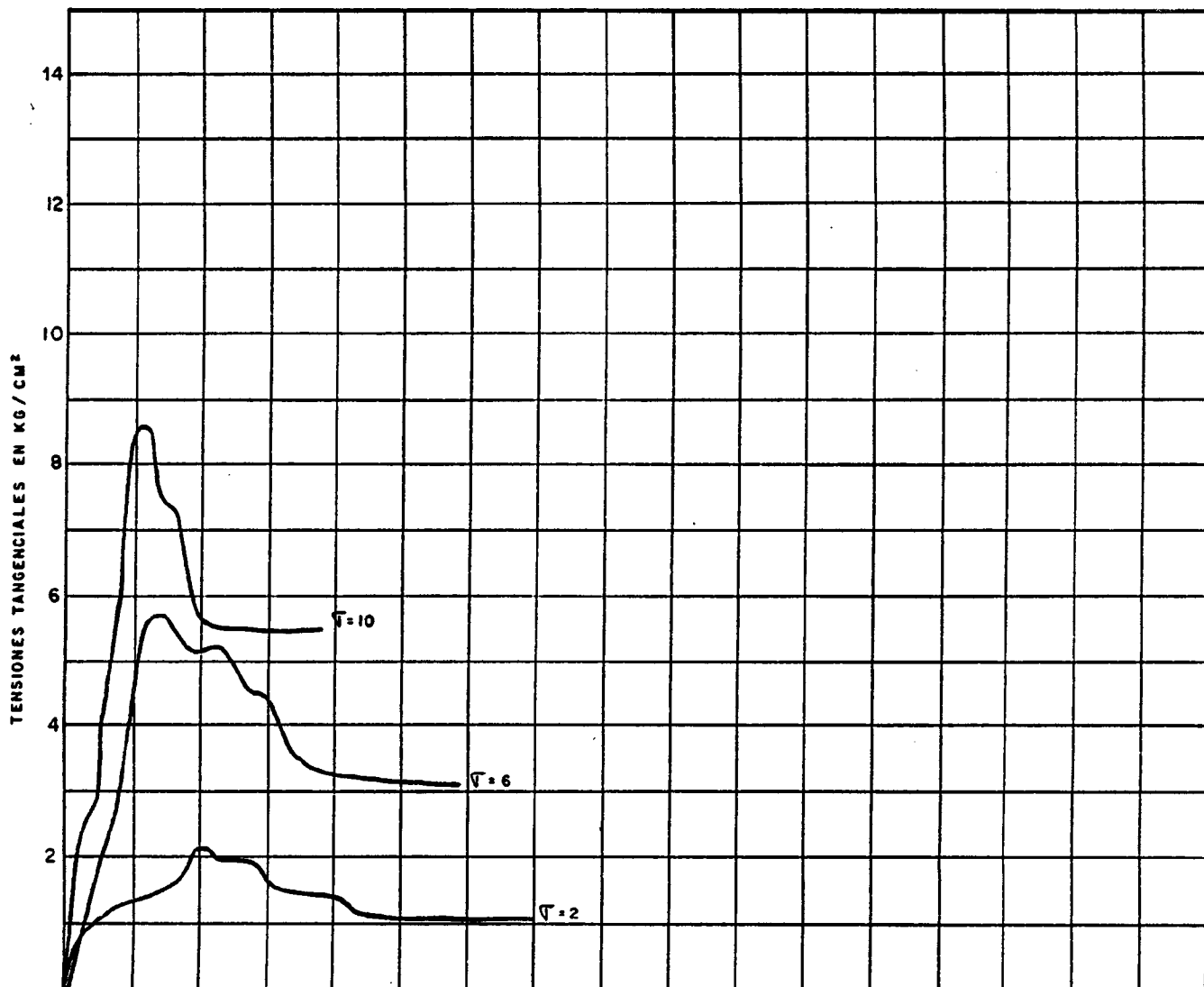
PROF. 123,45

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



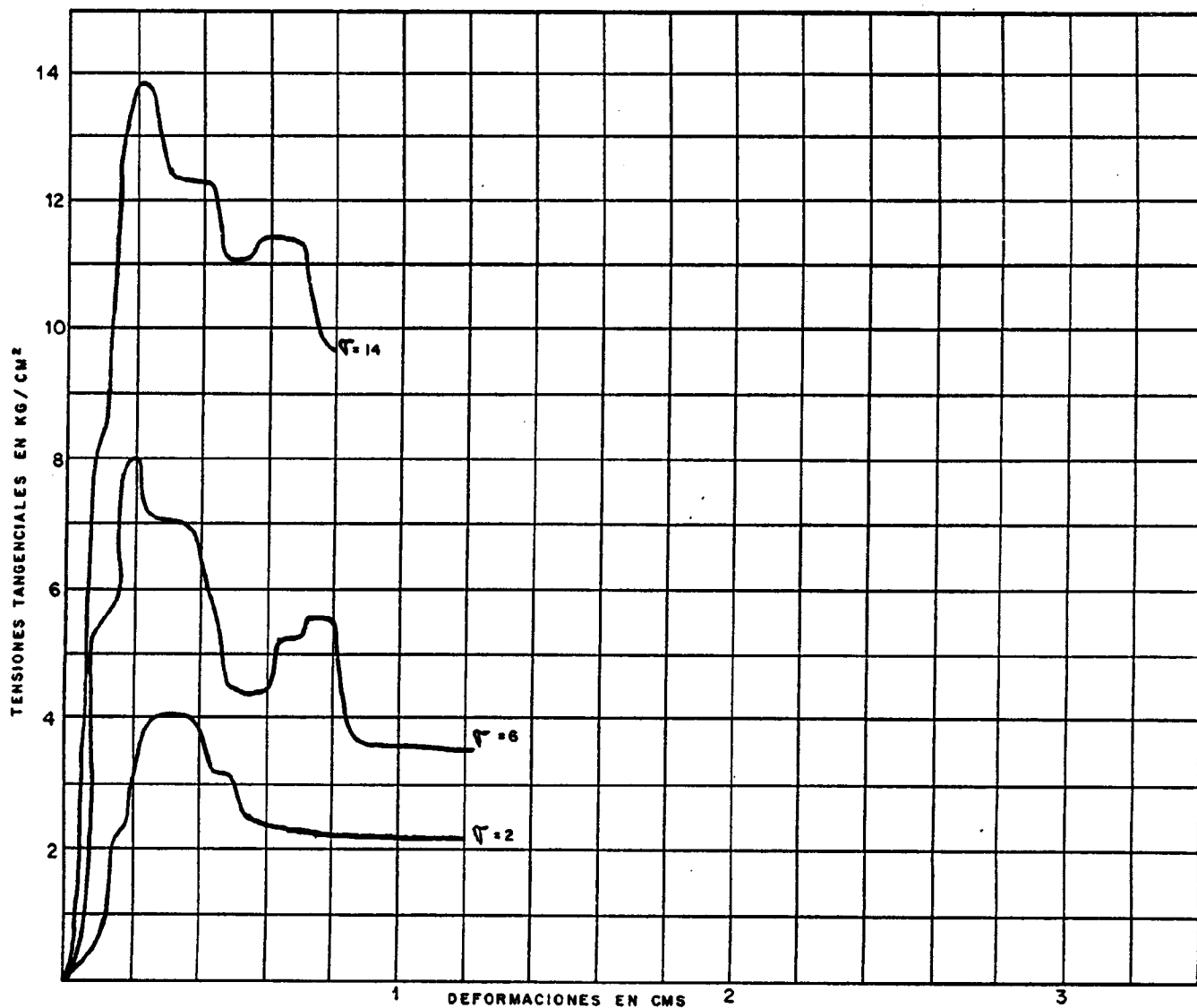
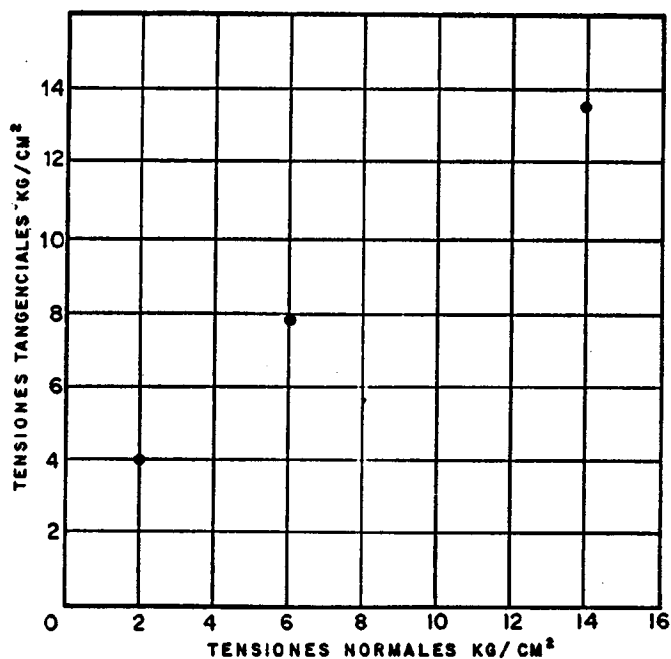
LOCALIDAD

SONDEO N° S-3 MUESTRA N°

PROF. 125,22

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



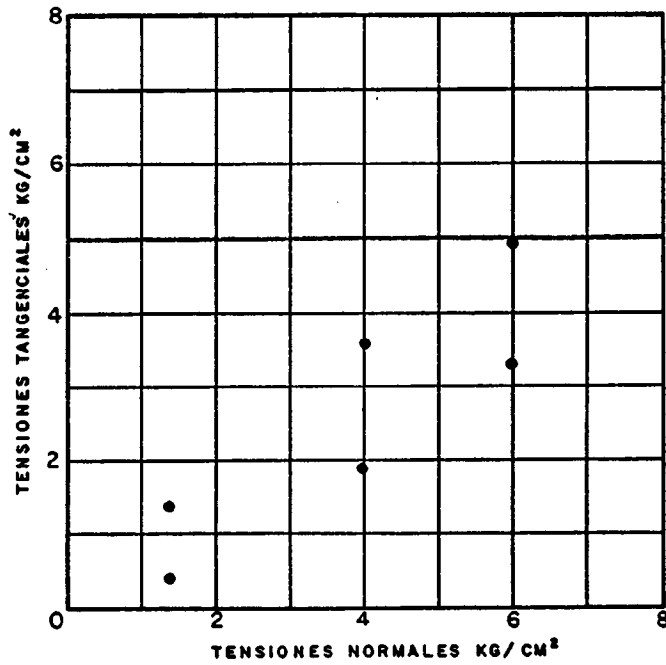
LOCALIDAD

SONDEO Nº S-3 MUESTRA Nº

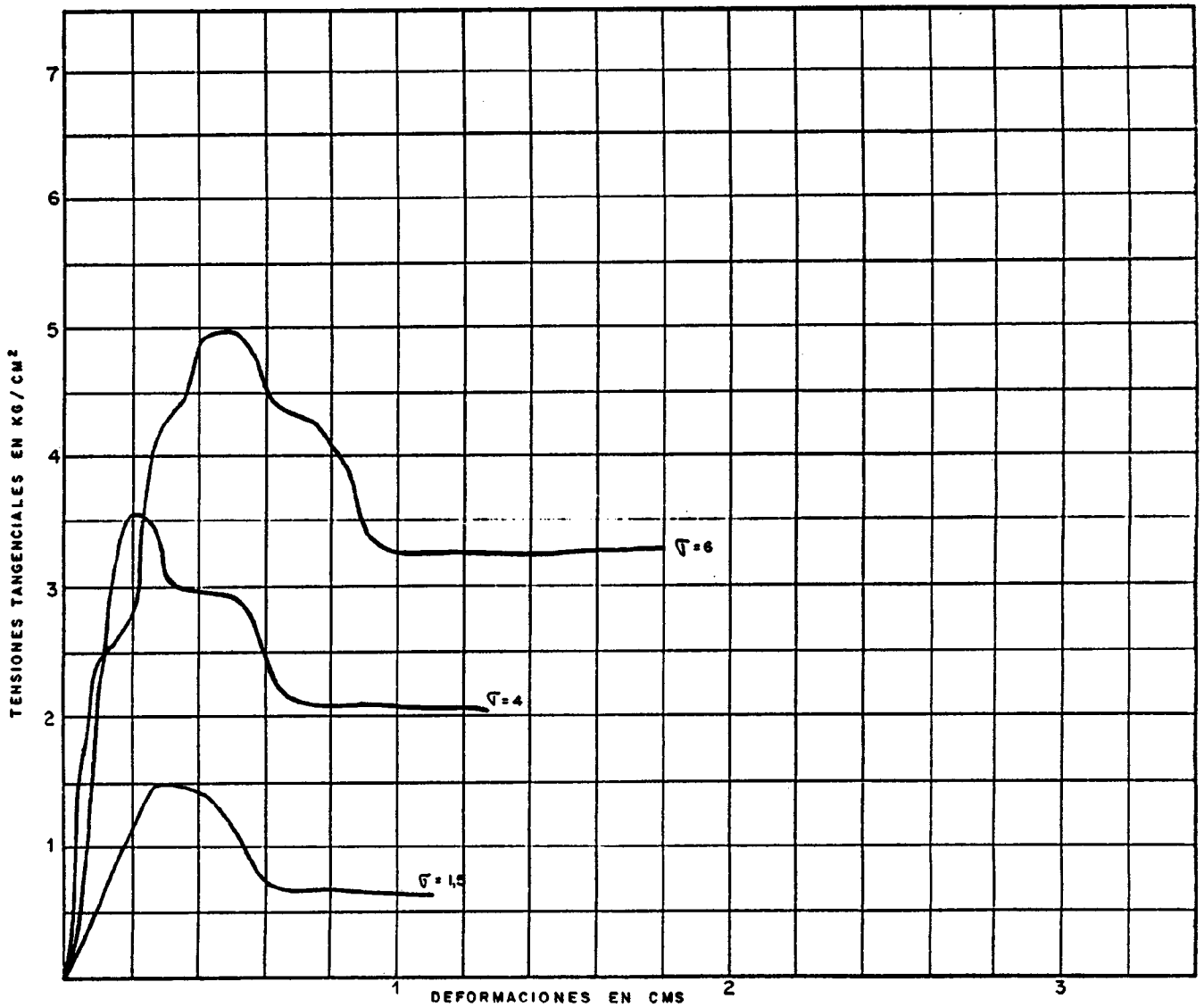
PROF. 85,15

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



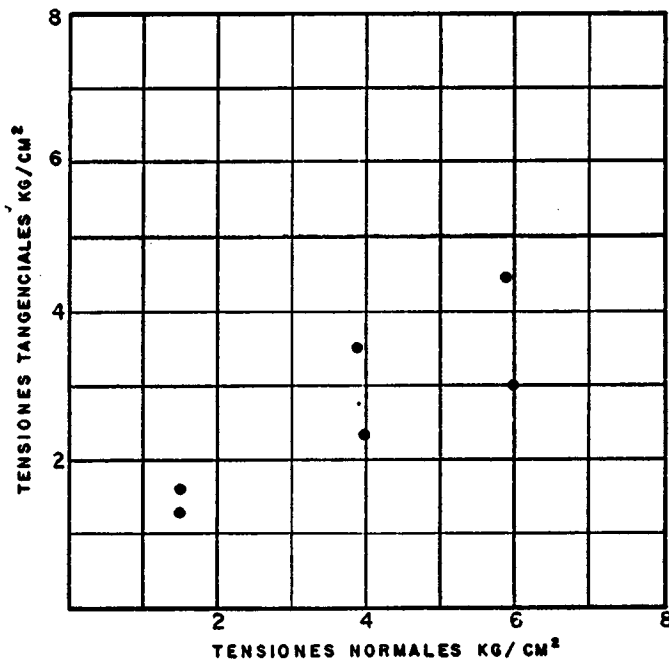
LOCALIDAD

SONDEO N° S-3 MUESTRA N°

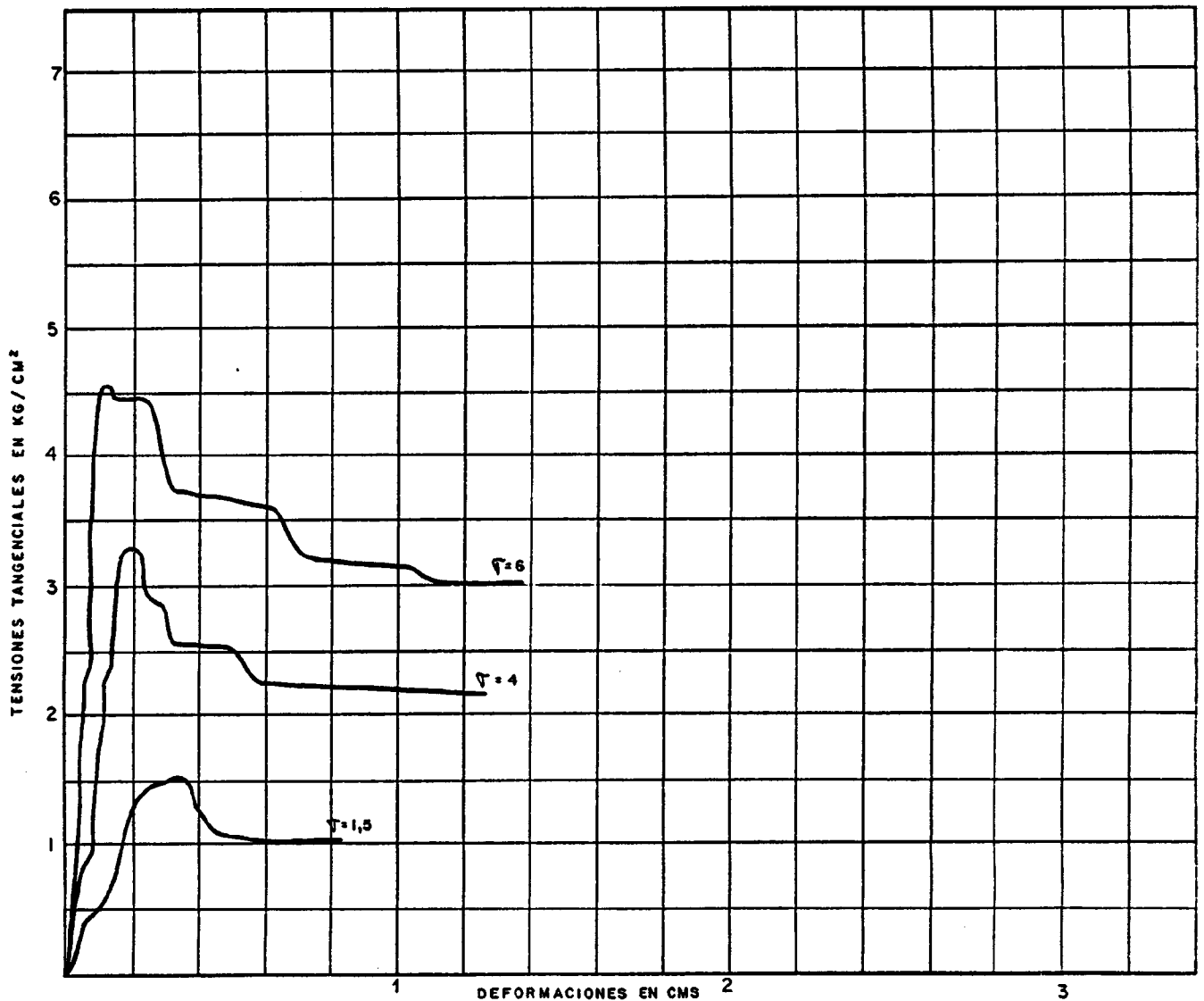
PROF. 112,76

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



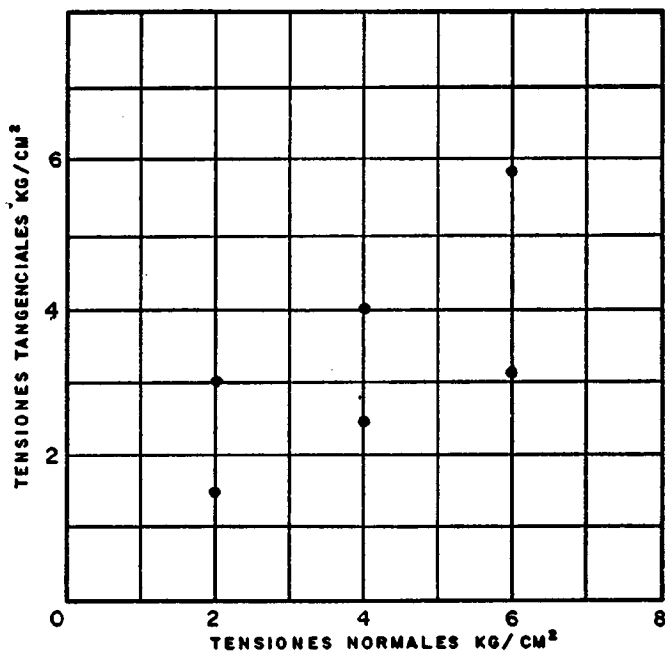
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-10 MUESTRA N°

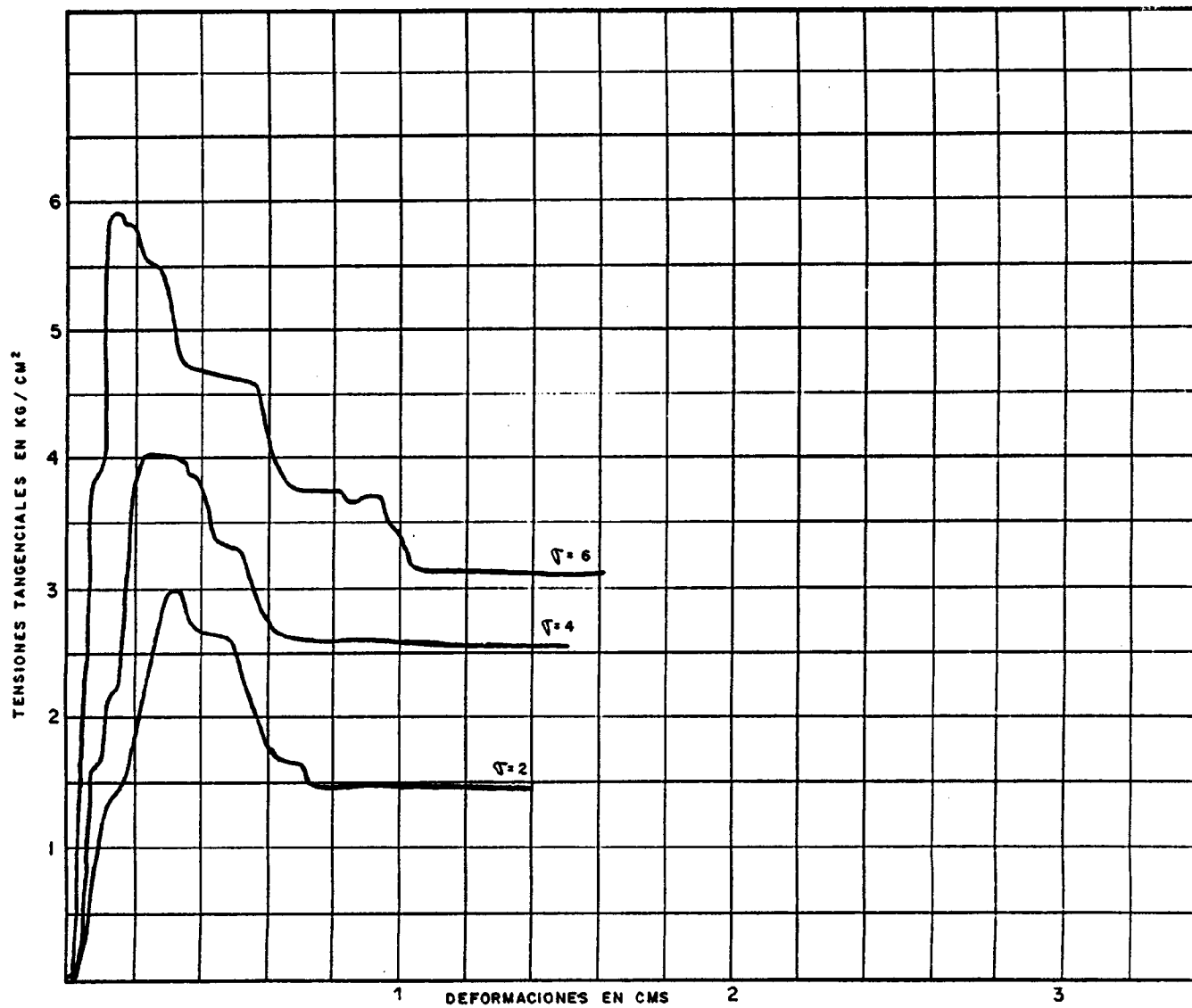
PROF. 29,

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual





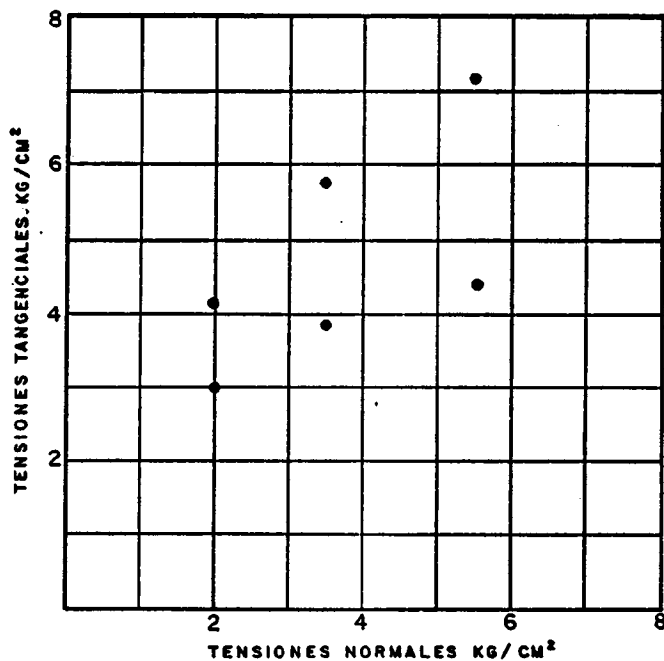
LOCALIDAD

SONDEO N°Ant-12 MUESTRA N°

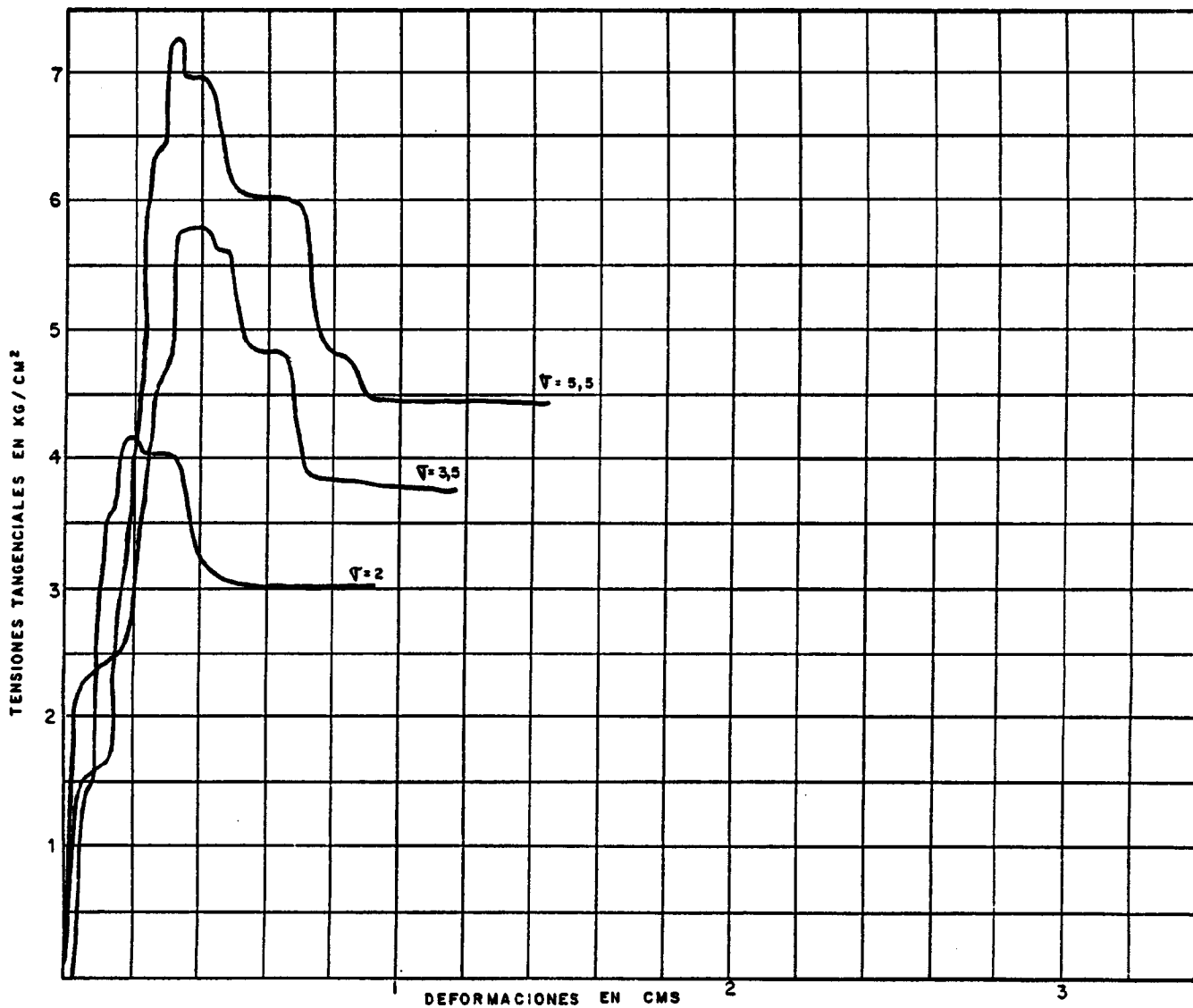
PROF. 43,75

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



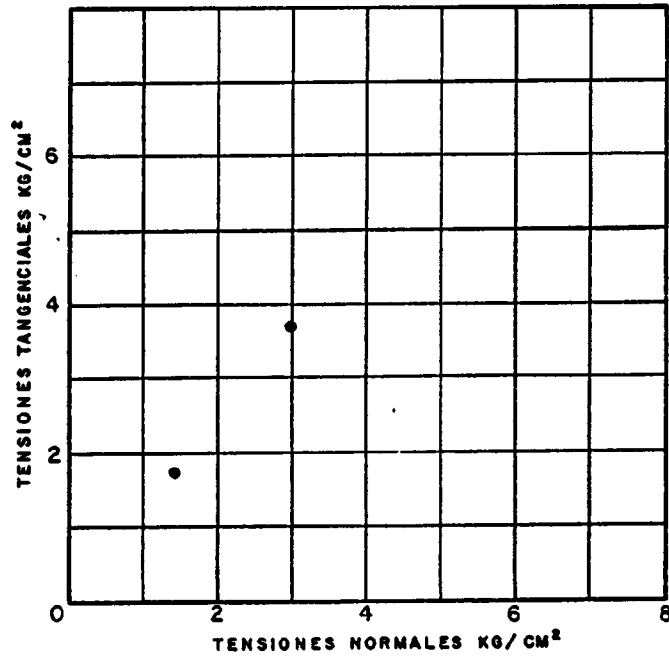
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-19 MUESTRA N°

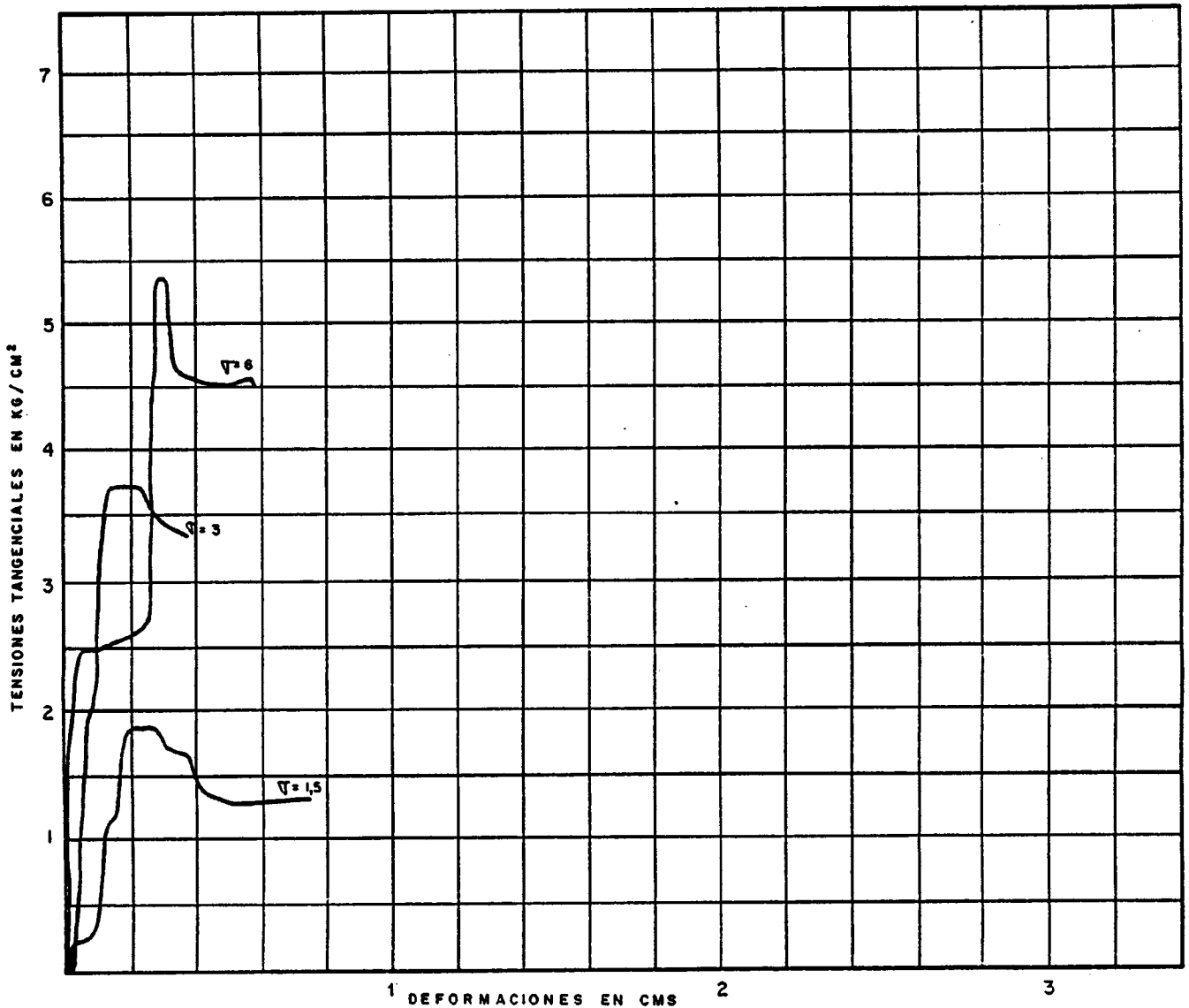
PROF. 70,10

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



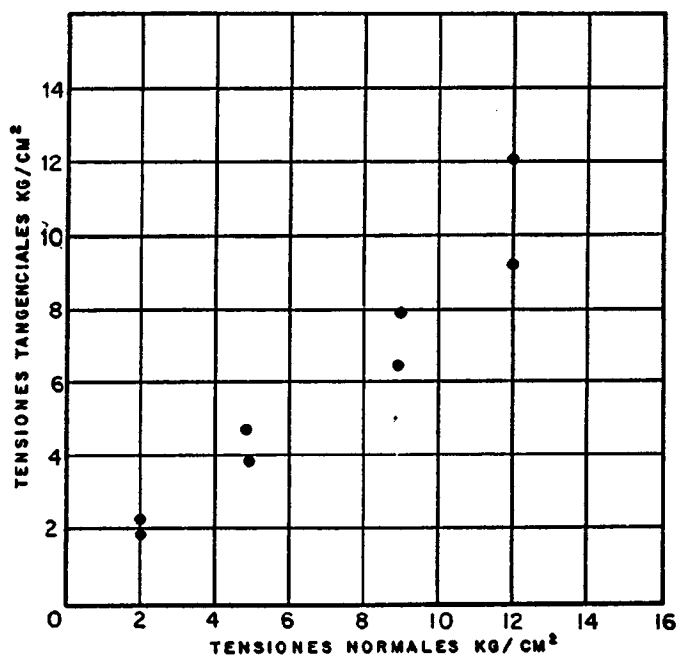
LOCALIDAD

SONDEO Nº S-1 MUESTRA Nº

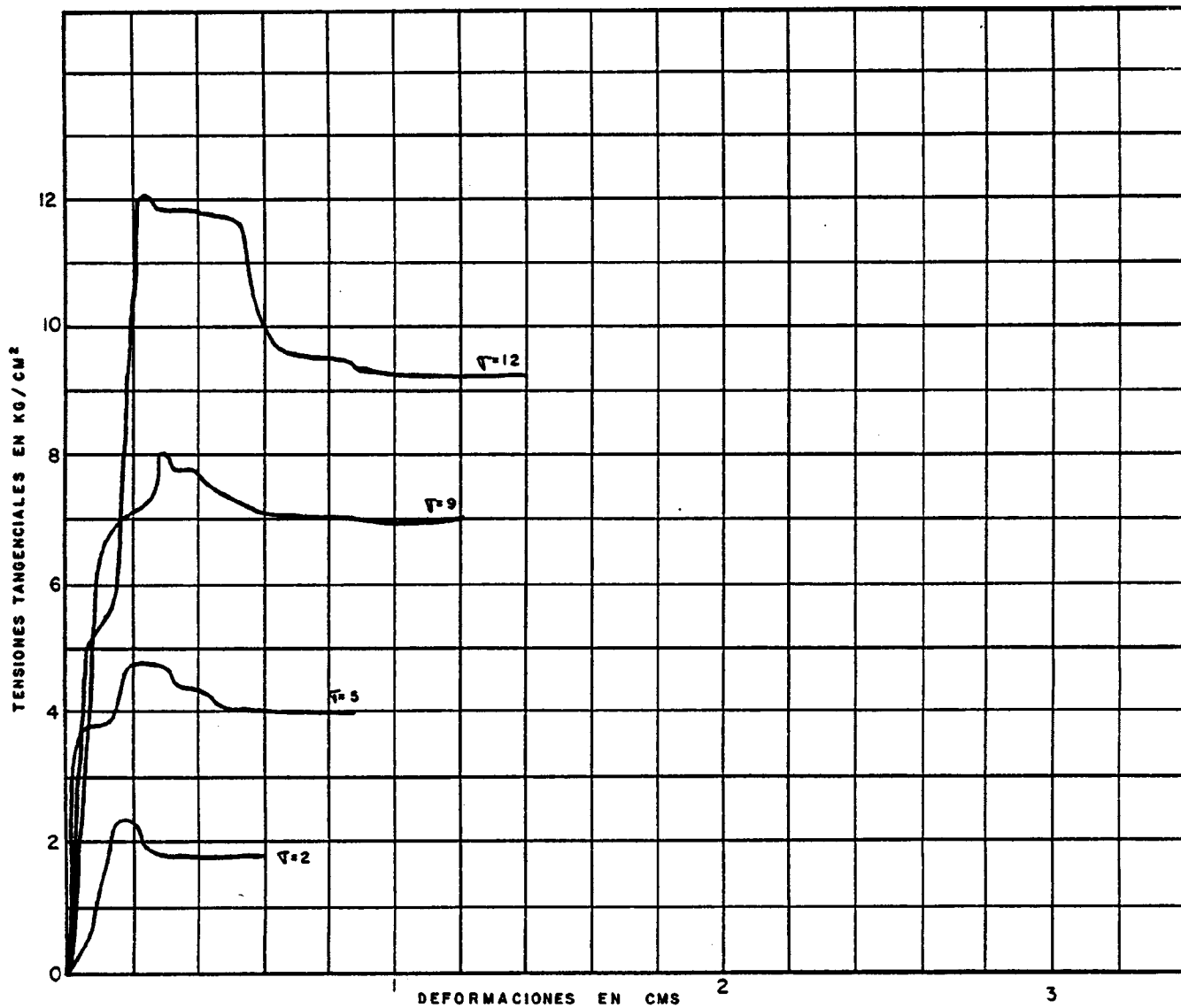
PROF. 146,70

ROTURA PROVOCADA

Por P.L.T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



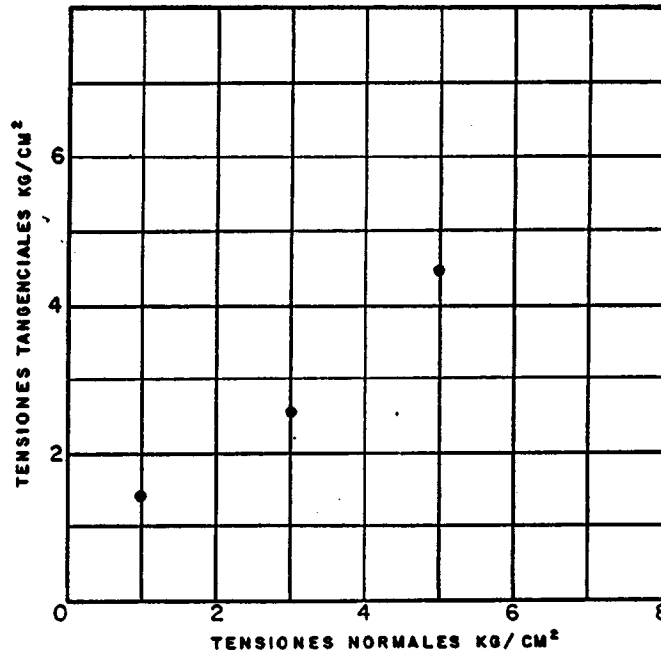
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-12 MUESTRA N°

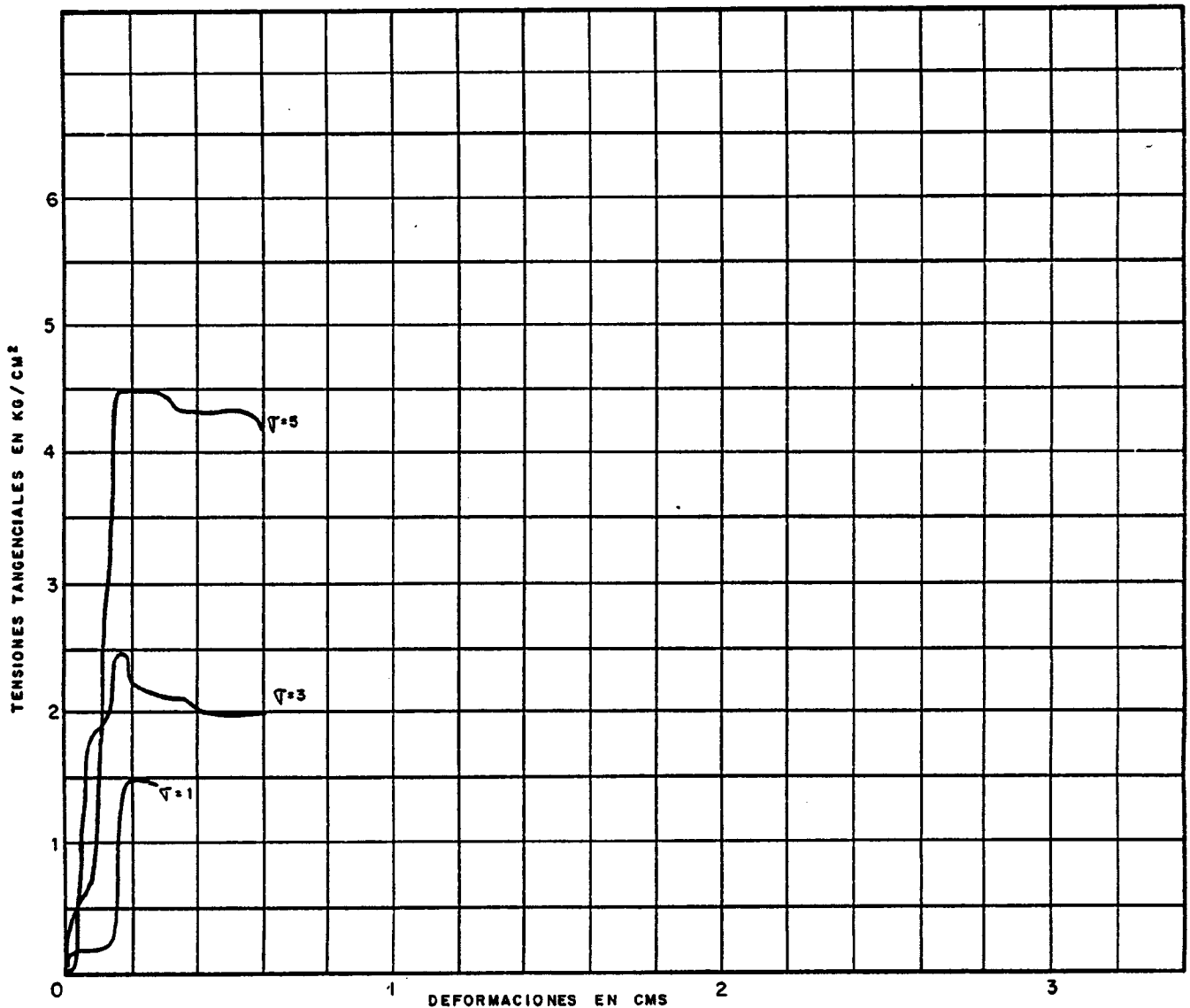
PROF. 110,40

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



C. Pico -
 Ø Pico -
 C Residual
 Ø Residual



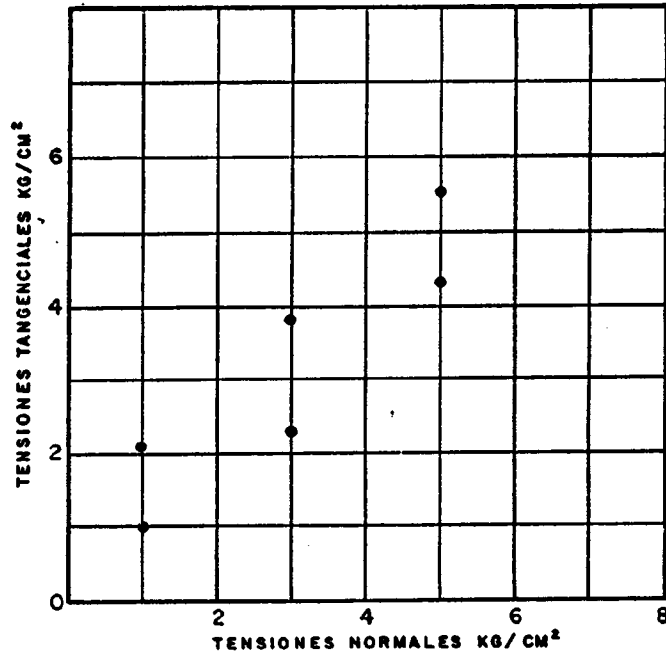
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-3 MUESTRA N°

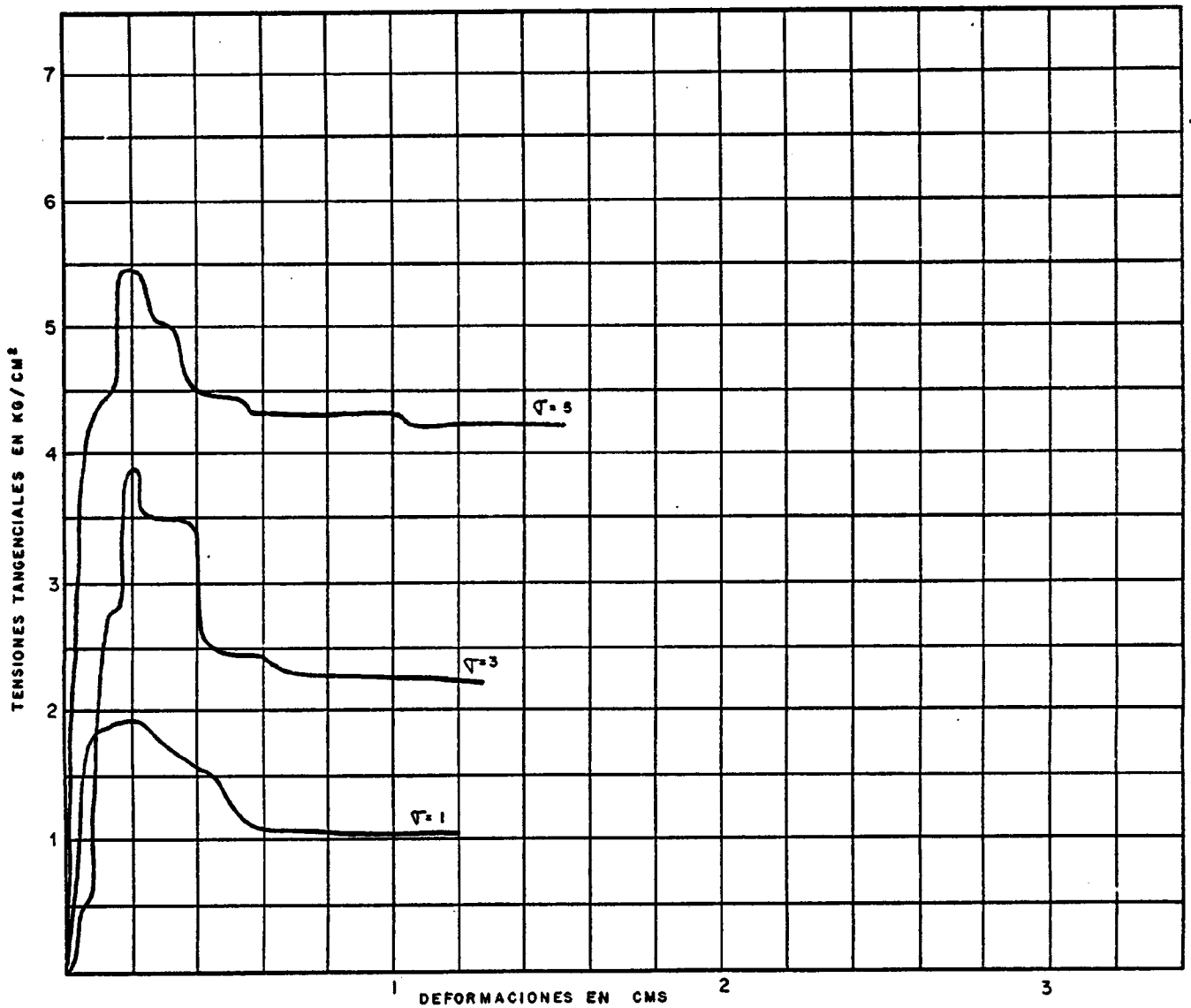
PROF. 158,5

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



C. Pico -
 Ø Pico -
 C Residual
 Ø Residual





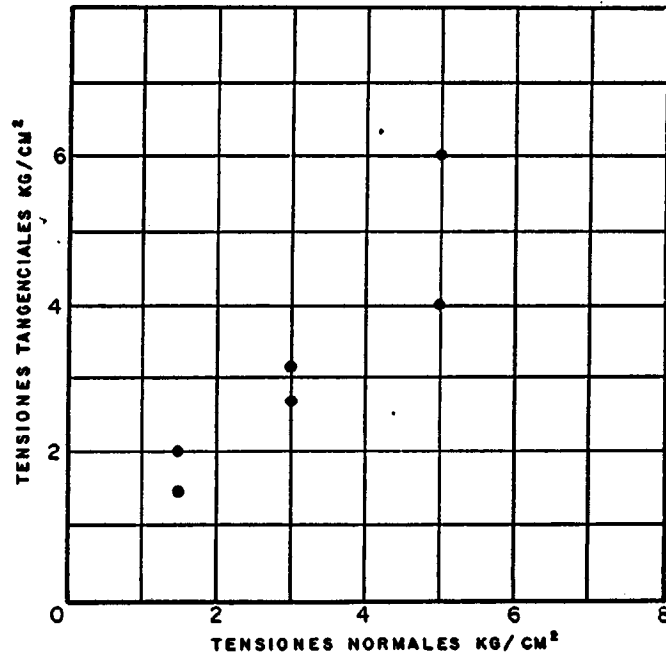
LOCALIDAD

SONDEO N°Ant.-3 MUESTRA N°

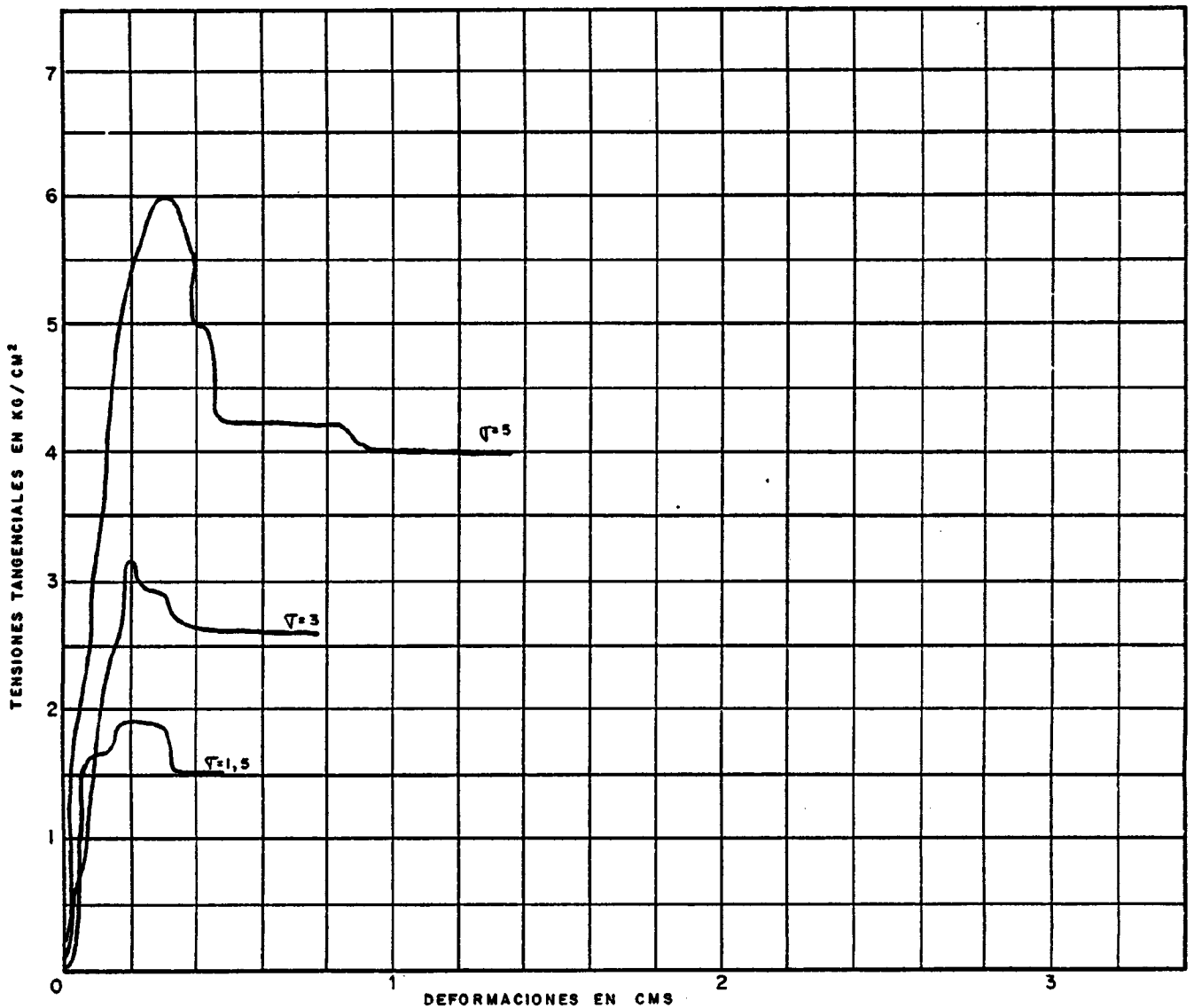
PROF. 95,89

ROTURA PROVOCADA

Por P.L.T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C. Residual
- ∅ Residual



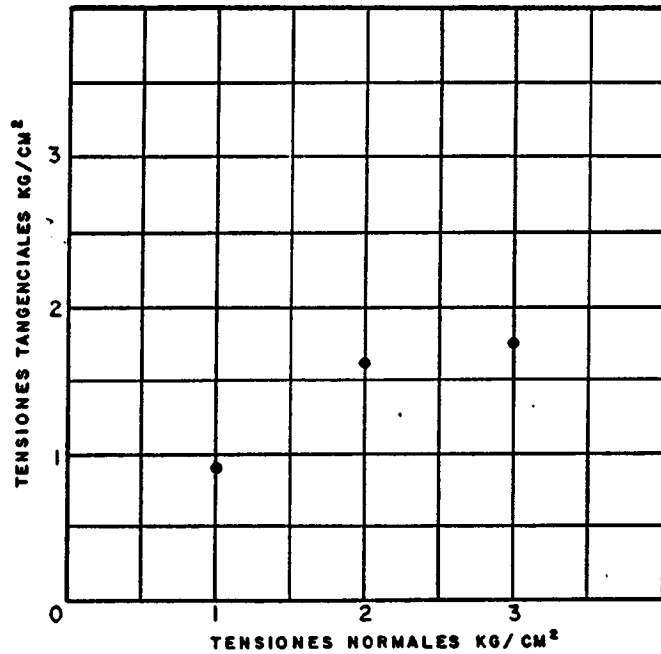
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant-19 MUESTRA N°

PROF. 100

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.

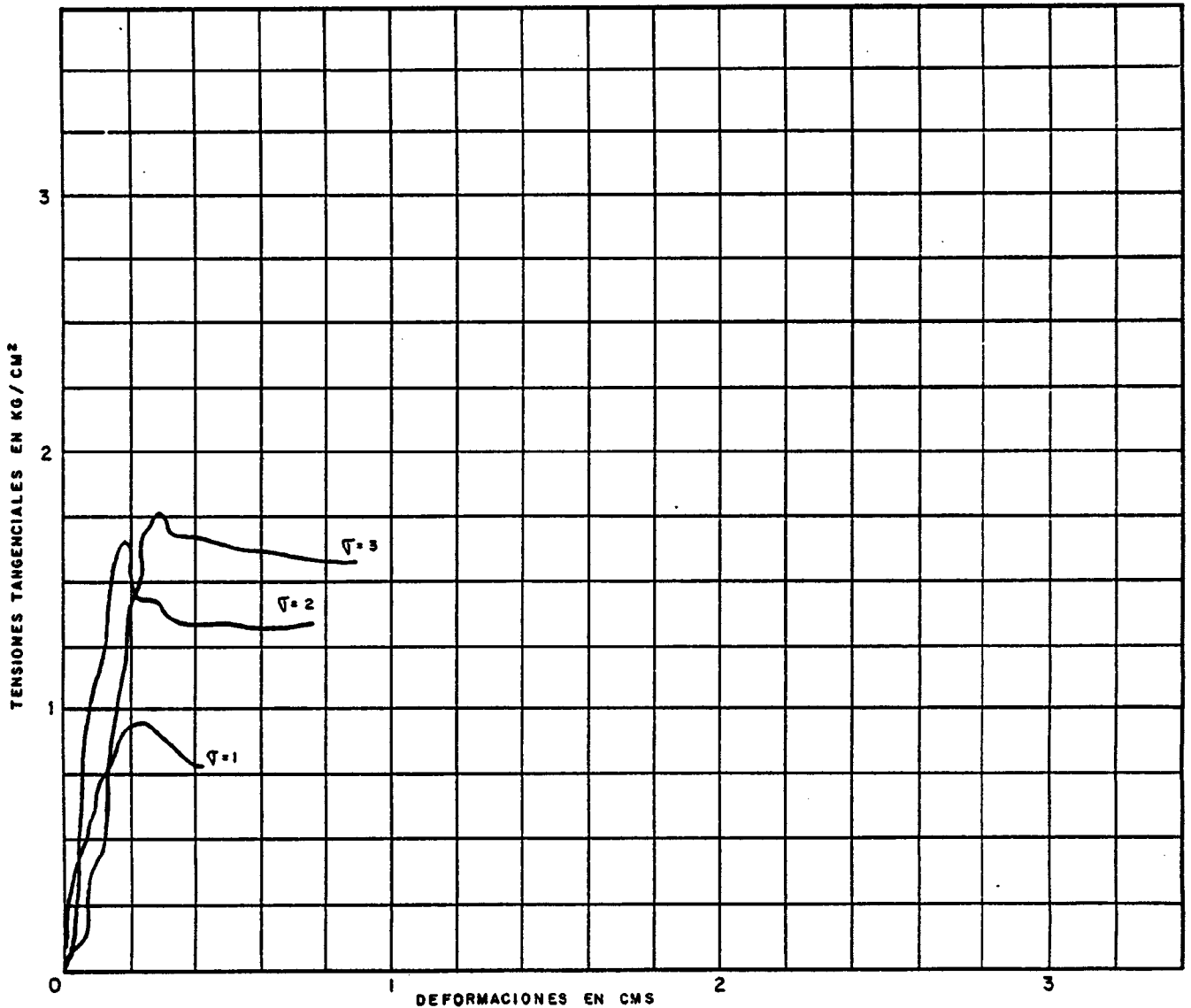


C. Pico -

∅ Pico -

C Residual

∅ Residual



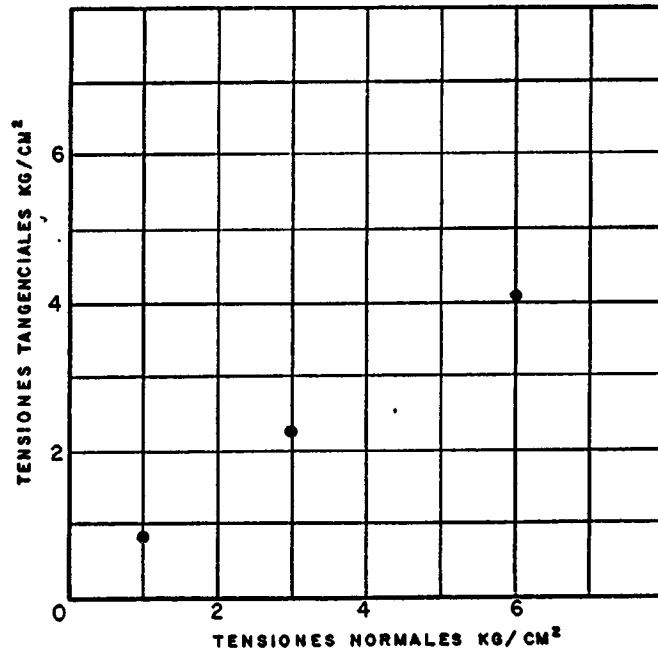
LOCALIDAD

SONDEO N° Ant. 19 MUESTRA N°

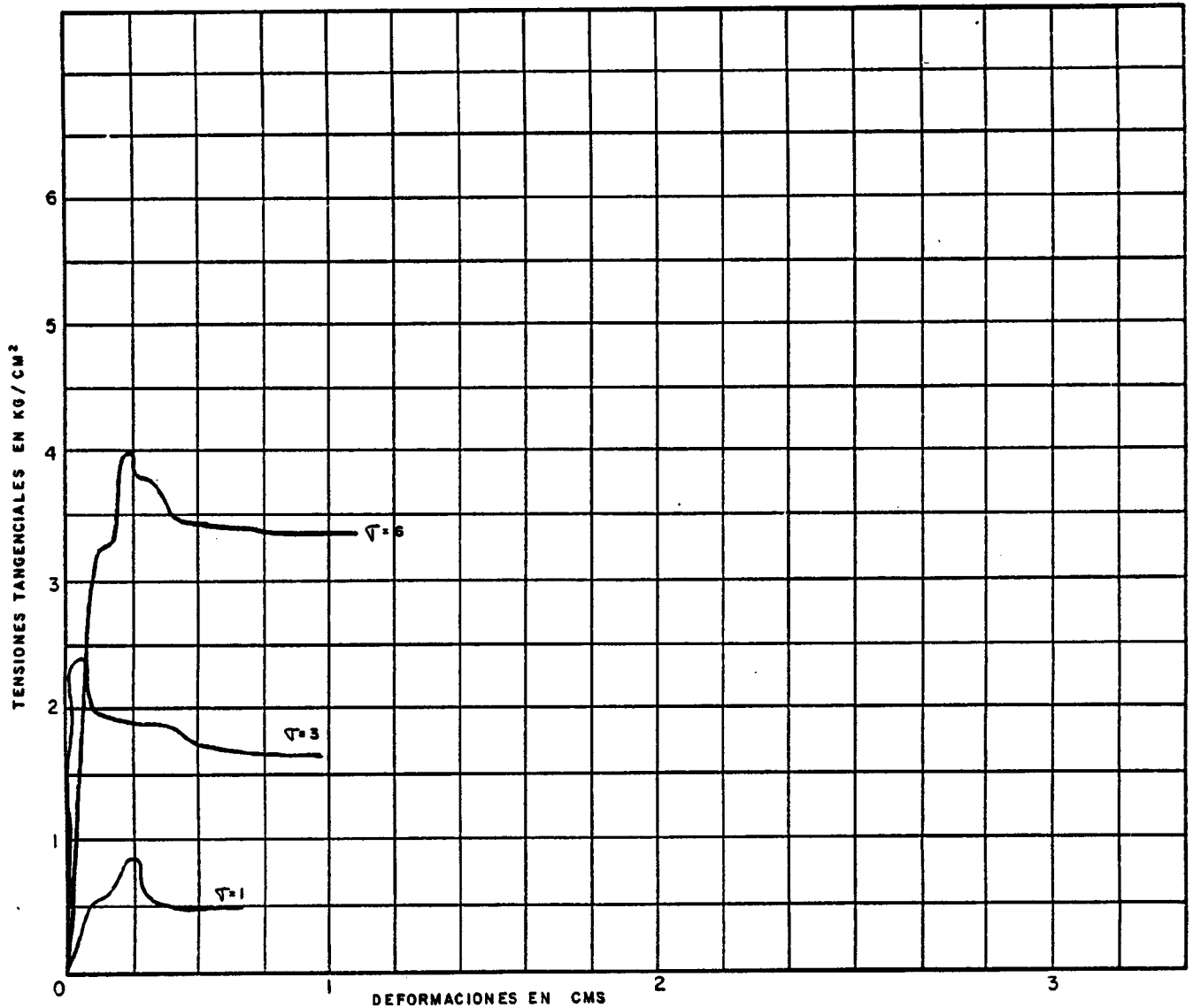
PROF. 40,20

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



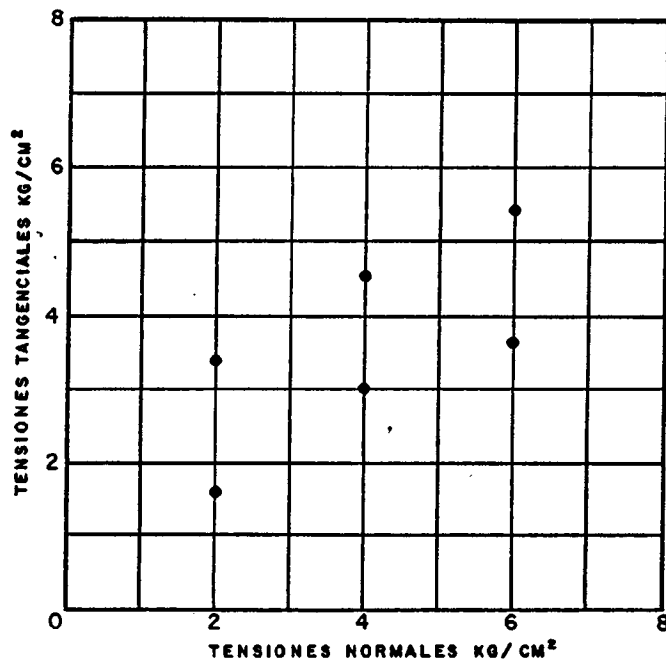
LOCALIDAD

SONDEO N° S- 2 MUESTRA N°

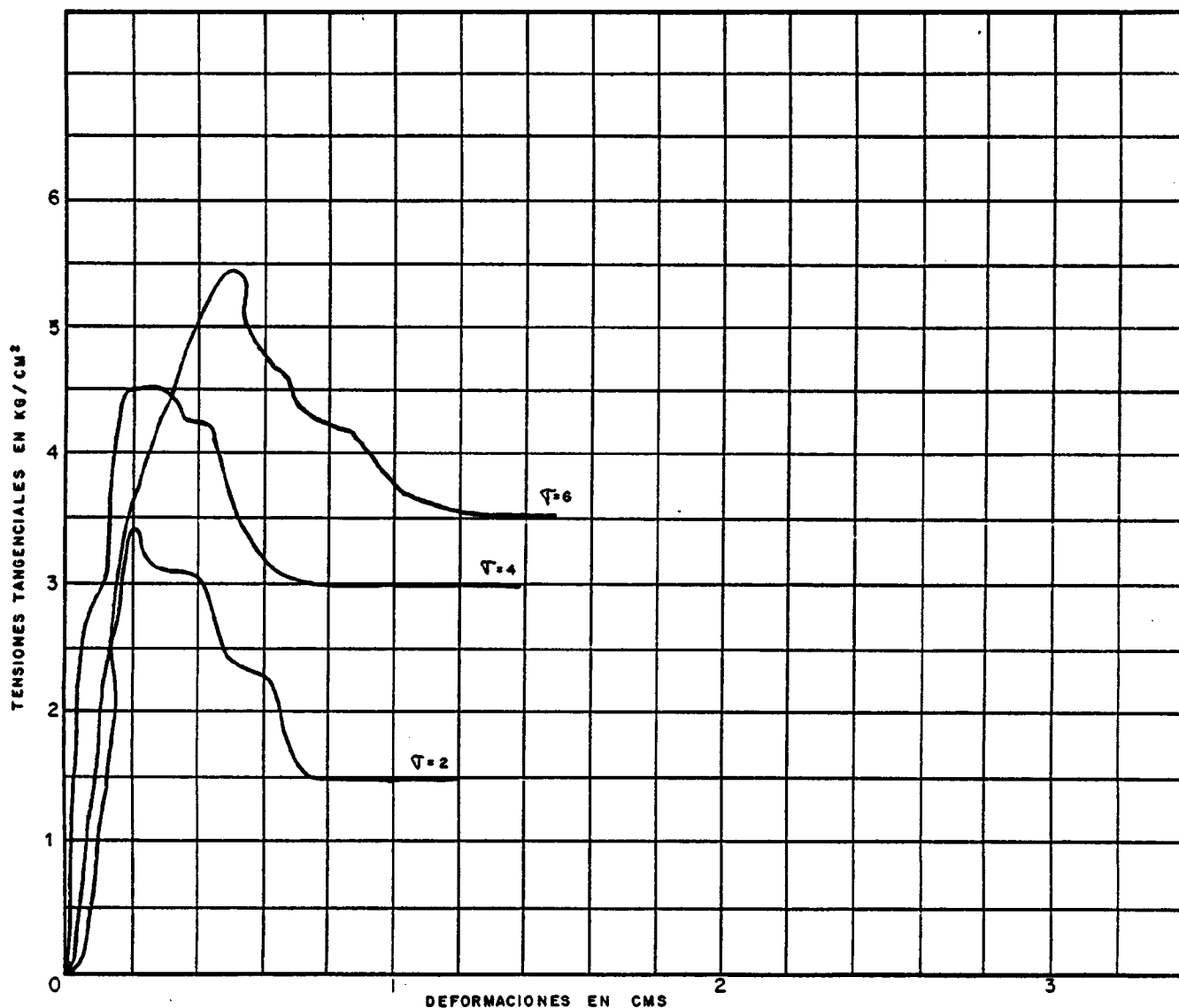
PROF. 162

ROTURA PROVOCADA

Por P. L. T.



- C. Pico -
- ∅ Pico -
- C Residual
- ∅ Residual



FOTOGRAFIAS



FOTO 1-P; 2-P.

CORTA: MINA PILOTO "SAN LUIS"

TALUD: D

OBSERVACIONES: Deslizamientos superficiales del primer talud,
deslizamientos circulares del segundo talud
(superior).



FOTO 3-P; CORTA: MINA PILOTO "SAN LUIS"

TALUD: A, B, C;

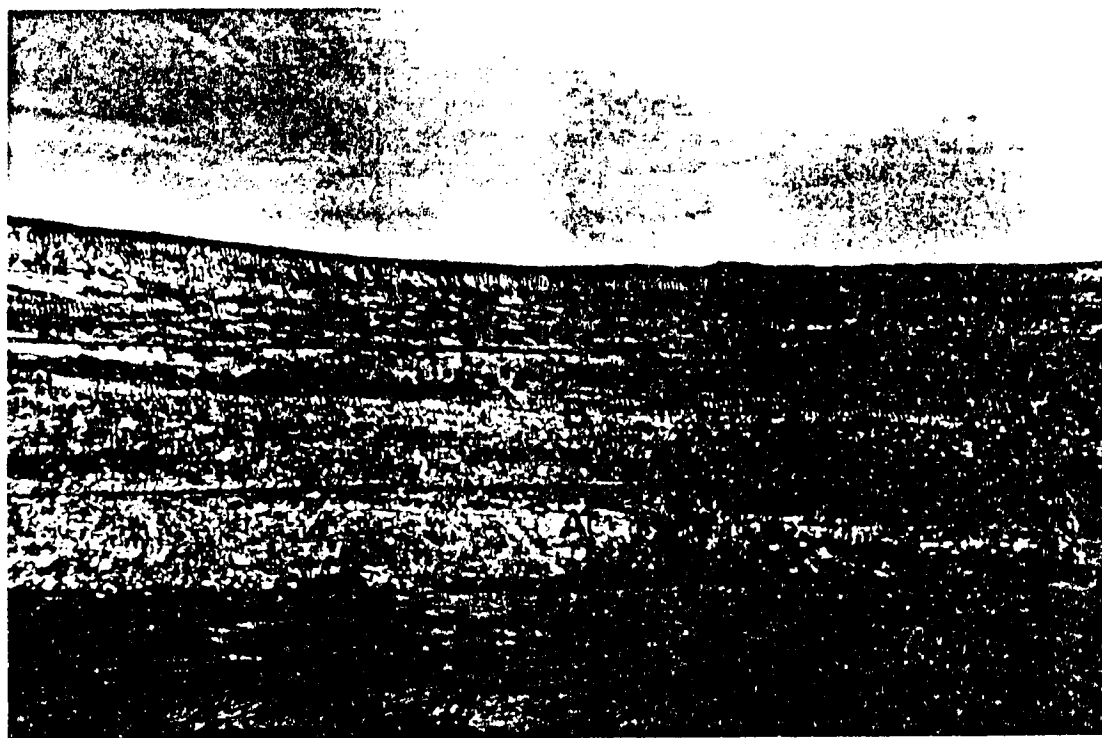
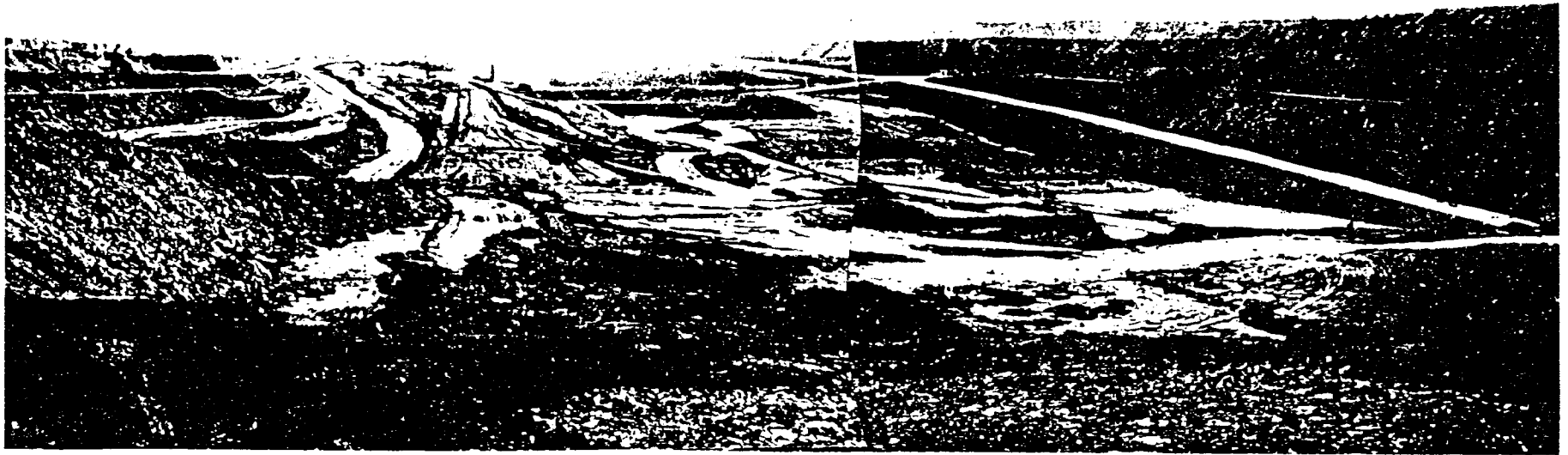


FOTO 4-P CORTA: MINA PILOTO "SAN LUIS"

TALUD: A,B,C, OBSERVACIONES: Degradación y caída de bloques en el talud mas bajo (A). Erosión en los taludes B y C.



FOTOS. 5-P, 6-P y 7-P.- VISTA GENERAL DE LA EXPIOTACION DE MINA EMMA DESDE
EL SUROESTE.



FOTOS 8-P, 9-P y 10-P-VISTA GENERAL DE LA EXPLOTACION DE MINA EMMA DESDE EL NORESTE.



FOTO 11-P
CORTA: MINA EMMA
TALUD: N° 4
OBSERVACIONES:
Nótese las surgencia
de agua (tonos amaril
llos).



FOTO 12-P - CORTA MINA EMMA. TALUD : N° 3
OBSERVACIONES: Nótese los bloques y detritos
acumrados al pié.



FOTO 13-P

CORTA: MINA EMMA

TALUD: N° 3

OBSERVACIONES:

Nótese la gran cantidad
de bloques acumulados
al pié.



FOTO 14-P. CORTA: MINA EMMA. TALUD N° 3

OBSERVACIONES: Nótese los desprendimientos superiores
de los bloques.



FOTO 15 -P. CORTA: MINA EMMA. TALUD N° 1
OBSERVACIONES: Nótese el deslizamiento circular.



FOTO: 16 -P
CORTA: MINA EMMA
TALUD: N° 1
OBSERVACIONES:
Nótese la acumula-
ción de sedimentos
al pié.



FOTO 17 - P. CORTA: MINA EMMA. TALUD: N° 5

OBSERVACIONES: Nótese el diaclasado (diaclasas abiertas) y la acumulación de detritos y bloques al pié.



FOTO: N° 18 - P

CORTA: MINA EMMA

TALUD: N° 2

OBSERVACIONES:

Se aprecian las grietas superficiales del talud en la berma superior.

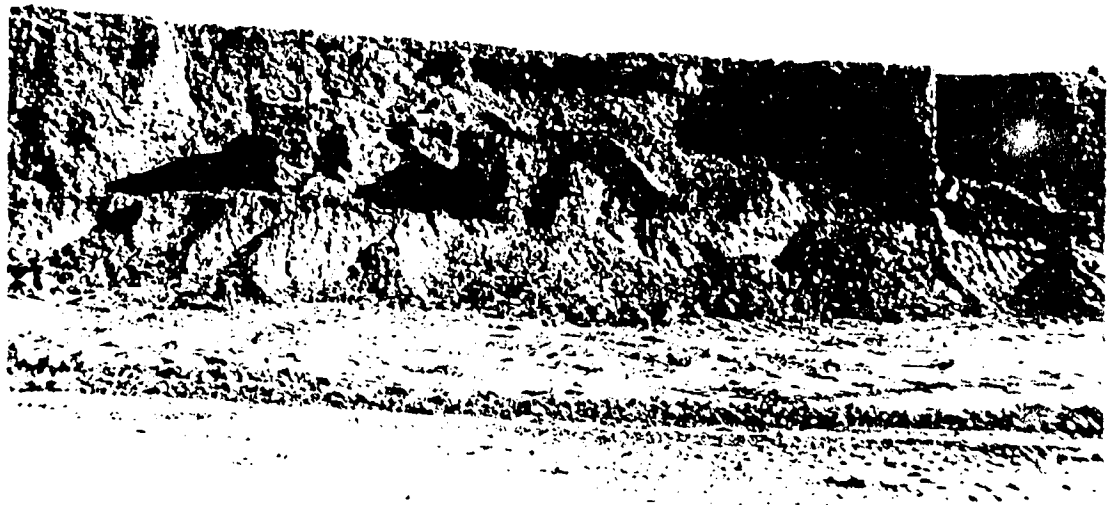


FOTO 19-P. CORTA: MINA EMMA. TALUD N° 1

OBSERVACIONES: Nótese el deslizamiento circular
sufrido.



FOTO 20-P; 21-P TALUD LATERAL NORTE. (MINA EMMA)
DESPRENDIMIENTOS EN LA PARTE ALTA DEL TALUD.



FOTO 22-P MINA EMMA
GRIETAS SUPERFICIALES A FAVOR DE
DIACCLASAS.



FOTO 23-P MINA EMMA
GRIETAS SUPERFICIALES
DE TRACCION.



FOTO 24-P; 25-P MINA EMMA
VISTA PARCIAL DESDE EL FONDO DE MINA DE LOS
TALUDES DE EXPLOTACION.

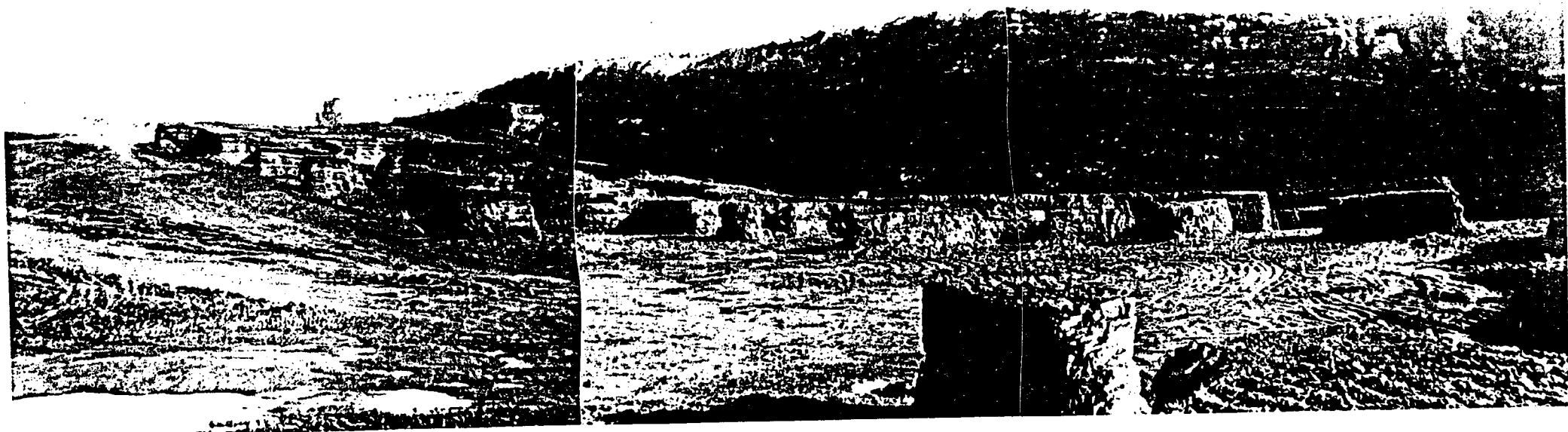


FOTO 26-P; 27-P; 28-P MINA EMMA
VISTA GENERAL DE LA ANTIGUA EXPLOTACION POR MINERIA
SUBTERRANEA.

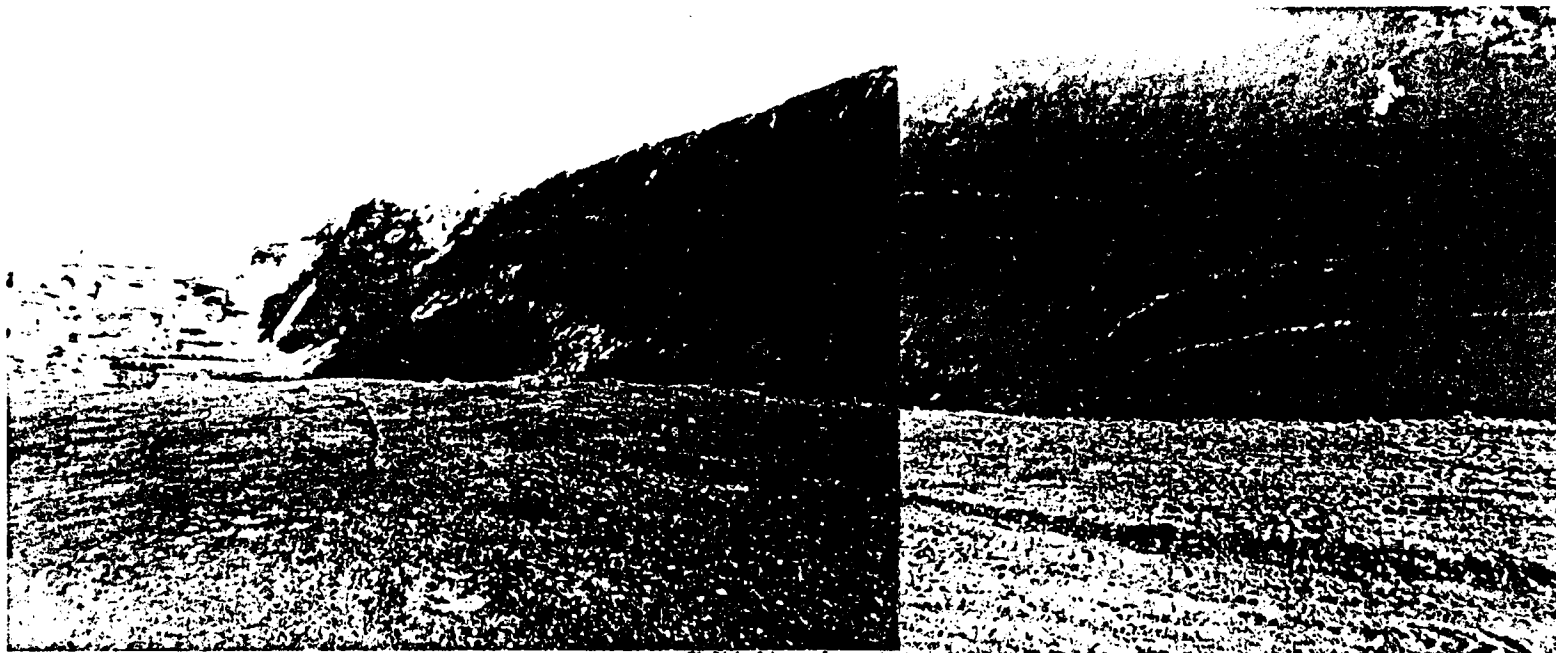


FOTO 29-P; 30-P; 31-P TALUD 3 MINA EMMA
PLANO DE FALLA EN EL TALUD CON PEQUEÑAS FALLAS
ASOCIADAS.



FOTO 32-P; 33-P

FLANCO SUR DE MINA "MARIA ISABEL".



FOTO 34-P; 35-P
FRENTE DE EXPLOTACION, MINA "MARIA ISABEL"
NOTESE LOS DESLIZAMIENTOS DE LA MONTERA.