

APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Junio 18	1:30 Hs.	INTRODUCCION	Ing. Leopoldo Espinoza G. Ing. Roberto Sánchez Trejo
" 18	1:30 Hs.	PARTICIPACION DE LA GEOLOGIA EN LA MECANICA DE ROCAS Introducción.Litología.Estratigrafía.Rasgos Estructurales.Historia Geológica. Condiciones Geohidrológicas Condiciones Geomorfológicas.Representación Gráfica de la Información.	Ing. Mariano Ruiz Vázquez A. Franco Morales
" 20	3 Hs.	PROPIEDADES DE LAS ROCAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO Propiedades físico-químicas; composición, clasificación, estructura, porosidad. Propiedades elásticas y propiedades reológicas. Relación esfuerzo-deformación. Constantes elásticas. Flujo plástico en las rocas.Modelos Reológicos.Resistencia y Rotura de las Rocas. Resistencia uniaxial.Resistencia confinada. Criterios de rotura. Ensayos de roca en laboratorio.	Armando Quezadas Antonio Mosqueda Vicente Casales
Junio 25 y 27	4:30 Hs.	CARACTERISTICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y ENSAYOS DE CAMPO Introducción. Determinación del módulo elástico por métodos directos. Pruebas de placa. Pruebas con el gato Goodman. Comparación de módulos de probetas obtenidos de núcleos del sitio de la prueba. Módulo elástico por métodos indirectos.Geosísmica y microsísmica. Determinación de esfuerzos en la roca. Por medio de gato plano, por medio de roseta. Pruebas de corte directo en rocas estratificadas.	Javier Hernández U. Raymond Vignaud
" 27	1:30 Hs.	MEDICIONES E INSTRUMENTACION Introducción. Antecedentes. Diferentes Tipos de Instrumentos. Mediciones en Túneles, taludes, presas, galerías y cimentaciones.	H. Sánchez Garza

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Julio 2	3:00 Hs.	<p>COMPORTAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS</p> <p>Efecto de las Discontinuidades. Permeabilidad, estabilidad de taludes, cimentaciones y efecto de escala. Efecto del Tectonismo. Taludes. Excavaciones Subterráneas. Efecto del Tiempo. Túneles. Taludes. Conclusiones: Elemento Finito.</p>	<p>Jesús Alberro Leopoldo Espinoza</p>
" 4	1:30 Hs.	<p>PERFORACION</p> <p>Aplicaciones. Materiales a perforar. Reconocimiento preliminar del área. Métodos de perforación. Equipos de perforación. Resistencia y perforabilidad de las rocas. Velocidad de perforación. Tipos de brocas o barrenas. Peso sobre barrena. Velocidad de rotación. Velocidad ascensional del fluido de perforación. Fluidos de perforación. Ejemplos prácticos. Diseño y construcción de un pozo para abastecimiento de agua. Explotación de bancos de roca. Excavaciones de túneles. Excavaciones de lumbreras.</p>	<p>José L. Sánchez L.</p>
" 4 y 9	3:00 Hs.	<p>FRAGMENTACION Y CONMINUCION DE ROCA</p> <p>Generalidades sobre fragmentación de rocas. Reglas prácticas para fragmentación de rocas mediante uso de explosivos: diámetro y profundidad de barrenas, espaciamiento, carga, etc. Generalidades sobre conminución de rocas. Leyes de la conminución: Rittinger, Kick y Bond. Definición del "Índice de Bond" (Work Index). Ejemplos prácticos. Generalidades sobre trituración y molienda de rocas. Principales máquinas empleadas para realizar la conminución de las rocas. Características técnicas principales y métodos prácticos de selección.</p>	<p>Pedro Luis Benitez</p>
Julio 9 y 11	3:00 Hs.	<p>ESTABILIDAD DE TALUDES</p> <p>Generalidades. Características geométricas y estructurales. Definición de fuerzas actuantes y fuerzas resistentes. Efecto del agua. Tipos de fallas. Algunos casos. Medidas preventivas y correctivas. Control del comportamiento.</p>	<p>L. Vieitez</p>

Fecha Duración
Julio 11 y 16
4 Hs.

Tema
EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Profesor
Ramiro Lalana
Andrés Moreno F.
Arnulfo Bernal

Generalidades sobre el proyecto de Ademe en túneles. Generalidades sobre equilibrio de excavaciones subterráneas. Discusión de algunas teorías de carga sobre túneles. Teoría Elastoplástica. Teoría de Terzaghi. Parámetros utilizados para definir la calidad de la roca. Principales tipos de ademe en túneles. Marcos, concreto lanzado. Anclas. Selección de ademe más adecuado para soporte de túneles. Antecedentes.

Relación entre la construcción de excavaciones subterráneas y la mecánica de rocas.

Procedimientos generales de construcción. Futuro de las excavaciones subterráneas (tabla comparativa)

Tema Específico Sobre Excavación de Lumbreras.

Procedimientos generales de construcción. Problemas durante la excavación. Equipo básico. Diagramas de barrenación. Ciclo de trabajo.

Julio 18 3:00 Hs.

CIMENTACIONES

R. Sánchez Trejo
Horacio Escalante

Introducción. Deformabilidad y resistencia. Masas homogéneas. Masas estratificadas. Masas heterogéneas. Masas discontinuas. Mejoramiento de macizos rocosos. Inyecciones. Anclajes.

PLATICA SOBRE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
QUE SE DARA EL DIA 11 DE JULIO DE 1974,
A LAS 19.30 HRS., EN EL CENTRO DE EDUCA
CION CONTINUA DE LA UNIVERSIDAD NACIO--
NAL AUTONOMA DE MEXICO.

ING. VICTOR M. HARDY C.

EXCAVACION DE LUMBRERAS

- 1.- RELACION ENTRE LAS EXCAVACIONES SUB-
TERRANEAS Y LA MECANICA DE ROCAS.
- 2.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

I N D I C E

I ANTECEDENTES

I.1.- Relación entre la Construcción de Excavaciones Subterráneas y la Mecánica de Rocas.

I.2.- Procedimientos Generales de Construcción.

I.3.- Futuro de las excavaciones subterráneas (tabla comparativa).

1.- TEMA ESPECIFICO SOBRE EXCAVACION DE LUMBRERAS.

1.1. Procedimientos generales de Construcción.

1.2. Problemas durante la excavación.

1.3. Equipo básico.

1.4. Diagramas de barrenación.

1.5. Ciclo de trabajo.

I.- EXCAVACIONES SUBIERRANEAS:

DADO EL CORTO TIEMPO DE QUE SE DISPONE PARA UN TEMA TAN AMPLIO COMO ES EL DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, LA PRESENTE PLÁTICA, TENDRÁ COMO SIMPLE OBJETIVO, INTERESAR MAS A LOS ASISTENTES EN ESTE TIPO DE TRABAJOS. TODAVÍA EN LA ACTUALIDAD, LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA SE CONSIDERA COMO UN ARTE, Y ASI SE HACE REFERENCIA SIEMPRE EN CONGRESOS, SIMPOSIUM, ETC., AL ESTADO QUE GUARDA EL ARTE EN LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES. PROBABLEMENTE EL FUTURO ES MUY HALAGADOR, Y LO DEMUESTRA EL AVANCE IMPORTANTE -- QUE TUVIERON EN: 1973, LAS TÉCNICAS DE MECÁNICA DE ROCAS Y MEDICIONES EN LA INDUSTRIA MINERA, MAS QUE EN LA TECNOLOGÍA DE EXPLOTACIÓN Y EQUIPO. ESTA SOLUCIÓN NO HA SIDO LA MISMA EN LA INGENIERÍA DE CONSTRUCCIÓN, Y LA RAZÓN ES EVIDENTE. EN LOS DESARROLLOS MINEROS, LAS EMPRESAS SON PRÁCTICAMENTE RESPONSABLES TOTALMENTE DE LAS OPERACIONES Y LOS BENEFICIOS DE UTILIZAR LA INVESTIGACIÓN A TRAVÉS DE LA MECÁNICA DE ROCAS, SON DIRECTAMENTE PARA ELLAS. EN CAMBIO EN LOS TRABAJOS DE INGENIERÍA CIVIL DE CONSTRUCCIÓN, ESTOS TRABAJOS TIENEN QUE SER PROMOVIDOS Y REALIZADOS POR LOS ORGANISMOS QUE CONSTRUYEN LAS OBRAS, MAS NO POR EL QUE REALIZA LA OBRA, ES DECIR, EL CONSTRUCTOR.

ACTUALMENTE, INFINIDAD DE OBRAS SUBTERRÁNEAS DE INGENIERÍA CIVIL, SE LLEVAN A CABO CON EL SISTEMA CLÁSICO DE IR RESOLVIENDO LOS PROBLEMAS, CONFORME SE VAYAN PRESENTANDO Y ESTO A MENUDO, QUEDA A JUICIO DEL CONSTRUCTOR. POR ESTA RAZÓN, SE QUIERE PRESENTAR ESTA PLÁTICA DIVIDIDA EN DOS PARTES:

1A.- RELACION ENTRE LA CONSTRUCCIÓN DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS Y LA MECÁNICA DE ROCAS.

2A.- PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN.

1A. RELACIÓN ENTRE LA CONSTRUCCIÓN DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS Y LA MECANICA DE ROCAS:

CONSIDERAMOS QUE ACTUALMENTE, AL REFERIRSE A UNA EXCAVACIÓN SUBTERRANEA, LA REFERENCIA SE HACE, DENTRO DE LA INGENIERÍA CIVIL, A LA EXCAVACIÓN DE LUMBRERAS, EXCAVACIÓN DE TUNELES, Y EXCAVACIÓN DE CASAS DE MÁQUINAS SUBTERRÁNEAS, PARA APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS. LAS EXCAVACIONES QUE SE HACEN PARA LOS DESARROLLOS MINEROS, SERÍA OBJETO DE OTRA U OTRAS PLÁTICAS POR PERSONAS ESPECIALISTAS.

REFIRIÉNDONOS ESPECIFICAMENTE A LAS EXCAVACIONES MENCIONADAS, EMPEZAREMOS POR:

L U M B R E R A S

LA LUMBRERA, POR DEFINICIÓN, ES UNA EXCAVACIÓN VERTICAL O INCLINADA (55° CON LA HORIZONTAL), DE SECCIÓN RECTANGULAR O CIRCULAR, U OTRA SEGUN EL PROYECTO, QUE SE PUEDE EXCAVAR DE ARRIBA HACIA ABAJO O VICEVERSA, CON PROCEDIMIENTOS MECANICOS CONVENCIONALES O MUY AVANZADOS, Y QUE SERVIRÁ PARA ALOJAR LAS TUBERIAS DE PRESIÓN Y FORMAR LA CAÍDA DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO., O BIEN PARA DAR ACCESO A UN TUNEL QUE SE EXCAVARÁ A PARTIR DE LA LUMBRERA Y QUE SERVIRÁ ÉSTA PARA LA INTRODUCCIÓN DEL EQUIPO Y MATERIALES PARA HACER LA EXCAVACIÓN DEL TUNEL Y PARA LA EXTRACCIÓN DEL PRODUCTO DE DICHA EXCAVACIÓN.

NORMALMENTE LA SECCION TRANSVERSAL DE UNA LUMBRERA, SE DISEÑA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE SU OBJETIVO, PERO EN POCAS OCASIONES, SE HACE UNA INVESTIGACIÓN DE MECANICA DE ROCAS, CON OBJETO DE DISEÑAR LA SECCIÓN MAS CONVENIENTE DE LA LUMBRERA, PARA SU USO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN, COMO DE SU USO DURANTE LA OPERACIÓN.

EN LA PRIMERA SE DEBERÍA PODER PROVEER LOS ESFUERZOS QUE SE PODRÍAN DESARROLLAR, EN LAS DIVERSAS FORMACIONES QUE LE ATRAVIESAN CON UNA EXCAVACIÓN DE ESTE TIPO, PARA PROPORCIONAR O NO LOS ELEMENTOS DE SOPORTE NECESARIOS (MARCOS METÁLICOS, PERNOS DE SOPORTE, CONCRETO LANZADO, TRATAMIENTOS, - ETC.) CON OBJETO DE CONTAR CON ELLOS OPORTUNAMENTE. TODAVÍA EN LA ACTUALIDAD, POR LA FALTA DE UN ESTUDIO DE MECÁNICA DE ROCAS, HAY QUE SUPONER UN % DE LA PROFUNDIDAD, DE CONDICIONES ADVERSAS PARA PROPORCIONAR LOS ELEMENTOS A UTILIZAR MÁS NO UN CRITERIO RACIONAL, BASADO EN UN ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS MECANICAS DE LA ROCA.

EN ESTAS CONDICIONES, ES COMÚN RECETAR LA ESCUADRILLA, SEPARACIÓN DE MARCOS DE ADEME, TIPO, LONGITUD Y PATRÓN DE COLOCACIÓN DE PERNOS DE SOPORTE O BIEN ESPESOR DE CAPA DE CONCRETO LANZADO, ETC. NO EXISTIENDO LOS ESTUDIOS INDICADOS, EL CONSTRUCTOR QUEDA PRÁCTICAMENTE SUJETO A SU PROPIO JUICIO Y EXPERIENCIA Y CUANDO UN TRABAJO DE ESTOS QUEDA EN MANOS DE PERSONAS SIN EXPERIENCIA, LOS PROBLEMAS SE PRESENTAN DE INMEDIATO EN FORMA DE MARCOS FLEXIONADOS, ORIGINADOS POR LAS CARGAS DEL TERRENO, PERNOS DE ANCLAJE QUE SE DESPRENDEN CON MASAS DE ROCA, PORQUE ESTOS ELEMENTOS NO FUERON DE TIPO, LONGITUD, Y PROFUNDIDAD ADECUADA Y DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS CON TODO Y LA CAPA DE CONCRETO LANZADO, PORQUE ÉSTA NO FUE NI DE CALIDAD, NI DE ESPESOR CONVENIENTE. ES EVIDENTE QUE CON ESTA INEXPERIENCIA, SE RECURRA AL MÉTODO DE ELIMINACIÓN SUCESIVA, ES DECIR, SUBSTITUYENDO UN SISTEMA DE PROTECCIÓN POR OTRO, HASTA LLEGAR AL DEFINITIVO, PERO ¿CUÁNTO HA GOSTADO? ¿CUÁNTO TIEMPO SE HA PERDIDO? ¿CUÁNTOS ACCIDENTES AL PERSONAL Y DAÑOS AL EQUIPO HABRÁ OCASIONADO?

EN LAS CONDICIONES MENCIONADAS, LO QUE OCURRE DESDE EL PUNTO DE VISTA CONSTRUCTIVO Y SIENDO CONSECUENTE CON EL ARMA QUE NOS DÁ LA MECANICA DE ROCAS, SERÍA ESTABLECER ESTACIONES DE MEDICIÓN, QUE REGISTRARÍAN EL COMPORTAMIENTO DE LA ROCA EN LAS ZONAS EN DONDE DE ALGÚN MODO HA SIDO O NO SOPORTADA ÉSTA,

Y POR COMPARACIÓN EN ZONAS SEMEJANTES, DEDUCIR QUÉ TIPO DE PROTECCIÓN O VARIANTE (ESPACIAMIENTO, DISTRIBUCIÓN O ESPESOR) DE PROTECCIÓN USARÍAMOS PARA LA ZONA EN CUESTIÓN. ÉSTA SERÍA UNA FORMA RACIONAL INCIPIENTE, DE APLICAR LA MECÁNICA DE ROCAS A UNA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA DEL TIPO DE LUMBRERA DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN.

AHORA BIEN SI LA LUMBRERA SE INSTRUMENTA Y SE HACEN PRUEBAS QUE CONDUZCAN A LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA ROCA, ENTONCES PUEDE PENSARSE EN QUE ÉSTA TOMA UN % DE LA CARGA A QUE VA ESTAR SUJETA Y EL RESTO LO TOMARÁ EL CONCRETO SIMPLE O REFORZADO O BIEN LA TUBERÍA DE ACERO. EN ESTAS CONDICIONES PUEDE OBTENERSE UNA REDUCCIÓN EN LOS VOLÚMENES DE CONCRETO, ACERO DE REFUERZO SI LO HAY, E INCLUSI- VE EN EL ESPESOR DE LA PLACA DE ACERO DE LA TUBERÍA Y LO QUE REDUNDA EN UNA ECONOMÍA EN LA OBRA.

ES POR LO TANTO, NECESARIO EN ESTE TIPO DE EXCAVACIONES, PROMOVER CON LOS ORGANISMOS ADECUADOS, LA INSTRUMENTACIÓN OPORTUNA, YA QUE CON UNA INVERSIÓN RELATIVAMENTE PEQUEÑA EN DINERO Y SI UN POCO O MUY ANTICIPADA EN TIEMPO, PUEDE AHORRARSE MUCHO DINERO QUE PUEDE DESVIARSE A OTROS CONCEPTOS DE OBRA O BIEN SUMANDO TODOS LOS AHORROS PARCIALES EN CONCEPTOS SUSCEPTIBLES DE RECIBIR OPORTUNAMENTE ESTE TRATAMIENTO EN UNA OBRA Ó BIEN EN UN CONJUNTO DE OBRAS DE UN ORGANISMO GUBERNAMENTAL QUE ES EL QUE PROMUEVE OBRAS DE GRAN IMPORTANCIA; PUEDEN OBTENERSE ECONOMÍAS SUBSTANCIALES IMPORTANTES EN DINERO Y EN TIEMPO.

POR OTRA PARTE, SI LA INSTRUMENTACION SE EFECTÚA DE TAL MANERA QUE SE DESEE OBTENER DATOS DEL COMPORTAMIENTO DE LA OBRA, YA EN SERVICIO, RESULTA MUY VALIOSA PARA PROYECTAR OBRAS SIMILARES O BIEN INTRODUCIR REMEDIO OPORTUNO Y ADECUADO SI SE OBSERVA EN LOS REGISTROS ALGUNA ANORMALIDAD IMPORTANTE EN EL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

LA LABOR A DESARROLLAR POR LOS ESPECIALISTAS EN LA MECÁNICA DE ROCAS, TENDRÁ QUE SER CONSTANTE Y DECIDIDA PARA LOGRAR CONVENCER A LOS ORGANISMOS QUE PROYECTAN LAS OBRAS, DE LA NECESIDAD DE ESTABLECER UNA FORMA SISTEMÁTICA DE INVESTIGACIÓN EN EL ASPECTO DE MECÁNICA DE ROCAS EN GENERAL, Y EN PARTICULAR EN LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS, PUES ES NOTABLE EL CONTRASTE QUE EXISTE ENTRE LA IMPORTANCIA QUE SE LE DA A LA INSTRUMENTACIÓN DE UNA CORTINA DE CONCRETO DE MATERIALES GRADUADOS DE ENROCAMIENTO, TANTO PARA LLEVAR UN CONTROL DURANTE LA CONSTRUCCIÓN, ASI PARECE TENER UNA ESTADÍSTICA DEL COMPORTAMIENTO DE DICHA ESTRUCTURA DURANTE SU OPERACIÓN Y LA INSTRUMENTACIÓN QUE SE HACE EN UNA LUMBRERA O LUMBRERAS, EN UN TUNEL DE PRESIÓN O DE CONDUCCIÓN O EN LA CAVERNA PRINCIPAL DE UNA CASA DE MÁQUINAS SUBTERRANEAS DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO, QUE PRÁCTICAMENTE ES NULO Y LOS RESULTADOS QUE SE OBTIENEN, POCAS VECES SE CONOCEN PARA SABER OPORTUNAMENTE EL COMPORTAMIENTO DE LA ROCA EN ESTE TIPO DE EXCAVACIONES. TODO QUEDA COMO UNA ESTADÍSTICA, PARA LA POSTERIDAD, PERO NO ARROJA DATOS PRÁCTICOS PARA QUE EL CONSTRUCTOR TORNE SU CRITERIO, O BIEN PARA QUE EL ORGANISMO DE CONTROL EN LA OBRA (RESIDENCIA) PUEDA DICTAR LAS ÓRDENES NECESARIAS PARA APLICAR LAS MEDIDAS PRECAUTORIAS OPORTUNAMENTE, Y NO ESPERAR A QUE EL PROBLEMA HAGA CRISIS MANIFESTÁNDOSE REALMENTE COMO SE COMENTÓ ANTERIORMENTE, TENIENDO ENTONCES QUE APLICAR MEDIDAS DE EMERGENCIA, QUE A VECES RESULTAN INADECUADAS, CARAS Y DE DURACIÓN EXAGERADA. SE REFIERE ESTE ASPECTO, A LO QUE COMUNMENTE SE LLAMA "CAIDO" EN UNA EXCAVACION SUBTERRÁNEA. ÉSTE TIPO DE PROBLEMA OCURRE EN MUCHAS OCASIONES, POR LA FALTA DE CONOCIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DE UNA MASA ROCOSA O NO SABER DISTINGUIR UNA ROCA OTRA EN UNA ZONA DE FALLA.

EN OTRAS OCASIONES, PERO SON LAS MENOS, REALMENTE PÓDRIAN PRESENTARSE COMO UN VERDADERO ACCIDENTE. EN EL PRIMER CASO, ANTE LA FALTA DE DATOS DEL POSIBLE COMPORTAMIENTO DE UNA FORMACIÓN ROCOSA (MECANICA DE ROCAS), LOS ÚNICOS DATOS QUE PUE-

DE CONTROLAR EL CONSTRUCTOR SON:

A).- CONSUMO DE EXPLOSIVOS.-

SI ESTE SE REDUCE CONSIDERABLEMENTE Y POR DEBAJO DEL CONSUMO PROMEDIO (KG/M³), DEBE SER INDICIO DE QUE DEBEMOS PRESTAR ATENCIÓN INMEDIATA, PUES O SE TRATA DE UN CAMBIO MATERIAL QUE PUEDA SER ESTABLE O BIEN PUEDE REPRESENTAR QUE SE ESTÁ ENTRANDO EN ZONA DE MATERIAL INESTABLE, Y QUE DEBEMOS PREVENIRNOS CON EL SISTEMA DE PROTECCIÓN ADECUADA O BIEN CAMBIAR DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

B).- SOBRE EXCAVACIÓN FUERA DE LA LINEA "B" DE PROYECTO.

NORMALMENTE CUANDO EL TERRENO O ROCA PRESENTA CONDICIONES DE INESTABILIDAD (SE AFLOJA EL TERRENO), INDEPENDIENTEMENTE DE QUE LA BARRENACION SE HAYA EFECTUADO CORRECTAMENTE Y LAS CARGAS EXPLOSIVAS Y DISPOSICIÓN DE LOS TIEMPOS DE RETARDO, TAMBIÉN HAYA SIDO CORRECTA, SE PRODUCEN SOBRE-EXCAVACIONES PERIMETRALES FUERA DE LA LINEA "B" O DE FRENTE QUE SON MAS QUE INDICATIVAS - DE QUE ESTAMOS EN POSICIÓN DE UN CAMBIO EN LA FORMACIÓN ROCOSA O ALTERACIONES DE LA MISMA QUE DAN LUGAR, COMO EN EL CASO ANTERIOR, AL USO DE SISTEMAS DE PROTECCIÓN ADECUADOS O BIEN HASTA UN CAMBIO EN EL PROCEDIMIENTO - CONSTRUCTIVO.

SI ESTOS ELEMENTOS DE JUICIO, NO SE REVISAN CONSTANTEMENTE - POR PARTE DEL CONSTRUCTOR, EN UNA EXCAVACIÓN SUBTERRANEA, -- TANTO EN SUS REPORTES DE CAMPO, COMO DE UNA INSPECCIÓN SISTE Matica DEL FRENTE DE TRABAJO O NO HAY UNA COMUNICACION CONSTANTE CON LOS INGENIEROS ENCARGADOS DE LAS FUENTES O DE LOS SOBRESTANTES, LO MÁ S PROBABLE ES QUE UN DÍA EN LA MAÑANA, SE

ENCUENTRE EL SUPERINTENDENTE CON LA DESAGRADABLE SORPRESA DE QUE YA "SE HIZO UN CAIDO" EN EL TURNO DE LA NOCHE Y NADIE PUEDE EXPLICAR NI DAR RAZÓN DE LAS CAUSAS QUE LO ORIGINARON, PUES NO HAY DATOS Y TODO RESULTA EN UNA SERIE DE CONTRADICIONES, PERO EL PROBLEMA YA ESTÁ CREADO.

EN PREVISIÓN DE ESTE TIPO DE PROBLEMA, ADEMÁS DE LA EXPERIENCIA DEL CONSTRUCTOR Y DE LOS ELEMENTOS DE JUICIO MENCIONADOS Y QUE SE DEBERÍAN TENER SIEMPRE A LA MANO, ES NECESARIA LA INTERVENCIÓN DE UN GEÓLOGO COMPETENTE, QUE PUEDA DEFINIR LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ROCA, YA SE TRATE DE UNA ALTERNACION DE LA MISMA, O UN CAMBIO A OTRO TIPO DE ROCA, ASOCIADO CON UNA FRACTURA O FALLA.

DEBERÍA CONTAR EL CONSTRUCTOR EN ESE MOMENTO, CON UN AUXILIAR EN MECÁNICA DE ROCAS, PARA QUE EN FUNCIÓN DE LA INSPECCION QUE PRACTICO EL GEOLOGO, LA EXPERIENCIA DEL CONSTRUCTOR Y SU JUICIO PERSONAL, SE ATAQUE EL PROBLEMA ANTES DE QUE ÉSTE SE PRESENTE.

COMO PUEDE VERSE POR LO INDICADO ANTERIORMENTE, ES NECESARIO QUE EXISTA UNA RELACIÓN MUY ÍNTIMA ENTRE EL CONSTRUCTOR, LLÁMESE EJECUTOR MATERIAL DE LA OBRA O SUPERVISOR DE LA MISMA (RESIDENCIA) Y LA MECÁNICA DE ROCAS, PARA QUE UN TRABAJO DE EXCAVACIÓN EN ROCA, ASOCIADO A GRANDES CORTES EXTERIORES O EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, PUEDE DESARROLLARSE CONVENIENTEMENTE. TOCA A LAS PERSONAS QUE SE DEDICAN A LA MECÁNICA DE ROCAS, EXPONER DE UNA MANERA PRÁCTICA, TANTO A LOS ORGANISMOS MAS ADECUADOS Y OPORTUNOS, PARA QUE LA INVESTIGACIÓN A TRAVÉS DE LA INSTRUMENTACIÓN A NIVEL DE LABORATORIO Y DE CAMPO PRINCIPALMENTE PARA QUE LOS RESULTADOS REDUNDEN EN DISEÑOS CONCEPTUALES Y ECONÓMICOS.

CON OBJETO DE QUE SE TENGA UNA IDEA CLARA RESPECTO A LA IMPORTANCIA DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS QUE NORMALMENTE SE MENOSPRECIAN, POR EL SIMPLE HECHO DE QUE NO SE VEN, SE PRESENTA UN CUADRO COMPARATIVO DEL FUTURO DE ES

UN CUADRO COMPARATIVO DEL FUTURO DE ESTE TIPO DE EXCAVACIÓN EN LA DÉCADA DE 1970-1979, PROPORCIONADO EN LA CONFERENCIA DE LA OECDE (ORGANIZATION FOR ECONOMIC COOPERATION AND DEVELOPMENT) EN WASHINGTON, D. C., EN EL AÑO DE 1970.

DEL ESCRUTINIO QUE CONDUJO A LA PREPARACIÓN DE LA CONFERENCIA DURANTE LA DÉCADA 1960-1969, SE CONSTRUYERON NO MENOS DE 13,000 KMS., DE TÚNELES EN LOS PAÍSES PERTENECIENTES A LA O.E.C.D. (430,000 KMS., INCLUYENDO LAS DE MINERÍA), CON UN VOLUMEN DE 300 MILLONES DE M³ (4,000 MILLONES DE M³, INCLUYENDO LAS DE MINERÍA).

A LA FECHA DE LA CONFERENCIA (1970), EL COSTO DE LOS TÚNELES SE EVALUÓ EN 1,000 MILLONES DE DÓLARES, (3,000 MILLONES DE DÓLARES, INCLUYENDO LAS MINAS). DESGRACIADAMENTE Y POR RAZONES QUE SE DESCONOCEN, MÉXICO NO PARTICIPÓ, NI PERTENECE A LOS PAÍSES DE LA OECDE.

TABLA COMPARATIVA

C O N C E P T O	DECADA 60 -69	DECADA 70- 79	INCREMENTO EN %	OBSERVA- CIONES.
LONG. Km.	431000	628000	46	INCLUYENDO TUNELES MI- NEROS.
VOL.MILL.M ³	3912	6031	54	
COSTO EN MILL. DÓLARES	26600	54000	100	

COMO PUEDE OBSERVARSE EN LA TABLA ANEXA, EL FUTURO DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, ES UN CAMPO QUE TIENE UN FUTURO AMPLÍSIMO Y SU DESARROLLO, DEBERÁ ESTAR ÍNTIMAMENTE LIGADO A LA TECNOLOGÍA DE LA MECÁNICA DE ROCAS, SI SE QUIERE OBTENER DE ESTE DESARROLLO PROYECTOS CONCEPTUALES Y ECONÓMICOS, PERO ES NECESARIO E INDISPENSABLE QUE LAS EXPERIENCIAS DE LABORATORIO SE LLEVEN AL CAMPO FÍSICO DE LA CONSTRUCCIÓN Y PARA LO CUAL -

ES NECESARIO QUE HAYA UNA COMUNICACION CONTINUA Y COORDINADA ENTRE LA INVESTIGACIÓN Y LA EXPERIENCIA EN ESTE TIPO DE TRABAJOS.

SI NO SE HACE DE ESTA MANERA, SIEMPRE SE VERÁ CON RECELO A LA INVESTIGACIÓN, Y LA INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO NUNCA PODRÁ APLICARSE OPORTUNAMENTE A LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.

2A. PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN.

EN ESTA PARTE SE LIMITARÁ EL TEMA EXCLUSIVAMENTE A LA EXCAVACIÓN DE LUMBRERAS. YA QUEDÓ DEFINIDO EN LA PRIMERA PARTE, -- QUÉ ES UNA LUMBRERA Y SU OBJETIVO. EL RENGLÓN DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN ES MUY AMPLIO Y CON OBJETO DE QUE POSTERIORMENTE SE PUEDA SEGUIR UN ORDEN RAZONABLE PARA SU AMPLIACIÓN, SE DÁ UN ÍNDICE DE LAS MISMAS Y POSTERIORMENTE UN CUADRO SINÓPTICO REALMENTE COMPENSIBLE, EN DONDE SE PODRÁ VER EL TEMA QUE MÁS INTERESA AL RESPECTO.

DESGRACIADAMENTE, EN ESTA OCASIÓN NO HAY TIEMPO DE PODER TRATAR TODO LO CONCERNIENTE AL TEMA DE LUMBRERAS.

I N D I C E

- 1.- LUMBRERAS
- 1.1. PROCEDIMIENTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCIÓN
- 1.1.1. EXCAVACIONES
- 1.1.2. REVESTIMIENTO DE CONCRETO
- 1.2. PROBLEMAS DURANTE LA EXCAVACIÓN
- 1.2.1. PROBLEMAS COMUNES
- 1.2.2. PROBLEMAS ESPECIALES
- 1.3. EQUIPO BÁSICO
- 1.4. DIAGRAMAS DE BARRENACIÓN
- 1.5. CICLO DE TRABAJO

ESQUEMA SINÓPTICO SOBRE EXCAVACIONES DE LUMBRERAS:
(HOJA ANEXA)

7. LIMBIERAS:

1.1) Procedimientos generales de construcción.

1.1.1) Excavaciones

1.1.1.1) Hacia abajo 1a. y 2a. etapa

- a). Convencional.
- b). Cylindro.
- c). Revell.
- d). Perforadoras integrales.

1.1.1.2) Hacia arriba 1a. y 2a. etapa.

- a). Convencional (contrapozo), Sección parcial y Lanquero ó sección total.
- b). Mecanizado (Alimak), Sección parcial y Lanquero ó sección total.
- c). Perforadoras integrales.

1.1.2) Revestimiento de Concreto.

1.1.2.1) Hacia abajo.

- a). Convencional con tabiceros.
- b). Concreto Lanzado.

1.1.2.2) Hacia arriba.

- a). Cimbra deslizante.
- b). Cimbra telescópica y auto-avanzante.

1.2) Problemas durante la excavación.

1.2.1) Problemas Comunes.

1.2.1.1) Ademe metálico ó de madera.

1.2.1.2) Pernos de anclaje ó soporte.

1.2.1.3) Concreto Lanzado.

1.2.1.4) Bombeo.

- a). Expansión.
- b). Fricción ó inyección.

1.2.2) Problemas Especiales.

1.2.2.1) Terreno inestable.

1.2.2.2) Exceso de agua

1.2.2.3) Tratamientos.

1.2.2.4) Abatimiento de nivel freático.

1.2.2.5) Aire Comprimido.

1.2.2.6) Congelación (puede considerarse como tratamiento).

- a.1. Inyecciones previas.
- a.2. Inyecciones sucesivas.

1.3) Equipo Básico.

1.3.1) De arriba hacia abajo 1a. y 2a. etapas.

1.3.2) De abajo hacia arriba 1a. y 2a. etapas.

1.4) Programas de Herramientas.

1.4.1) Dibujo:

1.4.1.1) Tipo de cuña.

1.4.1.2) Cálculo de cargas (fórmulas básicas empíricas).

1.4.1.3) Distribución de cargas explosivas.

1.4.1.4) Distribución de estopines eléctricos.

1.4.2) Datos complementarios:

1.4.2.1) Num. tot. estopines de cada tiempo.

1.4.2.2) Consumo de dinamita (kg/m³).

1.4.2.3) Consumo estopines (para m³).

1.4.2.4) Coeficiente de fragmentación (para m³).

1.4.2.5) Probabilidad de fragmentación.

1.5) Análisis de costos.

1.5.1) Costos de explotación (con relación a sobre costos de explotación).

1.5.2) Costos de mantenimiento (con relación a sobre costos de explotación).

1.5.3) Costos de explotación.

1.5.1.1) Gastos de explotación.

1.5.1.2) Gastos de explotación.

1.- LUMBRERAS

1.1.- PROCEDIMIENTOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN.

1.1.1.- EXCAVACIÓN:

EL PROCEDIMIENTO GENERAL ESTÁ FIJADO POR EL PROYECTO MISMO, ES DECIR, SI VA A SERVIR PARA UN DESARROLLO MINERO O DAR ACCESO A LA EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL LARGO QUE NO TIENE PORTALES DE ACCESO. POR OTRA PARTE, SI YA HAY ACCESO A LA BASE DE LA LUMBRERA EN PROYECTO, (APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO), ENTONCES LA EXCAVACIÓN REVISTE OTRAS CARACTERÍSTICAS, QUE SON EXCAVACIÓN DE UNA LUMBRERA PILOTO DE DIMENSIONES PEQUEÑAS HACIA ARRIBA, + HASTA PRÁCTICAMENTE SALIR A LA SUPERFICIE Y POSTERIORMENTE BANQUEO DEL RESTO DE LA SECCIÓN DEL PROYECTO, VACIANDO EL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN POR LA LUMBRERA PILOTO AL FONDO DE LA MISMA Y CARGANDO A CAMIONES PARA SACARLA AL EXTERIOR.

1.1.1.1. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ARRIBA HACIA ABAJO (CONVENCIONAL).

SE CONSIDERA EN ESTE CASO DOS ETAPAS.-

1.1.1.1.A CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL Y EXCAVACIÓN HASTA UNOS 25-30 MTS. (SE LLEGA A VECES HASTA 50 MTS.)

EN ESTA FASE, UNA VEZ EXCAVADO Y COLADO EL CONCRETO, EL BROCAL DE LA LUMBRERA SE PROCEDE A LA BARRENACIÓN A BASE DE PERFORADORAS DE PISO, DE ACUERDO CON UN DIAGRAMA DE BARRENACIÓN Y CARGA PREVIAMENTE ESTABLECIDO. UNA VEZ TERMINADA LA BARRENACIÓN, SE HACE LA CARGA DE EXPLOSIVOS EN LOS BARRENOS Y SEGUIDAMENTE SE HACE LA CONEXIÓN ELÉCTRICA, EN SERIES DE PARALELO, DEPENDIENDO DEL NÚMERO DE BARRENOS. LA PROFUNDIDAD DE LA BARRENACIÓN, DEBE SER LA MÁXIMA QUE NOS PERMITA LA

SECCIÓN DE PROYECTO DE LA LUMBRERA, Y DE TAL MANERA QUE DEBAMOS OBTENER COMO AVANCE, EL 90% DE LA LONGITUD BARRENADA. UNA VEZ CONECTADAS LAS SERIES EN PARALELO, SE CONECTAN A LA LINEA TRONCAL MONOFÁSICA DE CORRIENTE (110V/220V/440V/); PERO ES MÁS ACONSEJABLE USAR UN EXPLOSOR DE CAPACIDAD ADECUADA.

UNA VEZ QUE SE HA RETIRADO EL EQUIPO Y EL PERSONAL, SE HACE LA VOLADURA DESDE LA SUPERFICIE. LA VENTILACIÓN EN ESTA ETAPA ES NATURAL. INMEDIATAMENTE DESPUÉS SE ACERCARÁ LA MÁQUINA, QUE EN ESTE CASO ES UNA DRAGA CON BOTE DE ALMEJA O BIEN CON BOTES CILÍNDRICOS DE CAPACIDAD ADECUADA, QUE SE CARGARÁN A MANO EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.

LA MÁQUINA (GRÚA) NOS SERVIRÁ EN ESTA FASE PARA TODOS LOS MOVIMIENTOS DEL EQUIPO DE BARRENACIÓN, INSTALACIONES, ETC. EN ALGUNOS CASOS, TAMBIÉN SE USARÁ PARA BAJAR O SUBIR AL PERSONAL, PERO DE PREFERENCIA DESDE EL INICIO DE LA EXCAVACIÓN, DEBERÁN INSTALARSE ESCALERAS DE CARACOL O DE TRAMOS INCLINADOS Y ÚNICAMENTE EL ÚLTIMO TRAMO, (NO MAYOR DE 6 MTS.), SE HARÁ CON ESCALERA MARINA.

1.1.1.1.B PROSECUCCIÓN DE LA EXCAVACIÓN DE 25-30 MTS. HASTA EL FONDO.

PARA ESTA ETAPA, EL CICLO DE TRABAJO QUE SE MENCIONÓ BREVEMENTE EN LA ETAPA ANTERIOR, ES EL MISMO, PERO PARA LA REZAGA DEBERÁN HACERSE INSTALACIONES PARA LA CARGA Y MANTEO ADECUADO A LA PROFUNDIDAD DEL PROYECTO. PARA LAS OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL, ESTAS PROFUNDIDADES SERÁN DEL ORDEN DE 150-200 MTS.

LAS INSTALACIONES MENCIONADAS INCLUYEN:

- A).- UNA TORRE O ESTRUCTURA METÁLICA O DE MADERA, TRATADA, EN DONDE QUEDAN INSTALADA LA POLEA O POLEAS PARA EL CABLE DEL MALACATE DE TAMBOR SIMPLE Y DEL QUE PENDERÁ EL BOTE DE REZAGA ADECUADO. EL BOTE O "SKIP", EN ESTE CASO YA NO BAJA LIBREMENTE, SINO CON GUÍAS DE CABLE, SUJETAS EN LA TORRE Y A CIERTA ALTURA SOBRE EL PISO QUE SE EXCAVA, PARA QUE NO SE DAÑEN LAS MÉNSULAS DE SOPORTE CON LAS VOLADURAS.

DE ESTAS MÉNSULAS AL PISO, EL BOTE BAJA LIBRE (10 MTS.). POR OTRA PARTE, DEBERÁ CONTARSE CON UNA ESTRUCTURA O MARCO DE GUÍA, PARA EVITAR LA ROTACIÓN DEL BOTE CUANDO ÉSTE BAJE O SUBA. EN LA SUPERFICIE, EL VACIADO SE HACE A TRAVÉS DE UN CANALÓN ABATIBLE A UNA TOLVA CON COMPUERTAS PARA CARGAR DIRECTAMENTE A CAMIONES. ES RECOMENDABLE QUE CUANDO EL BOTE VACÍE, EL BROCAL DE LA LUMBRERA SE CIERRE CON UNA TAPA DE MADERA CON ESTRUCTURA METÁLICA, TAMBIÉN ABATIBLE, PARA DAR PASO CUANDO EL BOTE SALE Y REGRESA VACÍO.

- B).- UNA TOLVA DE RECEPCIÓN DE MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN, EQUIPADA CON UNA CRIBA DE RIELES, PARA SEPARAR EL MATERIAL GRUESO ALMACENADO, QUE DESCARGA HACIA EL FRENTE DE LA TOLVA POR MEDIO DE UNA COMPUERTA OPERADA NEUMÁTICAMENTE. EL MATERIAL DELGADO ALMACENADO EN LA TOLVA, PROPIAMENTE, (ES EL MAYOR PORCENTAJE DE SU CAPACIDAD) SE DESCARGA TAMBIÉN CON UNA COMPUERTA OPERADA NEUMÁTICAMENTE. LA DESCARGA EN AMBOS CASOS SE HACE DIRECTAMENTE A CAMIONES DE VOLTEO.

c).- INSTALACIONES COMUNES A LA PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA.

- 1.- PLANTA DE AIRE COMPRIMIDO A 100 LBS/PULG. 2, INCLUYENDO COMPRESORES, RECIPIENTES Y TUBERÍAS DE CONDUCCIÓN, DEBIDAMENTE SECCIONADAS Y DE DIÁMETRO ADECUADO.
- 2.- ALMACENAMIENTO O ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA BARRENACIÓN, TUBERÍA DE CONDUCCIÓN DEBIDAMENTE SECCIONADA, CON UNA PRESIÓN DE 40 LBS/PULG.2, Y DE DIÁMETRO ADECUADO.
- 3.- LÍNEAS ELÉCTRICAS DE ALUMBRADO, DEBIDAMENTE IDENTIFICADAS, ASÍ COMO LOS ACCESORIOS DE SOCKETS Y FOCOS, PARA LÍNEAS DE ALUMBRADO ADECUADO EN EL TRAMO EXCAVADO, ASÍ COMO EN LA ZONA DE TRABAJO DE CALIBRE ADECUADO.
- 4.- LÍNEAS ELÉCTRICAS DE CORRIENTE TRIFÁSICA, PARA EQUIPO DE BOMBEO Y VENTILACIÓN EN GENERAL PARA MOTORES DE CORRIENTE ALTERNA, DE CALIBRE ADECUADO 2300V/440V/220V.
- 5.- LÍNEA DE TUBERÍA DE VENTILACIÓN DEBIDAMENTE ACOPLADA PARA EVITAR FUGAS EN LA MISMA, DE DIÁMETRO ADECUADO.
- 6.- ESCALERAS DE EMERGENCIA (CARACOL O INCLINADA), ÚNICAMENTE DEBERÁ HABER UN TRAMO DE 6.00 MTS. DE ESCALERA MARINA, PARA LLEGAR A LA ZONA PROPIAMENTE DE TRABAJO.

EL PROCEDIMIENTO GENERAL DESCRITO, HACIA ABAJO (CONVENCIONAL), TENDRÁ VARIANTES EN SU ATAQUE, DE ACUERDO CON EL EQUIPO DE BARRENACIÓN Y REZAGA QUE SE OCUPE, DEPENDIENDO DESDE LUEGO, DEL PROGRAMA DE EJECUCION DE UNA OBRA DE ESTE TIPO, VALOR DE LA OBRA, DIMENSIONES, TANTO EN SECCION COMO EN PROFUNDIDAD.

OBRA, DIMENSIONES, TÁNTO EN SECCION COMO EN PROFUNDIDAD.

NOTA:

INDICAR EL PROCESO DE BARRENACIÓN CON PERFORADORA PARA GRAN PROFUNDIDAD Y SISTEMA DE CARGA DE EXPLOSIVOS. INDICAR EL PROCESO DE BARRENACIÓN CON PERFORADORA DE ORUGA A 12-15 MTS. DE PROFUNDIDAD Y SISTEMA DE CARGA DE EXPLOSIVOS. MENCIONAR QUÉ TIPO DE EXPLOSIVOS Y ARTIFICIOS SE USAN Y PROCEDIMIENTOS DE CARGA (CONVENCIONAL Y CON AUXILIO DE AIRE COMPRIMIDO).

CONVENCIONAL

PERFORADORA DE PISO O PERFORADORA SOBRE ORUGAS (SISTEMA).
 REZAGADO A MANO CON PALA.
 REZAGADO A MÁQUINA CON CARGADOR NEUMÁTICO SOBRE ORUGAS (EIMCÓ 630,632).

CRYDERMAN

PERFORADORA DE PISO.
 PERFORADORAS AUTOMÁTICAS (4) MONTADAS - ESPECIALMENTE, O DE GIRO.
 BRAZO O BRAZOS HIDRÁULICOS TIPO EXCAVADOR PARA CARGA DE BOTE O BOTES (CARACTERÍSTICAS CRYDERMAN), MONTADAS BAJO UNA PLATAFORMA DE OPERACIÓN O EN LAS PAREDES DE LA LUMBRERA.

RYDELL

PERFORADORAS MONTADAS (DRIFTERS O DE GIRO).
 PERFORADORAS SOBRE ORUGAS (TRACK DRILL O AIR TRACK).
 REZAGADO CON ALMEJA MONTADA CON MALACATE Y MONORIEL (CARACTERÍSTICA RYDELL)

PERFORADORAS
 INTEGRALES

PERFORADORAS DE GRAN DIÁMETRO WIRTH, ROBBINS, (BANQUEO), CUANDO HAY ACCESO POR EL FONDO.

1.1.1.2. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE ABAJO HACIA ARRIBA.

SE CONSIDERAN DOS TIPOS DE EXCAVACIÓN EN ESTE PROCEDIMIENTO:

1.1.1.2.A. CUANDO LA EXCAVACIÓN HACIA ARRIBA (CONTRAPOZO,) ES LA FASE INICIAL DEL PROCEDIMIENTO, ES DECIR, SE EXCAVA UNA LUMBRERA CUYA SECCIÓN QUEDA DENTRO DE LA SECCIÓN DEFINITIVA. AL LLEGAR ESTE CONTRAPOZO A LA SUPERFICIE, SE INICIA EL BANQUEO DE ARRIBA HACIA ABAJO, TANTO EL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN EN CONTRAPOZO, COMO DEL BANQUEO, SE RECOGEN EN LA PARTE INFERIOR DE LA LUMBRERA EN EL PISO DEL TÚNEL O BIEN UN UNA TOLVA, DE DONDE SE CARGA A CAMIONES -- QUE TRANSPORTARÁN ESTE PRODUCTO AL EXTERIOR, (CASO DE CÁSA DE MÁQUINAS SUBTERRÁNEAS O DESARROLLOS MINEROS).

EN LOS DOS TIPOS DE EXCAVACIÓN HACIA ARRIBA, 1.1.1.2.A., Y 1.1.1.2.B., EXISTEN DOS PROCEDIMIENTOS GENERALES QUE SON:

- A) CONVENCIONAL CLÁSICO
- B) MECANIZADO

EN ESTE CASO, TAMBIÉN DEBERÁ TOMARSE EN CUENTA EL PROGRAMÁ, COSTOS, ETC., PARA LA ELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO.

A).- CONVENCIONAL CLÁSICO:

DESDE LUEGO SE HACE OTRA VEZ HINCAPIÉ, EN QUE DEBE HABER ACCESO A LA BASE DE LA LUMBRERA. EN ESTE CASO, LA SECCIÓN DEL CONTRA

POZO (COMO DIMENSIONES DEFINITIVAS O COMO PRIMERA ETAPA, SEGÚN EL CASO), SE DIVIDE EN DOS SECCIONES:

A-1 SECCIÓN DE ACCESO E INSTALACIONES.

NORMALMENTE ES DE UN ÁREA IGUAL A LA MITAD DE LA SECCIÓN DEL CONTRAPOZO. POR ESTA SECCIÓN SE SUBIRÁN LAS INSTALACIONES DE AIRE COMPRIMIDO, AGUA, VENTILACIÓN, CORRIENTE ELÉCTRICA (MONOFÁSICA Y TRIFÁSICA), ACCESO DE PERSONAL A TRAVÉS DE UNA JAULA QUE ES IZADA POR MEDIO DE UN MALACATE, Y UN JUEGO DE POLEAS. CON ESTA JAULA TAMBIÉN SE SUBEN LOS MATERIALES QUE SE UTILIZAN PARA IR FORMANDO LAS DOS SECCIONES QUE SE INDICARON.

A-2 SECCIÓN DE ALMACENAMIENTO Y REZAGA.

ESTA SECCIÓN ESTÁ FORMADA POR LA DIVISIÓN ENTRE LAS DOS SECCIONES Y LA PARED ROCOSA. ESTA SECCIÓN COMUNICA EN LA PARTE BAJA, CON EL ACCESO, DE TAL MANERA QUE POR ELLA BAJA EL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN.

EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN ES COMO SIGUE, (CONSIDERANDO UNA ETAPA YA INICIADO EL CONTRAPOZO):

LA EXCAVACIÓN, EN LA PARTE SUPERIOR, TIENE UNA SECCIÓN IGUAL A LA DE TODO EL CONTRAPOZO, PERO AL EJECUTAR LA VOLADURA, LA SECCIÓN DE ACCESO QUEDA TAPONADA PROVISIONALMENTE, DE TAL MANERA QUE, HABIENDO EXTRAÍDO ALGO DE MATERIAL DE LA SECCIÓN DE ALMACENAMIENTO, EXISTA UN VOLÚMEN VACÍO PARA RECIBIR EL PRODUCTO DE LA VOLADURA. EL TA

PÓN SE COLOCA INCLINADO HACIA ESA SECCION, PARA FACILITAR LA CAÍDA DEL MATERIAL A ÉSA Y EVITAR QUE SE DESTRUYA. DESPUÉS DE EJECUTADA LA VOLADURA, DEBERÁ EXTRAERSE UN VOLUMEN CALCULADO EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD BARRENADA, LA SECCIÓN DEL CONTRAPOZO Y EL COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO ADECUADO. SI SE EXTRAE UN VOLUMEN MAYOR QUE EL CÁLCULO Y NO SE TIENE CUIDADO DE INSPECCIONAR LA PARTE SUPERIOR, SE CORRE EL PELIGRO DE QUE EL MATERIAL SE "ENCAMPANE", SIENDO ESTO SU MAMENTE PELIGROSO.

UNA VEZ EXTRAÍDO ESTE VOLUMEN, SE REMUEVE EL TAPÓN, SUBIENDO ENTONCES EL PERSONAL Y MATERIALES PARA FORMAR LA SIGUIENTE DOBLE SECCIÓN. NORMALMENTE, TRATÁNDOSE DE UNA OBRA PROVISIONAL, SE USA PARA FORMAR ESTA DIVISIÓN Y EL FORRO DE LA MISMA, MADERA COMÚN CON ESCUADRAS DE 8" X 8" PARA LAS PIEZAS DEL MARCO, Y 2" X 8" O 10" PARA EL FORRO.

DEBE HACERSE EN ESTA PARTE UN CROQUIS DEL CONJUNTO Y DESPUÉS UNA SERIE DE ESQUEMAS, INDICANDO EL PROCESO MENCIONADO DE CONSTRUCCIÓN. POR OTRA PARTE, DEBEN CITARSE LOS PROCEDIMIENTOS.

SECCIÓN SIMPLE

- PERFORADORAS DE ESPIGA (STOPERS)
- A) CONVENCIONAL JAULA IZABLE A TRAVÉS DE UNA PERFORADORA PARA PASAR CABLE DEL MALACATE.
- ALIMAK - SECCIÓN SIMPLE

B) MECANIZADO

PERFORADORAS CON BROCAS ESPECIALES PARA BARRENO PILOTO, Y POSTERIOR AMPLIACIÓN CON BROCA DE GRAN DIÁMETRO.

PERFORADORA CON BROCA DE GRAN DIÁMETRO.

PERFORADORA CON BROCA TIPO SIERRA O BARRIL.

CON ESTE SISTEMA (ENTENDIÉNDOSE QUE HAY ACCESO POR EL FONDO), SE PERFORARÁ UN BARRENO PILOTO DESDE LA SUPERFICIE, CON UNA PERFORADORA ESPECIAL. UNA VEZ COMUNICADA ESTA PERFORACIÓN EN LA PARTE INFERIOR, SE MONTARÁ LA BROCA O CONJUNTOS DE BROCAS O CORTADORES MONTADOS SOBRE UNA RUEDA GIRATORIA. EN ESTAS CONDICIONES, SE IRÁ RECORTANDO LA BARRA O EJE DE GIRO DESDE LA SUPERFICIE. EN ESTE CASO, EL BARRENO PILOTO SIRVE PARA DAR PASO A LA BARRA DE GIRO EXCLUSIVAMENTE.

SI SE HACE LA PERFORACION DE ESTE BARRENO O LUMBRERA PILOTO DE MAYOR TAMANO, ENTONCES LA PERFORADORA PRINCIPAL AVANZARÁ AUTOSOPORTÁNDOSE EN LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN TERMINADA Y LA REZAGA CAERÁ AL FONDO DE LA EXCAVACIÓN, A TRAVÉS DE LA LUMBRERA PILOTO.

1.1.2

REVESTIMIENTO DE CONCRETO:

EL REVESTIMIENTO DE CONCRETO PUEDE SER:

- 1.- CONCRETO SIMPLE
- 2.- CONCRETO REFORZADO
- 3.- CONCRETO LANZADO

DENTRO DE LAS TRES CATEGORÍAS, EL PROCEDIMIENTO DE REVESTIMIENTO PUEDE SER:

- 1.1.2.A. DE ARRIBA HACIA ABAJO.
- 1.1.2.B. DE ABAJO HACIA ARRIBA.

1.1.2.A. DE ARRIBA HACIA ABAJO.

ESTE PROCEDIMIENTO SE UTILIZA, CUANDO EL TERRENO ES INESTABLE O INTEMPERIZABLE A CORTO PLAZO. EN ESTE CASO, SE USARÁN TABLEROS DE MADERA O DE LÁMINA, CONVENCIONALES, PARA QUE EL CONCRETO -- DESPUES DE 2 - 3 CICLOS DE EXCAVACIÓN, SE PROCEDA UN CICLO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO SIMPLE O REFORZADO. EL PROCEDIMIENTO DE PROTECCIÓN -- PRIMARIO DE LA EXCAVACIÓN, SERÁ DE ADEME METÁLICO, PERNOS DE ANCLAJE O SOPORTE, Y CONCRETO LANZADO PRIMARIO.

1.1.2.B. DE ABAJO HACIA ARRIBA.

NORMALMENTE ESTE PROCEDIMIENTO SE UTILIZA CUANDO LA LUMBRERA HA SIDO EXCAVADA EN BUEN TERRENO (CON O SIN PROTECCIÓN) EN TODA SU PROFUNDIDAD Y NORMALMENTE SE HACE CON CIMBRA DESLIZANTE, (SIMPLE O REFORZADA). ESTE TIPO DE CIMBRA PUEDE -- UTILIZARSE AUN EN EL CASO (A) ANTES DE QUE LA LUMBRERA QUEDE TOTALMENTE TERMINADA EN EXCAVACIÓN, ES DECIR, SI SE EXCAVA UN TRAMO DE 50 M., SE PUEDE DECIDIR EN REVESTIR ESTE TRAMO CON CIMBRA DESLIZANTE, PARA DESPUÉS PROSEGUIR CON LA EXCAVACIÓN, HASTA COMPLETAR OTRO TRAMO DE 50 M. INMEDIATAMENTE DESPUÉS, SE REVISTE CON LA CIMBRA DESLIZANTE HACIA ARRIBA A LIGAR CON EL TRAMO ANTERIOR Y ASÍ SUCESIVAMENTE.

NO SE AMPLIARÁ MAS SOBRE EL REVESTIMIENTO DE -- CONCRETO EN LUMBRERAS, YA QUE EL PRINCIPAL TEMA ES LA EXCAVACIÓN.

NO ÚNICAMENTE EL PROCESO DE CIMBRA DESLIZANTE -- ES EL USADO PARA EL REVESTIMIENTO DE CONCRETO --

DE LUMBRERAS, SINO QUE TAMBIEN SE USA EL SISTEMA DE CIMBRA AUTOAVANZANTE, COMO LA QUE SE USÓ EN APULCO, PUE., O BIEN EN CASO DE LUMBRERAS -- QUE USARON CIMBRA Y RELLENADO AL DERREDOR CON -- GRAVA GRADUADA. POSTERIORMENTE Y A MEDIDA QUE SE VAN COLOCANDO LOS TRAMOS DE TUBERÍA, SE IN-- YECTA EL MORTERO A TRAVÉS DE ÉSTA, FORMANDO LO QUE SE LLAMA PREPAKT Y COLCRETE.

1.2.- PROBLEMAS DURANTE LA EXCAVACIÓN:

ESTOS SE PUEDEN CLASIFICAR EN GENERAL, EN:

1.2.1. PROBLEMAS COMUNES.

SON TODOS LOS QUE SE RELACIONAN ÍNTIMAMENTE CON EL CICLO DE TRABAJOS Y QUE DEBEN CONTEMPLAR CON:

- A) CANTIDAD DE TRABAJO
- B) CALIDAD DEL TRABAJO
- C) COSTO DEL TRABAJO
- D) MANTENIMIENTO DEL EQUIPO
- E) SEGURIDAD DEL TRABAJO.

ESTOS PROBLEMAS COMUNES, COMO TODO PROBLEMA REPRESENTAN EN UNO O VARIOS DE LOS CONCEPTOS CITADOS, DANDO LUGAR A UNA ELEVACIÓN EN LOS COSTOS.

LA FORMA MÁS CONVENIENTE DE CONTROLAR ESTE TIPO DE PROBLEMAS, ES CON UN CONTROL MUY RÍGIDO DE -- LOS TIEMPOS APROVECHADOS Y LOS TIEMPOS PERDIDOS EN CADA CICLO O DURANTE EL DIA, EN BASE A LOS -- TIEMPOS ELEMENTALES TEÓRICOS O BIEN ÉSTOS, MAS 20% O 30%. SIN ESTE CONTROL, NUNCA PODRÁ EL SU -- PERINTENDENTE DETECTAR CUÁLES SON LAS CAUSAS --

DEL TIEMPO PERDIDO QUE AFECTA AL TRABAJO.

SON TAMBIÉN LOS QUE SE RELACIONAN CON EL TIPO DE ROCA O FORMACIÓN ROCOSA POR LA QUE ATRAVIESA LA EXCAVACIÓN, Y SON LAS MAS COMUNES. ESTA CONDICIÓN TRAE CONSIGO LA NECESIDAD DE PROTEGERLA CON ALGUNO DE LOS SIGUIENTES PROCEDIMIENTOS:

1.2.1.1. ADEME (SERÁN DE MADERA O METÁLICOS):

AUNQUE GENÉRICAMENTE ESTE ADEME, QUIERO DECIR, - CUALQUIER TIPO DE PROTECCIÓN QUE SE HAGA A LA EXCAVACIÓN, EN ESTE CASO PARTICULAR, SE REFIERE A LA PROTECCIÓN DE ÉSTA POR MEDIO DE ELEMENTOS DE MADERA O FIERRO ESTRUCTURAL EN FORMA DE SEGMENTOS QUE SE APEGAN EN LO POSIBLE AL PERÍMETRO DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN, SEPARADOS ENTRE SÍ UNA DISTANCIA CONVENIENTE DE ACUERDO CON LA ESCUANDRÍA DE LA MADERA O FIERRO ESTRUCTURAL QUE SE -- USA PARA FORMAR EL ADEME Y DE ACUERDO CON ALGUNA ESTIMACIÓN DE CARGAS QUE ACTÚEN SOBRE ÉSTOS. EN EL CASO DE UTILIZARSE FIERRO ESTRUCTURAL, SE ELIMINA EL NÚMERO DE SEGMENTOS, USANDO ELEMENTOS ROLADOS DE TAL MANERA QUE SE REDUCE EL NÚMERO DE - PIEZAS Y SE FACILITA SU COLOCACIÓN. EN AMBOS CASOS (MADERA O FIERRO), ESTOS ELEMENTOS DE PROTECCIÓN SE LLAMAN MARCOS. ÉSTOS MARCOS FORMARÁN EL ADEME DEFINITIVO O TEMPORAL SEGÚN SE REQUIERA Y COMO PARTE DE LA EXCAVACIÓN, DEBEN QUEDAR EN LÍNEA Y NIVEL DE ACUERDO CON EL PROYECTO. EN EL - CASO ESPECÍFICO DE LAS LUMBRERAS, ESTOS MARCOS - SE COLOCAN AL TERMINAR LA LIMPIA DE LA EXCAVACIÓN Y ANTES DE INICIAR LA BARRENACIÓN SIGUIENTE, DE - TAL MANERA QUE QUEDEN APOYADAS SOBRE EL PISO, FACILITÁNDOSE SU COLOCACIÓN. ÉL ESPACIO ENTRE LA - PARTE INTERIOR DEL MARCO Y EL TERRENO NATURAL (QUE

DE NINGUNA MANERA QUEDA REGULAR) SE RETACA CON MADERA FORMANDO "HUACALES", QUE TRANSMITEN LAS CARGAS AL MARCO Y QUE SON FIJADOS FIRMEMENTE -- CON CUÑAS DE MADERA. ESTE RETAQUE NUNCA DEBE FIJARSE CON CLAVOS. EN EL CASO DEL ADEME DE + MADERA, LOS SEGMENTOS SI SE LIGAN ENTRE SÍ, NO HAY OTRO MODO DE HACERLO. EN EL CASO DE LOS MARCOS METÁLICOS, LA LIGA DE LOS SEGMENTOS SE HACE TORNILLOS, COMPLETÁNDOSE, SI ES NECESARIO CON SOLDADURA.

AL INICIAR UN ADEME DE ESTE TIPO, EN UNA LUM-- BRERA, DEBERÁ COLOCARSE UN MARCO FIJO FIRME-- MENTE (DE ACERO O DE CONCRETO) Y DEL CUAL SE -- LIGAN LOS MARCOS SIGUIENTES HACIA ABAJO, INDE-- PENDIENTEMENTE DE QUE QUEDEN FIJOS CON ANCLAS_ DE FIERRO O SIMPLEMENTE FIJADOS POR PRESIÓN -- DEL RETAQUE Y CUÑAS DE MADERA. ESTOS MARCOS -- PRINCIPALES SE LES DÁ EL NOMBRE DE "MARCOS MA-- DRINA". NORMALMENTE CADA 10-20 MTS., SE COLO-- CA O CONSTRUYE UN MARCO DE ÉSTOS, DE TAL MANE-- RA QUE EN UN MOMENTO DADO Y A DETERMINADA PRO-- FUNDIDAD, NO TODO EL ADEME QUEDE SUSPENDIDO DEL PRIMER MARCO MADRINA.

1.2.1.2. PERNOS DE ANCLAJE:

ÉSTOS ELEMENTOS DE PROTECCIÓN, CONSISTEN EN GE-- NERAL, EN UNA VARILLA DE FIERRO LISO O CORRUGA-- DO Y QUE POR LO REGULAR SE HACE TRABAJAR A TEN-- SIÓN, QUEDANDO FIJAS EN UN EXTREMO DENTRO DE -- LA MASA DE ROCA O A TRAVÉS DE UN BARRENO PERFO-- RADO PREVIAMENTE, DE LONGITUD Y DIÁMETRO ADE-- CUADOS, Y EN DONDE ES POSIBLE APLICAR LA TEN-- SIÓN A BASE DE UN PAR ADECUADO (LBS-PIES), POR MEDIO DE UNA LLAVE DE IMPACTO. O TORQUÍMETRO.

COLOCADOS ESTOS PERNOS PERIMETRALMENTE EN LA SECCIÓN Y DE LONGITUD ADECUADA A UNA SEPARACIÓN CONVENIENTE, PRODUCEN UN ARCO DE ROCA AUTOSOPORTANTE.

LOS PERNOS DE ANCLAJE SON DE DOS CLASES PRINCIPALES: (AUNQUE RECIENTEMENTE SE HAN DESARROLLADO DE OTROS TIPOS, PRINCIPALMENTE PARA TERRENOS SUAVES)

- 2.1. PERNOS DE EXPANSIÓN.
- 2.2. PERNOS DE FRICCIÓN O INYECTADOS.

EN UNA O EN OTRA CLASE, ES NECESARIO EFECTUAR PRUEBAS CUANDO NO SE TIENE EXPERIENCIA, AUNQUE A VECES ES EVIDENTE EL USO DE UNOS U OTROS.

- 2.1. PERNOS DE EXPANSIÓN:

ESTOS A SU VEZ SE DIVIDEN EN EL TIPO COMÚN QUE SE PUEDE FABRICAR EN OBRA Y QUE ES EL DE CUÑA, Y EL OTRO TIPO YA GENERALIZADO DE FABRICACIÓN ESPECIAL Y QUE ES EL DE CONCHA DE EXPANSIÓN. DESCRIBIR EN ESTA PARTE UNOS Y OTROS, INDICANDO SU USO Y VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

- 2.2. PERNOS DE FRICCIÓN O INYECCIÓN:

ESTOS PUEDEN SER DESDE SIMPLES VARILLAS CORRUGADAS CON LONGITUDES ENTRE 2.00-3.00 M., INTRODUCIDAS EN UN BARRENO PERFORADO EN LA ROCA Y QUE PROVISIONALMENTE HA SIDO LLENADO CON MORTERO FRESCO. EL PATRÓN DE COLOCACIÓN ES EL MISMO QUE EN LOS PERNOS DE EXPANSIÓN (TIPO SN). UNA VARIANTE DE ESTE TIPO, ES EL TIPO PERFO. EL OTRO TIPO DE PERNOS DE FRICCIÓN ES EL QUE ES UN PERNO DE EXPANSIÓN, QUE SE COMPLEMENTA CON UNA INYECCIÓN DE MORTERO. EN ESTE CASO,

PERFORANDO EL BARRENO EN DIÁMETRO Y LONGITUD ADECUADAS, SE INTRODUCE EL PERNO QUE LLEVA UN TRAMO DE MANGUERA DE PVC DE IGUAL LONGITUD QUE EL PERNO MISMO Y POR EL QUE SE INYECTA EL MORTERO. LA MANGUERA SIRVE DE RESPIRADERO PARA EVITAR QUE QUEDE AIRE ATRAPADO Y NO SE LLENE EL BARRENO CORRECTAMENTE AHOGANDO TODA EL ANCLA. (EN ALGUNAS OCASIONES, NO SE DEBE LLENAR MAS QUE CIERTA LONGITUD -- DEL BARRENO COMO EN PERNOS DE ANCLAJE MUY LARGOS). OTRO TIPO MAS SOFISTICADO, ES EN EL QUE LA MANGUERA SIRVE PARA HACER LA INYECCIÓN, TAPONÁNDOSE LA BOCA DEL BARRENO. LA MANGUERA CORTA DE PVC, SIRVE DE RESPIRADERO. UNA VEZ FRAGUADO EL MORTERO, COLoca LA PLACA, TUERCA Y RONDANA ESFÉRICA, Y SE TOMA EL PERNO, DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DEDUCIDAS DE LAS PRUEBAS PREVIAS. EN LOS DOS CASOS DE ANCLAJES (A) Y/O (B), SE PUEDEN LIGAR ESTOS CON MALLA "CICLÓN", O BIEN CON TRAMOS DE SOLERA DE FINO DE 4"-6" x 1/4". EL DIÁMETRO DE LOS PERNOS, SERÁ DE ACUERDO A LAS NECESIDADES Y EL MATERIAL O FIERRO, SERÁ DE ALTA RESISTENCIA O RESISTENCIA NORMAL (4400 kg/cm² o 2200 kg/cm²). ESTE SISTEMA DE PROTECCIÓN DE LA EXCAVACION, SE COMPLEMENTA TAMBIÉN CON CONCRETO LANZADO.

1.2.1.3.

CONCRETO LANZADO:

EL CONCRETO LANZADO COMO PROTECCIÓN DE LA EXCAVACIÓN, EN LA ACTUALIDAD ES UN ELEMENTO DE SUMA IMPORTANCIA EN TODO TIPO DE EXCAVACIONES, EN DONDE, ADEMÁS DE ELEMENTO DE SOPORTE, SIRVE DE ELEMENTO CONTRA EL INTEMPERISMO.

COMO SU NOMBRE LO INDICA, ES UN CONCRETO QUE SE COLOCA CON EL MISMO PRINCIPIO DE LA "GUNITA", - UNICAMENTE QUE ADEMÁS DE LA ARENA, SE USA GRAVA QUE PUEDE SER HASTA DE 1/2", ES DECIR, EL CEMENTO, LA ARENA Y LA GRAVA, CONVENIENTEMENTE DOSIFICADAS Y MEZCLADAS EN SECO Y COLOCADAS EN LA MÁQUINA LANZADORA, SON PROYECTADAS POR ÉSTA NEUMÁTICAMENTE A TRAVÉS DE UNA MANGUERA DE ALTA -- PRESIÓN Y RESISTENCIA AL DESGASTE, EN CUYO EX-- TREMO HAY COLOCADA UNA BOQUILLA (CHIFLÓN) EN -- DONDE SE AGREGA EL AGUA EN CANTIDAD ADECUADA, - PARA QUE DE ACUERDO CON LA POSICIÓN EN QUE SE COLOCA, TENGA EL CONCRETO TERMINADO LA CARACTE-- RÍSTICA DE TENER LA RESISTENCIA DESEADA, CON EL MÍNIMO DE REBOTE (NORMALMENTE ESTE REBOTE ES -- DEL ORDEN DE 25%-50%). CON OBJETO DE DISMINUIR ÉSTE Y ADEMÁS LOGRAR LA CONDICIÓN DE FRAGUADO - RÁPIDO, SE UTILIZAN ADITIVOS ACELERANTES, YA SEA EN FORMA DE POLVO O BIEN EN FORMA LÍQUIDA. LA - DOSIFICACIÓN SE HACE EN FUNCIÓN DEL PESO DEL CEMENTO UTILIZADO (2%-4%).

1.2.1.4.

BOMBEO:

NORMALMENTE Y SIEMPRE ES DE ESPERARSE, EXISTEN - PROBLEMAS DE MANEJO DE AGUA DE FILTRACIONES EN - LAS EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, PERO SE INTENSIFI - CAN MAS, CUANDO SE TRATA DE UNA LUMBRERA, POR LA CONDICIÓN DEL AREA TAN REDUCIDA DE TRABAJO Y QUE UNA APORTACIÓN DE AGUA, POR PEQUEÑA QUE SEA, NO TIENE OTRA SALIDA QUE NO SEA A BASE DE BOMBEO. - ES POR ESTA RAZÓN, QUE PARA PREVENIR ESTE TIPO - DE PROBLEMAS, DEBERÁN HACERSE LOS SONDEOS NECESA - RIOS PARA OBTENER UN PERFIL ESTRATIGRÁFICO, PRUE - BAS DE PERMEABILIDAD, FLUJO DE AGUA, DETERMINACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO, ETC. CON OBJETO DE PLANEAR Y

DECIDIR EL PROCEDIMIENTO DE ATAQUE Y EN ESPECIAL SI QUEDAN DETERMINADOS O PREVISTOS PROBLEMAS CON MANEJO DEL AGUA. NORMALMENTE SE EXCAVARÁ SIN -- PROBLEMAS DE ESTA ÍNDOLE HASTA EL NIVEL FREÁTICO. DE ESTE NIVEL EN ADELANTE, SI NO SE HAN PREVISTO ESTOS PROBLEMAS, LA EXCAVACIÓN PUEDE RETERDARSE CONSIDERABLEMENTE.

SI LAS APORTACIONES NO SON TAN IMPORTANTES, PUE- DEN MANEJARSE ÉSTAS A BASE DE BOMBAS CENTRÍFUGAS EN TRASPALCO O BOMBAS DE POZO PROFUNDO ENCAMISA- DAS, PARA FORMAR UN CÁRCAMO ARTIFICIAL O BIEN A UN CÁRCAMO EXCAVADO EN LA ROCA. EL SISTEMA DEBE RA SIEMPRE SER DOBLE, SIN CONSIDERAR RESERVA (DE BE HABER SIEMPRE COMO MÍNIMO, UN SISTEMA DE RESERVA), CON OBJETO DE QUE, A MEDIDA QUE SE PROFUNDI ZA LA EXCAVACIÓN, SE PUEDEN EFECTUAR LAS MANIO-- BRAS DE ADICIONAR TUBERÍAS Y ACCESORIOS A LAS -- BOMBAS DE POZO PROFUNDO. SE PUEDE CONSIDERAR QUE CON ESTE SISTEMA SE PUEDEN MANEJAR SIN GRANDES -- PROBLEMAS, HASTA UNOS 140 L.P.S. UN CAUDAL MAYOR QUE ÉSTE, CAUSA SERIOS PROBLEMAS, QUE REQUIEREN - DE TRATAMIENTOS ESPECIALES.

1.2.2. PROBLEMAS ESPECIALES.

1.2.2.1. TERRENOS INESTABLES:

SE RESUELVEN NORMALMENTE A BASE DEL ADEME EN GENE RAL O TIPO DE PROTECCIÓN INDICADO EN (3.D.1.) (PRO BLEMAS COMUNES).

1.2.2.2. EXCESO DE AGUA:

LA ÚNICA FORMA ES CON INSTALACIONES ESPECIALES DE BOMBEO Y EL EQUIPO NECESARIO AL 100%, MAS TODO DEL

QUE SE PUEDA DISPONER, Y AUN ASÍ, SE PIENSA QUE NO ES ECONÓMICO TRATAR ESTE PROBLEMA ÚNICAMENTE A BASE DE BOMBEO DANDO LUGAR A LOS TRATAMIENTOS.

1.2.2.3. TRATAMIENTOS:

ESTOS SON PROCESOS ESPECIALES CUANDO LAS CONDICIONES CITADAS EN 3.D.2.1. Y 3.D.2.2., RESULTAN CRÍTICAS, ES DECIR, FUERA DEL CONTROL NORMAL DE LOS PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN Y QUE GENERALMENTE SE RESUELVEN DEJANDO ESTOS PROCESOS A FIRMAS ESPECIALIZADAS EN ESTOS TRATAMIENTOS, TANTO POR EL EQUIPO COMO POR EL PERSONAL CON MUCHA EXPERIENCIA QUE SE REQUIERE, PUES DE OTRA MANERA LOS RESULTADOS SON TOTALMENTE DESFAVORABLES. -- ESTOS TRATAMIENTOS, EN GENERAL, SON MUY COSTOSOS Y REQUIEREN MUCHO TIEMPO..

1.2.2.3.A INYECCIONES:

A.1. INYECCIONES PREVIAS A LA EXCAVACIÓN:

SE HACE MENCIÓN ÚNICAMENTE DE QUE LA DISPOSICIÓN DE LOS POZOS DE INYECCIÓN ES SEMEJANTE A LA DEL ABATIMIENTO, Y TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LOS PERFILES ESTRATIGRÁFICOS, SE HARÁN UNO O DOS ANILLOS PERIMETRALES CONCÉNTRICOS CON LA LUMBRERA. LA TÉCNICA NORMALMENTE USADA, ES LA DE TUBOS DE MANGUITO (SOLETANGE). EL PROCESO ES ESPECIALIZADO Y POR TANTO, COMO QUEDÓ INDICADO, DEBE SER EFECTUADO POR FIRMAS ESPECIALIZADAS.

A.2. INYECCIONES DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN:

ESTE PROCESO PUEDE SER SIMPLE O ESPECIALIZADO, - DEPENDIENDO DE LA PREDICCIÓN CON RESPECTO A LAS

FILTRACIONES ESPERADAS O EN CUANTO A LA COMPETENCIA DE LA ROCA O MATERIAL QUE SE EXCAVARÁ. EN EL PRIMER CASO, LA INYECCIÓN LA PUEDE REALIZAR EL CONTRATISTA GENERAL, A BASE DE LECHADAS DE AGUA-CEMENTO, CON VISCOSIDAD APROPIADA Y CON EQUIPO MAS O MENOS CONVENCIONAL.

EN EL SEGUNDO CASO, LA INYECCIÓN SE HACE CON EL EQUIPO DE INYECCIÓN DESDE LA SUPERFICIE, CON UNA PLANTA DE FABRICACIÓN Y CONTROL DE MEZCLAS, MAS ELABORADA. LAS PERFORACIONES SE HACEN SIGUIENDO DIAGRAMAS PREVIAMENTE ELABORADOS Y EN MUCHOS CASOS, USANDO ADITIVOS (GELES, SILICATOS, ACELERANTES DE FRAGUADO, RETARDANTES, DISPENSORES, ETC.)

1.2.2.4. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO:

CONSISTE EN QUE, DE ACUERDO CON LOS SONDEOS, PERFIL ESTRATIGRÁFICO, PERMEABILIDAD, NIVEL FREÁTICO ETC., SE CONCLUYE QUE:

4.A. LA PERMEABILIDAD ES TAL, QUE SE PUEDE LOGRAR UN FLUJO DEL AGUA A TRAVÉS DEL MATERIAL POR EL QUE ATRAVIESA LA EXCAVACIÓN.

4.B. QUE CON LAS PRUEBAS DE BOMBEO QUE SE EFECTUEN, SE PUEDE DETERMINAR LA POSIBILIDAD DE ABATIMIENTO.

EN GENERAL, EL PROCEDIMIENTO CONSISTE EN LA PERFORACIÓN PREVIA DE UN MÍNIMO DE TRES POZOS PERIMETRALES FUERA DE LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN DE LA LUMBRERA, ES DECIR, DE 3 MTS., A 5 MTS., FUERA DEL PERÍMETRO DE ÉSTA. EL DIÁMETRO DE LOS POZOS SERÁ DE ACUERDO CON EL TAMAÑO DE LAS BOMBAS DE POZO PROFUNDO O SUMERGIBLES, QUE SE REQUIERAN: A SU VEZ, DE ACUERDO CON LOS CÁLCULOS PREVIOS DE CAPACIDAD DE

BOMBEO, DE ACUERDO CON LA PERMEABILIDAD DETERMINADA. LA POTENCIA DE LOS MOTORES ELÉCTRICOS, ESTARÁ DESDE LUEGO EN FUNCIÓN DE LA CARGA HIDROSTÁTICA Y EL CAUDAL DE BOMBEO. ES NECESARIO QUE EL BOMBEO SE INICIE HASTA QUE ESTE TODA LA INSTALACIÓN DE BOMBEO, PARA PODER EFECTUAR LA MEDICIÓN Y RECOLECCIÓN COMPLETA DE DATOS. ADEMÁS, ES NECESARIO, SI LA LUMBRERA NO SE REVISTE SUCESIVAMENTE, DE CONTAR CON ALGUNA FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA DE EMERGENCIA. CUANDO SE TOMA LA DECISIÓN DE ABATIR EL NIVEL FREÁTICO, ES PREFERIBLE QUE SE QUEDE UN POCO SOBRADO, EN CUANTO A CARGA HIDROSTÁTICA, POTENCIA DE MOTORES Y NÚMERO DE POZOS. LA DESCARGA DE LAS BOMBAS DEBE REGULARSE CON VÁLVULAS, DE TAL MANERA QUE LOS NIVELES PIEZOMÉTRICOS Y DINÁMICOS DENTRO DE LOS POZOS MISMOS O POZOS PIEZOMÉTRICOS SE CONSERVE EL MISMO Y POR DEBAJO DEL FONDO DEL MANTO PERMEABLE O BIEN POR DEBAJO DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN A LA LUMBRERA.

SI EXISTE ALGUNA APORTACIÓN POR EL INTERIOR DE LA LUMBRERA, ÉSTA SE MANEJARÁ CON EL SISTEMA CONVENCIONAL DE BOMBEO.

1.2.2.5. AIRE COMPRIMIDO.

CONSISTE EN FORMAR UNA CÁMARA CERRADA EN LA EXCAVACIÓN QUE TIENE ACCESO A TRAVÉS DE DOS CÁMARA, UNA PARA LA REZAGA Y OTRA PARA EL PERSONAL. LA PRESIÓN EN LA CÁMARA FORMADA ENTRE LA FRENTE DE EXCAVACIÓN Y LA MAMPARA EN DONDE SE INSTALAN LOS COMPARTIMIENTOS YA MENCIONADOS, PUEDE SER HASTA 25 LBS/PULG.2 - 30 LBS/PULG.2, PARA CASOS MUY ESPECIALES Y AL NIVEL DEL MAR, Y LOS TIEMPOS DE TRABAJO EFECTIVO SERÁN DEL ORDEN DE 4.00 HRS., Y

LA DESCOMPRESIÓN, DE OTRO TANTO. LAS PRESIONES PARA TRABAJO, EN QUE EL AIRE COMPRIMIDO ÚNICAMENTE SE USA COMO AUXILIAR DEL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO, NO EXCEDEN DE 10 LBS/PULG. 2-14 LBS/PULG.2, Y AUN ASÍ, LAS REGLAMENTACIONES DEBEN SER SUMAMENTE RÍGIDAS. EL PROBLEMA CLAVE CUANDO SE TRABAJA EN AIRE COMPRIMIDO, ES HACER QUE LOS REGLAMENTOS SE CUMPLAN Y QUE LAS INSTALACIONAS BÁSICAS Y AUXILIARES SEAN SIEMPRE DE PRIMER ORDEN. LAS CONSECUENCIAS DE NO CUMPLIR CON EL REGLAMENTO, TRAEN CONSIGO ENFERMEDADES - (BENDS) A LARGO PLAZO (NITRÓGENO EN LA SANGRE). ES MÁS FÁCIL LOGRAR EN SÍ, EL TRABAJO FÍSICO -- POR PARTE DEL PERSONAL, QUE HACER QUE SE CUMPLA EL REGLAMENTO. LA PRESIÓN NECESARIA, CUANDO SE TRABAJA BAJO CONDICIONES DE AIRE COMPRIMIDO, SE RÁ PARA CONTRARESTAR, PARCIAL O TOTALMENTE, INFILTRACIONES DE AGUA DENTRO DE LA EXCAVACIÓN. - EN LUMBRERAS, SE HACE TAMBIEN USO DE LA CAMPANA (CAISSON), PARA EFECTUAR LA EXCAVACION EN CIERTAS CONDICIONES MUY ESPECIALES (CASOS DE PILAS DE PUENTES, ETC.)

1.2.2.6.

CONGELACIÓN:

ESTE PROCESO CONSISTE EN QUE, DE ACUERDO CON EL PERFIL ESTRATIGRÁFICO, NIVEL FREÁTICO, FLUJO, - PERMEABILIDAD DEL TERRENO, ETC., QUE SE OBTIENEN DE LOS SONDEOS, SE HACE UNA SERIE DE BARREROS PERIMETRALES (SEMEJANTES AL PROCESO (A) Y - (B), EN LA QUE SE INTRODUCEN LOS BULBOS DE CONGELAMIENTO, SE CONECTAN A LA PLANTA DE NITRÓGENO O SAL MUERA, Y SE INICIA EL PROCESO DE ABATIMIENTO DE TEMPERATURA, DE TAL MANERA QUE SE LOGRA LA CONGELACIÓN EN UN CILINDRO DE UN ÁREA Y

UNA PROFUNDIDAD QUE PERMITE LA EXCAVACIÓN EN MATERIAL CONGELADO, DEJANDO UNA PARED TAMBIÉN CONGELADA Y QUE NO PERMITE EL PASO DEL AGUA. EL PROCESO DEBERÁ MANTENERSE DURANTE TODO EL TIEMPO QUE DURA LA EXCAVACIÓN Y REVESTIMIENTO DE LA LUMBRERA. EL PROCESO APARENTEMENTE RESULTA MUY COSTOSO Y NORMALMENTE SE ACEPTA COMO ÚLTIMA SOLUCIÓN A UN PROBLEMA DE AGUA EN UNA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA. MUCHAS VECES SE PREFIERE CORRER RIESGOS DEL ATAQUE CONVENCIONAL Y A LA LARGA RESULTA MAS COSTOSO Y MAS DILATADO QUE SI SE HUBIERA UTILIZADO EL PROCESO DE CONGELACIÓN.

1.3. EQUIPO BÁSICO:

SE HA ESTABLECIDO QUE EL PROCEDIMIENTO DE LA EXCAVACIÓN DE UNA LUMBRERA, PUEDE SER:

1.3.1. DE ARRIBA HACIA ABAJO (1.1.1.1.)

1.3.2. DE ABAJO HACIA ARRIBA (1.1.1.2.)

ADEMÁS DE QUE EN AMBOS CASOS CADA PROCEDIMIENTO TIENE DOS ETAPAS:

1.3 1 Y 2 A.- PRIMERA ETAPA DE INICIO DE LA EXCAVACIÓN. (1.1.1.1.A.)

1.3. 1 Y 2 B.- SEGUNDA ETAPA DE PROSECUCIÓN DE LA EXCAVACIÓN (1.1.1.B.)

PARA FACILITAR EL ENTENDIMIENTO DEL EQUIPO QUE SE USA EN CADA PROCEDIMIENTO Y SUS ETAPAS CORRESPONDIENTES, SE ANALIZARÁ ÉSTE EN LA FORMA TABULAR SIGUIENTE:

1.3.- Cuadro sinóptico Equipo Básico

		<u>Exc.sección completa</u>	<u>Revest. de concreto</u>
1.3.1. De arriba hacia abajo.	1.3.1.a.- 1a. Etapa	Compresores Portátiles Perforadoras de piso Grúa para manteo Rezaga a Mano Botes de 1 M3 Camiones de volteo	Cimbra convencional Cimbra deslizante Botes para concreto Bombas para concreto
	1.3.1.b.- 2a. Etapa	Compresores portátiles o estac. Perforadora de piso, perforadora s/oruga, jumbo, integrales Rezag.s/orugas, almejas, brazos hidráulicos. Botes guiados Torre manteo y tolva receptora Malacate de manteo Camiones de volteo	Cimbra convencional Cimbra deslizante Cimbra autopropulsada Botes para concreto Bombas para concreto
1.3.2. De abajo hacia arriba	1.3.2.a.- 1a. Etapa	<u>Excavación contrapozo</u> Compresor.Planta Previa Perforadora Espiga Malacate pers. y maniobras Alimak Perf. gran diámetro Cargador Camión de volteo.	No se reviste de concreto
	1.3.2.b.- 2a. Etapa	<u>Excavación banqueo</u> Compres. part. Perf. piso jumbo Perf. integral Malacate maniobras y personal Cargador Camiones Locom. y carros mineros	Idem 3.d.1.1. y 2. 1a. y 2a. etapas

1.4. DIAGRAMAS DE BARRENACIÓN:

EL DIAGRAMA DE BARRENACIÓN ES UN DIBUJO EN DONDE SE MUESTRA:

- A) LA SECCIÓN A EXCAVAR (LINEA A, LINEA B).
- B) DISTRIBUCIÓN DE LOS BARRENOS PARA PRODUCIR LA EXCAVACIÓN EN CUANTO A LA SECCIÓN DE PROYECTO, COMO EN PROFUNDIDAD POR VOLADURA.
- C) DISTRIBUCIÓN DE LOS TIEMPOS DE RETARDO, POR ZONAS, PARA LOGRAR UNA MEJOR FRACTURACIÓN DEL MATERIAL EXCAVADO Y UNA SECCIÓN EXCAVADA, LO MÁS APEGADA A LAS LINEAS A Y B INDICADAS EN EL PROYECTO.
- D) DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE LA CUÑA QUE SE USA ASÍ COMO EL RESTO DE LOS BARRENOS EN EL PLANO DE LA MISMA.
- E) CARGAS EXPLOSIVAS EN LA CUÑA Y BARRENOS AUXILIARES EN EL MISMO PLANO.
- F) NÚMERO DE BARRENOS TOTAL.
- G) NÚMERO DE ESTOPINES DE CADA TIEMPO (DALAY O M.S.)
- H) COEFICIENTE DE BARRENACIÓN.
- I) CONSUMO PROMEDIO DE EXPLOSIVOS Y ESTOPINES DE ACUERDO CON EL DIAGRAMA.
- J) OTROS DATOS QUE SE ESTIMAN NECESARIOS.

LOS DIAGRAMAS QUE SE DAN, CUANDO SE INICIA UNA EXCAVACIÓN DE LUMBRERA, SON TENTATIVOS Y DEBEN MODIFICARSE O AJUSTARSE A LAS CIRCUNSTANCIAS -- REALMENTE ENCONTRADAS EN LA PRÁCTICA, PERO -- SIEMPRE ES NECESARIO TENER UN DIAGRAMA BÁSICO, PARA PODER AJUSTARLO O MODIFICARLO.

LOS TIPOS DE CUÑA QUE SE CONSIDERAN EN ESTOS - DIAGRAMAS SON:

- A) CUÑA PIRAMIDAL.
- B) CUÑA EN V
- C) CUÑA DE BARRENOS QUEMADO.
- D) CUÑA DOBLES O MÚLTIPLES SEGUN LO REQUIERA LA SECCIÓN DE EXCAVACIÓN.

LOS DIAGRAMAS DE BARRENACIÓN, EN CUANTO A LA - DISTRIBUCIÓN DE LOS BARRENOS Y CARGAS EXPLOSI- VAS, DEBERÁN ESTAR CALCULADOS CON LAS SIGUIEN- TES FÓRMULAS EMPÍRICAS, EN DONDE:

- CF = CARGA DE FONDO
- C_c = CARGA DE COLUMNA
- V = DISTANCIA A LA CARA LIBRE
- E = ESPACIAMIENTO (90° CON RESPECTO A V)
- D = DIÁMETRO DEL BARRENO EN EL FONDO
- H = LÓNGITUD TOTAL BARRENO - 0.3 V.- (ALTURA BANCO).
- Q = CARGA TOTAL POR BARRENO.

ENTONCES: (VER LA TEORÍA DE ESTAS FORMULAS, RE- FIÉRANSE AL ROCK BLASTING HANDBOOK, I, II, III DE ATLAS COPCO).

SÍMBOLO	UNIDADES	CARGA FONDO	CARGA COLUMNA
C_F	KG/M.L.	$\frac{D^2}{1000}$	0.4 A 0.7 DE C_F
L	M	1.3 V	H-2.3 V
Q	KG	$1.3 V \frac{D^2}{1000}$	0.3 A 0.7 DE C_F (H-2.3V).

EN LA REALIZACIÓN DE UN DIAGRAMA DE BARRENACIÓN, FÍSICAMENTE ES NECESARIO QUE SE SIGA ESTE, PUES DE OTRA MANERA NO SE PODRÁ DETERMINAR QUÉ CORRECTIVOS APLICAR SI SUCEDEN ALGUNAS DE LAS COSAS SIGUIENTES:

- A) REZAGA POCO MANEJABLE (MALA FRAGMENTACIÓN)
- B) BARRENACIÓN QUEDADA (MALA CONEXIÓN ELÉCTRICA ETC.)
- C) EFICIENCIA MUY BAJA (RELACIÓN ENTRE LA LONGITUD BARRENADA Y AVANCE DE LA MISMA).
- D) SECCIÓN MAL CORTADA (SOBRE-EXCAVACIÓN O PEINES).
- E) EXPLOSIVO MAL RETACADO (BAJO RENDIMIENTO EN AVANCE).
- F) MALA DISTRIBUCIÓN DE TIEMPOS, ETC.

1.5.

CICLO BÁSICO DE TRABAJO:

EN LAS EXCAVACIONES DE LUMBRERAS Y EN GENERAL EN LOS TRABAJOS DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS, LAS OPERACIONES QUE SE REALIZAN SON SUCESIVAS, AUNQUE EN ALGUNOS CASOS, PUEDE HABER TRASLAPES DE OPERACIONES PARA REDUCIR TIEMPO, RESULTA CONTRAPRODUCTENTE, PUES LAS OPERACIONES HECHAS DE ESTA MANERA CREAN CIERTO GRADO DE INTERFERENCIA QUE SE TRADUCE EN BAJO RENDIMIENTO POR CICLO.

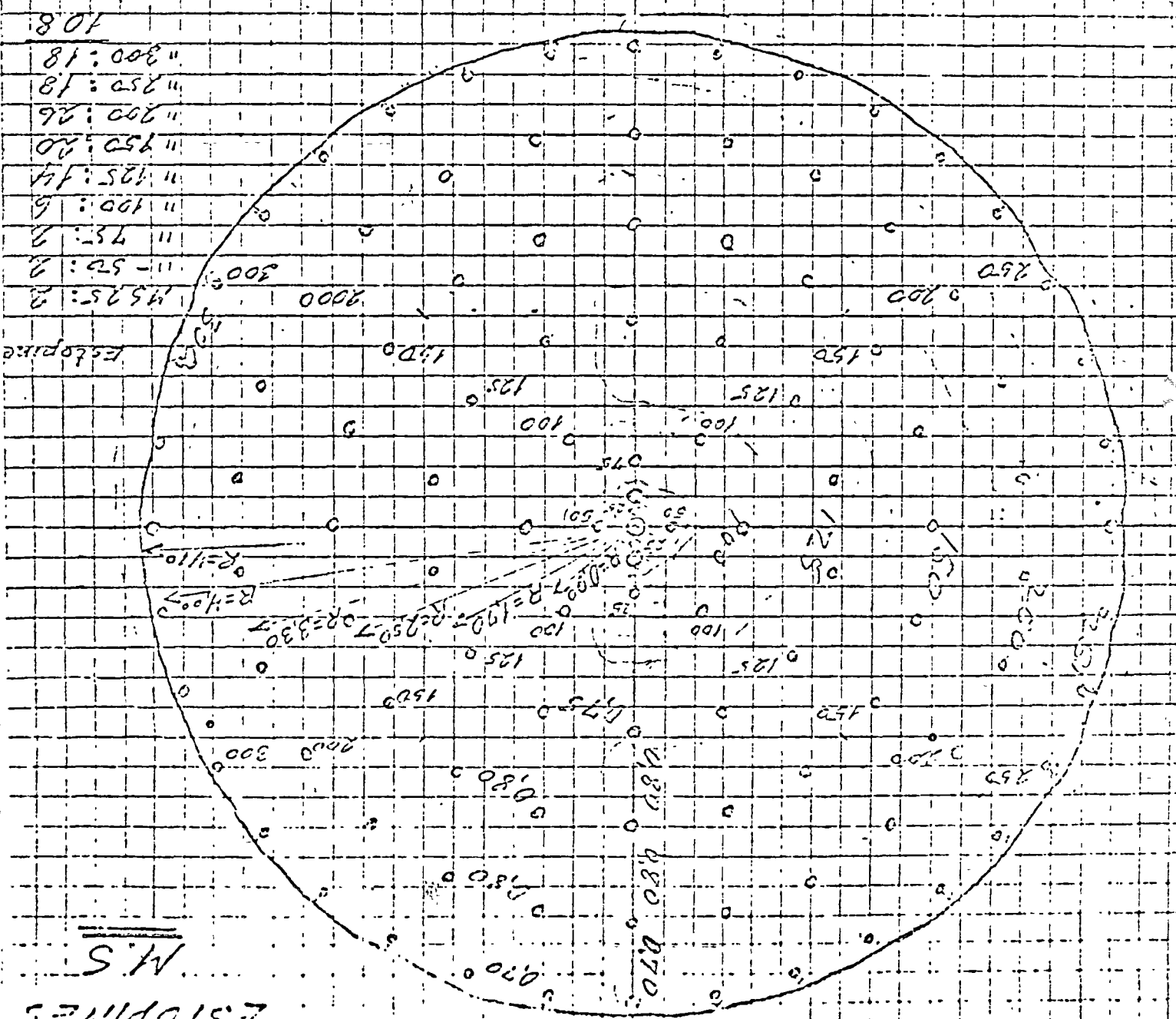
TOTAL 40%
 60% + 40%
 30 + 10

Curso: 5 barr. de prof. 1.80m, cargados 6 barr
 Arrisc: 5 + 11 + 20 + 26 = 66; Perim: 36, 20205 prof. 1.55m.

TOTAL 40%
 60% + 40%
 30 + 10

Curso: 5 barr. de prof. 1.80m, cargados 6 barr
 Arrisc: 5 + 11 + 20 + 26 = 66; Perim: 36, 20205 prof. 1.55m.

Curso: 5 barr. de prof. 1.80m, cargados 6 barr
 Arrisc: 5 + 11 + 20 + 26 = 66; Perim: 36, 20205 prof. 1.55m.



ESTORPIRES

N.S.

36

36

6-II-13

PI... ..

PLANTILLA Cúmba Piramidal

LUMBRERA 9A

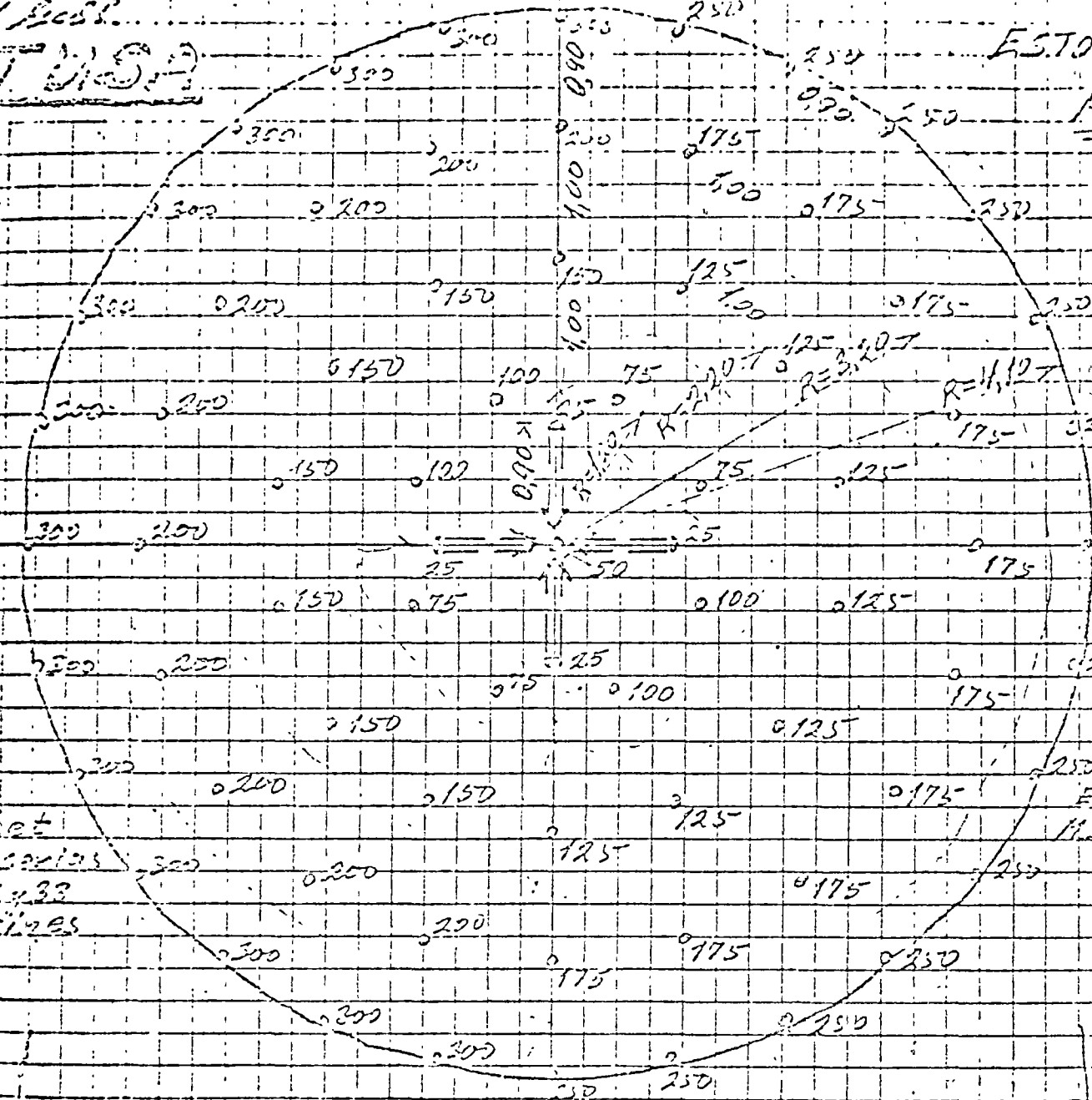
13-II-73
1973

Roca Frágil!!
Escala 1:50

53m² DIAMETRO 3,20

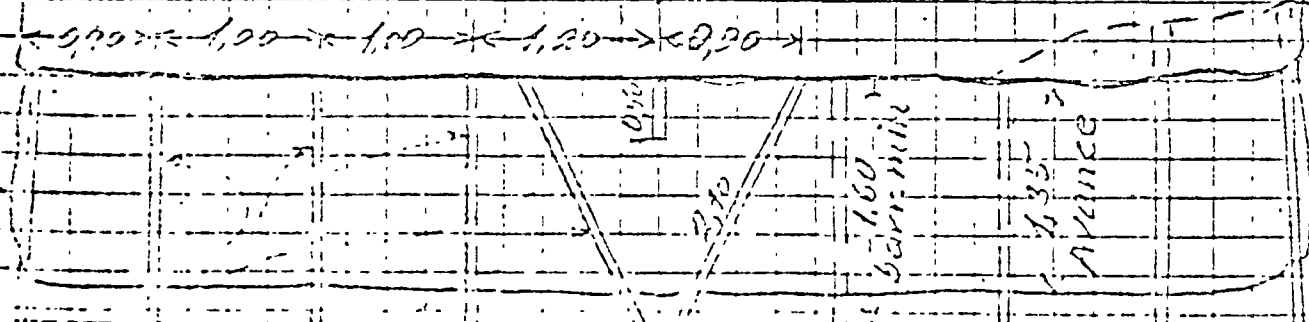
ESTOPINES

M.S.



Concret
Carpinterías
de 31 y 33
Estopines

ESTOPINE	
M.S. 25	: 4
50	: 1
75	: 4
100	: 4
125	: 7
150	: 7
175	: 10
200	: 10
250	: 14
300	: 14
	<u>75</u>



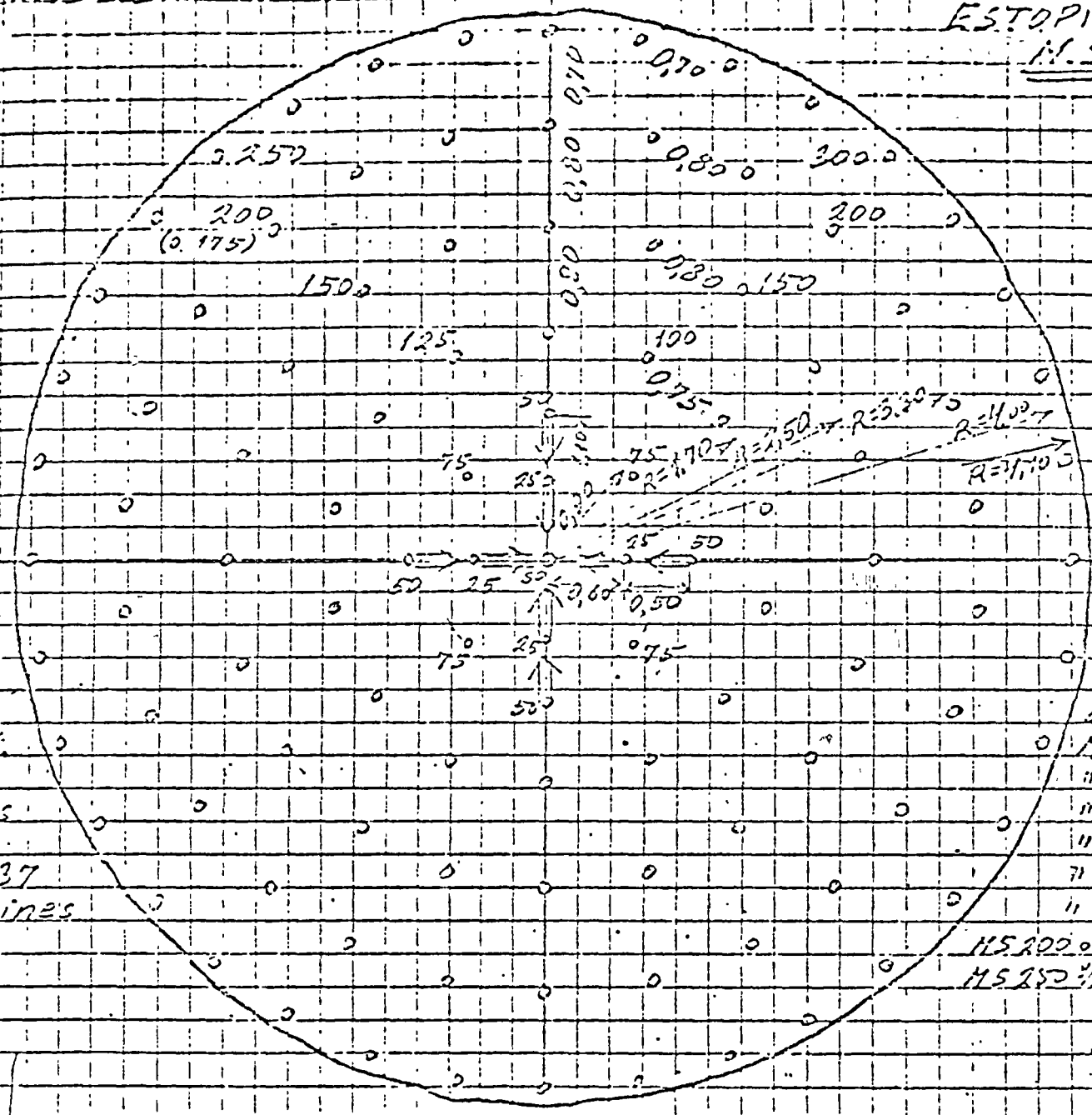
Carga	Centro	de	Thom.	100	50	40
200	24	100	Stom.	11	+ Stom.	40
120	12	11	Stom.	11	+ Stom.	11
100	11	11	Stom.	11	+ Stom.	11
100	11	11	Stom.	11	+ Stom.	11

B-II-73
NPL-225

Escala = 1:50

53 m² DIAMETRO 8,20m

ESTOPINES
N.S.

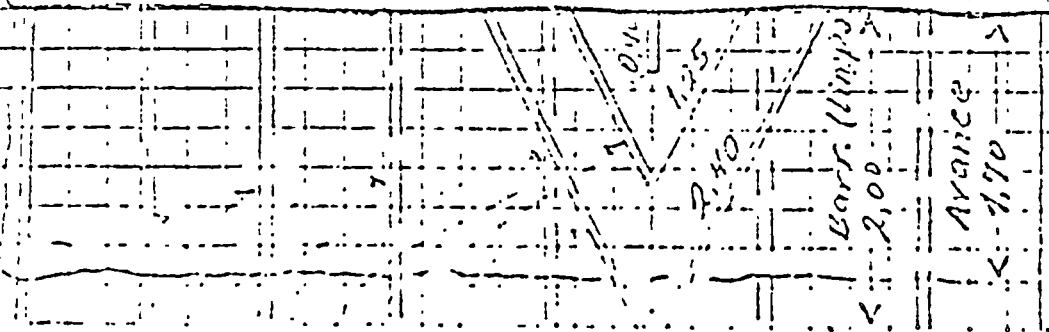


6
3
arias
6
37
stopines

Estopines

" 1,50 : 11
" 1,50 : 5
" 1,75 : 11
" 1,00 : 7
" 1,25 : 7
" 1,50 : 20
N.S. 200 : 1,75 : 26
N.S. 250 : 1,50 : 33
<u>109</u>

K-0,70 K-0,50 K-0,30 K-1,00 K-0,50 K-0,50



Cargas: Centro de gravidade
(Maxima) Carga total de
Carga 1 : 4
Carga 2 : 4
Carga 3 : 4
Carga 4 : 36

1 born. 60%
2 born. 10%
6 born. 10% + 3 born. 40%
4 born. 10% + 4 born. 10%
1 born. 10%

60%	40%
1 + 0	
12 + 0	
24 + 12	
263 + 256	
52 + 252	

EJEMPLO DE DIAGRAMA DE BARRENACIÓN EN LUMBRERA.

CALCULOS BÁSICOS.

$$D_F = 38 \text{ M.M.}$$

$$C_F = \frac{D^2}{1000} \times \frac{38 \times 38}{1000} = 1.156 \text{ KG/M.L.}$$

$$LC_F = 1.3V = 1.3 \times 0.75 = 0.98$$

$$Q_F = 1.156 \times 0.98 = 1.14 \text{ KGS.}$$

$$\text{No. BOMB.} = \frac{1.14}{0.190} = 6 \text{ BOMB.}$$

$$C_C = 0.7 C_F = 1.156 \times 0.7 = 0.81 \text{ KG/M.L.}$$

$$LC_C = H - 2.3V = 1.80 - 2.3 \times 0.75 = 1.80 - 1.73 = 0.07 \text{ M.}$$

$$Q_C = 0.07 \times 0.81 = 0.057 \text{ KGS.}$$

$$C_C = 1.0 C_F = 1.0 \times 1.156 \text{ KG.M.L.}$$

$$LC_C = 1.80 - 2.3 \times 0.75 = 1.80 - 1.73 = 0.07$$

$$Q_C = 0.07 \times 1.156 = 0.08 \text{ KG.}$$

LAS OPERACIONES DEL CICLO SON:

- A) BARRENACIÓN
- B) LIMPIEZA DE LA BARRENACIÓN
- C) CARGA DEL EXPLOSIVO (DINAMITA Y ESTOPINES)
- D) CONEXIÓN ELÉCTRICA
- E) RETIRO DEL EQUIPO Y PERSONAL (SOBRESTANTES ELECTR. Y AG.)
- F) VOLADURA
- G) VENTILACIÓN
- H) MOVIMIENTO DEL EQUIPO DE REZAGA
- I) REZAGA.
- J) MOVIMIENTO DEL EQUIPO DE BARRENACIÓN
- K) ADEME (OPERACIÓN QUE DEPENDE DEL TIPO DE - QUE SE TRATE).

SIN EMBARGO, PARA FINES PRÁCTICOS Y ANÁLISIS RÁPIDO DE UN CICLO, ÉSTE SE PUEDE SIMPLIFICAR EN - LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

- A) BARRENACIÓN Y LIMPIEZA MISMA.
- B) CARGA DE EXPLOSIVOS Y CONEXIÓN.
- C) RETIRO, VOLADURA Y VENTILACIÓN.
- D) REZAGA.
- E) MOVIMIENTO DE EQUIPO.
- F) ADEME (IDEM).

COMO LAS OPERACIONES SON IGUALES O SEMEJANTES ENTRE EXCAVACIÓN DE LUMBRERAS Y TÚNELES, AL PASAR A CAPÍTULO CORRESPONDIENTE, SE TRATARÁ EN DETALLE LAS CONSIDERACIONES SOBRE EL CÓMPUTO - DE LOS TIEMPOS ELEMENTALES.

(VER "INSTRUCTIVO PARA REALIZAR OPERACIONES EN EL CICLO DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL POR EL PROCEDIMIENTO DE BARRENACIÓN Y VOLADURA"-ANEXO)

II

BIBLIOGRAFIA

- PRACTICAL TUNNEL DRIVING.- RICHARDSON AND MAYO
 ROCK TUNNELING WITH STEEL SUPPORTS.- PROCTOR & WHITE
 MINING ENGINEERS HANDBOOK.- PEELE
 HANDBOOK OF MINERAL DRESSING. TAGGART
 SME MINING ENGINEERS HANDBOOK
 PLANNING AND ESTIMATING UNDERGROUND EXCAVATIONS. PARKER
 ROCK BLASTING. LANGELORS AND KILSTROM
 TUNNELS AND TUNNELLING. PEQUIGNOT
 THE ART OF TUNNELLING.- SZECHY
 SHAFT SINKING AND TUNNELING. SYMPOSIUM
 THE DRILLING OF ROCK
 CATÁLOGO JOY DE VENTILADORES AXIALES
 CATÁLOGO SF DE VENTILADORES AXIALES
 CATÁLOGO TUNNELS DE SIKA
 HANDBOOK OF ROCK BLASTING.- ATLAS COPCO
 TUNCON 70.- PROCEEDINGS
 BLASTERS HANDBOOK.- DU PONT
 BLASTERS HANDBOOK.- C.I.L.
 SHOTCRETE.- A.C.I.
 RAPID EXCAVATION AND PROBLEMS (PROCEEDINGS OF THE
 TUNEL AND SHAFT CONFERENCE)
 RAPID EXCAVATION AND TUNNELLING CONFERENCE (RFTC.
 PROC. AIME)
 COMPRESSED AIR HANDBOOK (COMPRESSED AIR AND GAS -
 INSTITUTE)
 CONSTRUCCIÓN EN ROCA. (COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES)
 MINE PLANT.- COLORADO SCHOOL OF MINES
 SYMPOSIUM ON UNDERGROUND ROCK CHAMBERS. ASCE 1971
 BASIC AND APPLIED ROCK MECHANICS. (TENTH SYMPOSIUM ON
 ROCK MECHANICS)
 ROCK MECHANICS .- THEORY AND PRACTICE (ELEVENTH SYMPO-
 SIUM ON ROCK MECHANICS).
 DINAMIC ROCK MECHANICS.- (TWELFTH SYMPOSIUM ON ROCK
 MECHANICS).

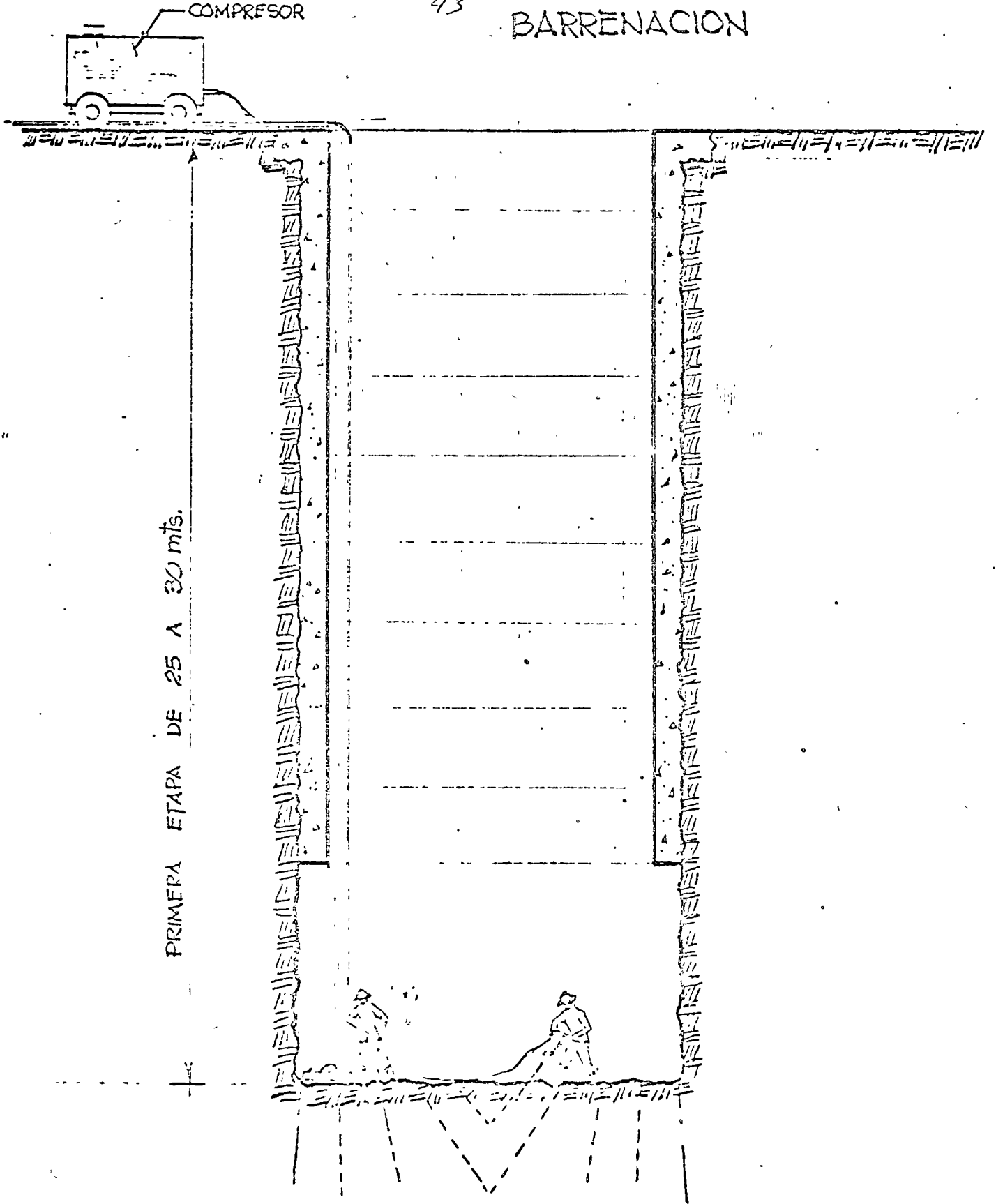
INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UNDERGROUND OPENINGS.
LUCERNE 1972

HANDBOOK OF HEAVY CONSTRUCTION, STUBBS.
CONSTRUCTION PLANNING AND PLANT, PEURIFOY
SHIELD AND COMPRESSED AIR TUNNELLING, HEWETT AND
JOHANNESSON.
TUNNEL SHIELD FOR SUBAQUEOUS WORKS, COPPER AND
THWAITE .
LE BOULONAGE DES ROCHES EN SOUTERRAINE.- HUGON ET
COSTES

COMPRESOR

43

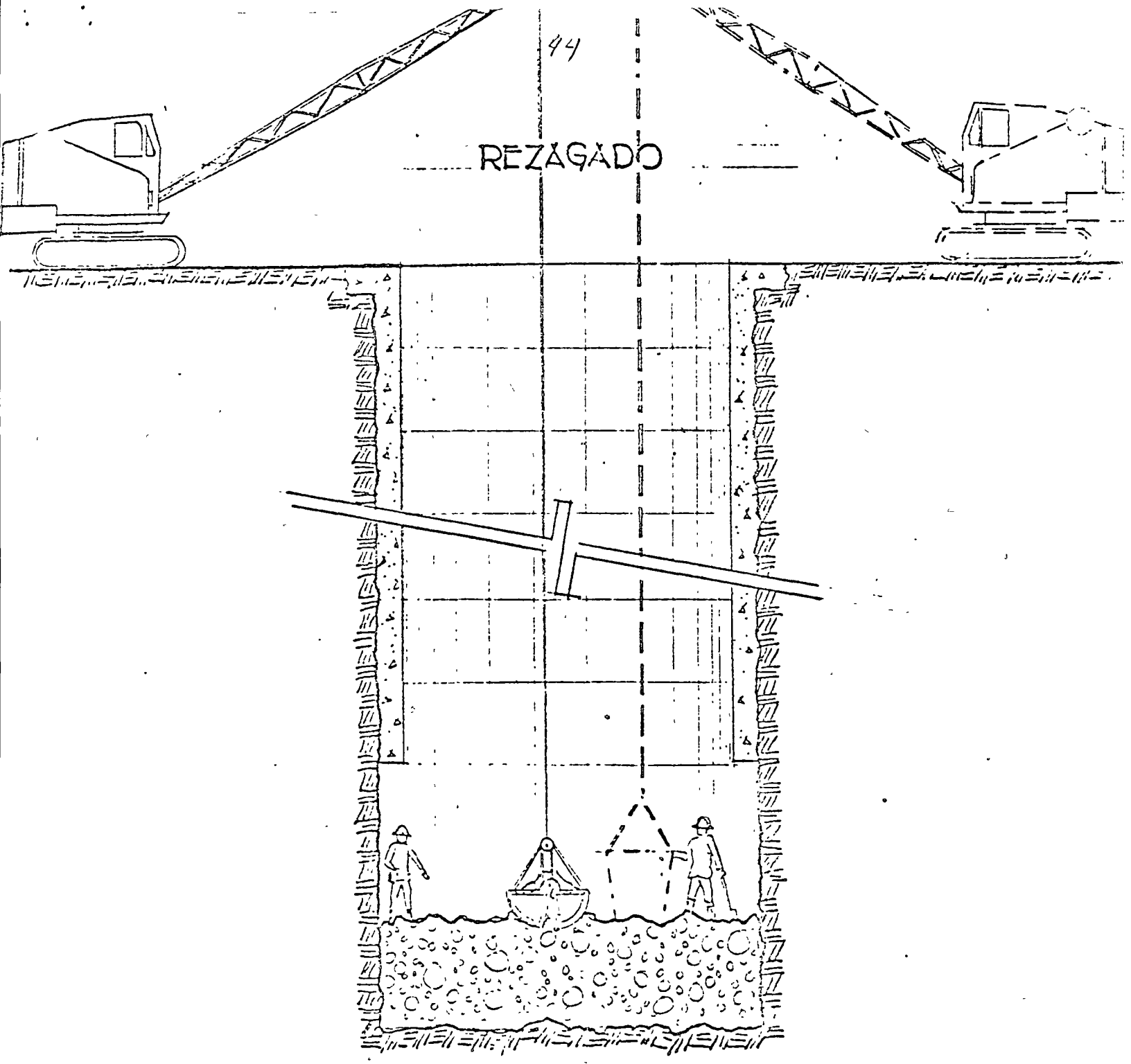
BARRENACION



PRIMERA ETAPA DE 25 A 30 mts.

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA HACIA
ABAJO CON PERFORADORA DE PISO 1ª ETAPA.

REZAGADO



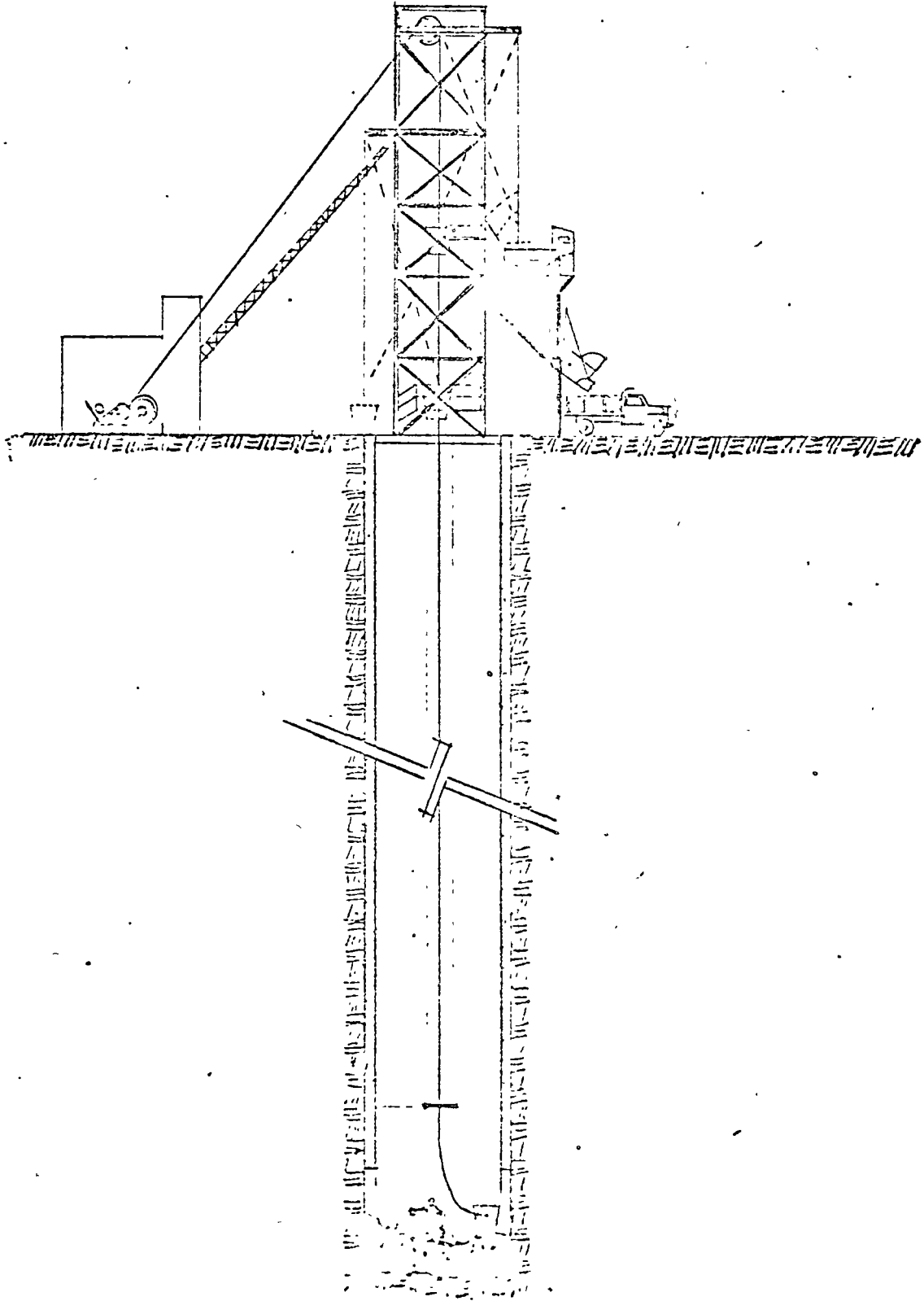
ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA

HACIA ABAJO, ALTERNATIVAS DE

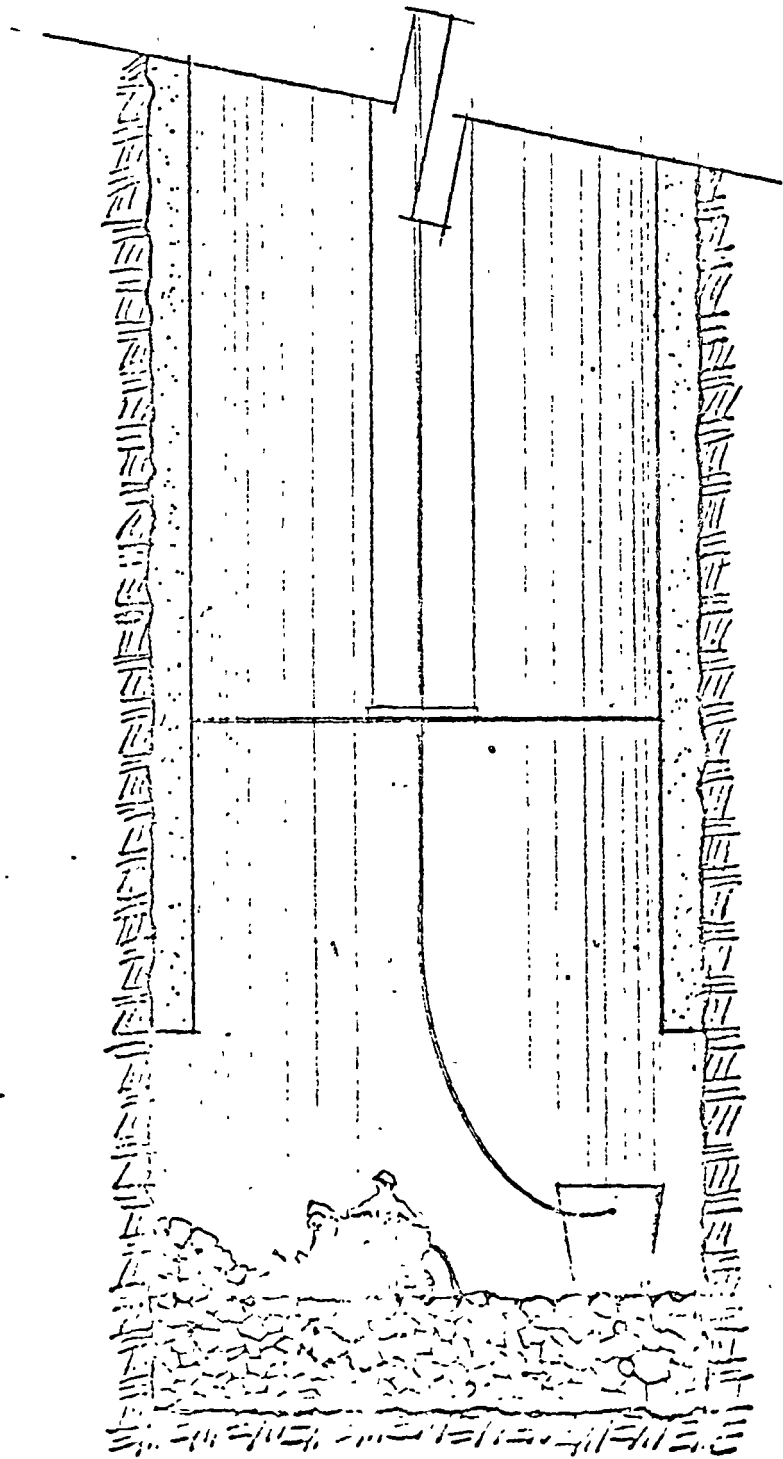
REZAGADO CON ALMEJA O BOTE

PRIMERA ETAPA

⁴⁵
EXCAVACION

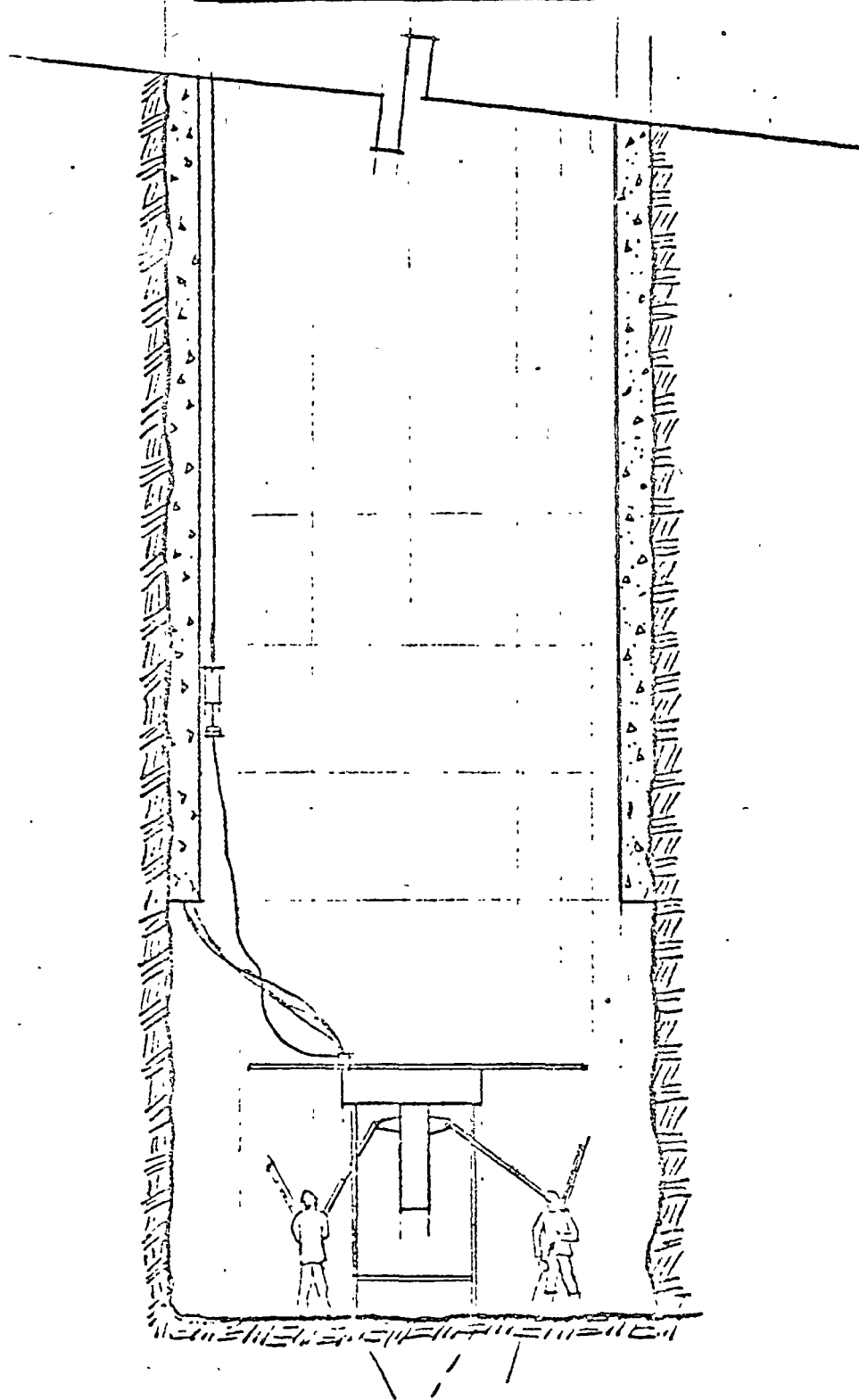


ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA HACIA
ABAJO MECANIZADO SEGUNDA ETAPA.

REZAGADO

ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
HACIA ABAJO MECANIZADO (EMCO-630)
SEGUNDA ETAPA.

BARRENACION

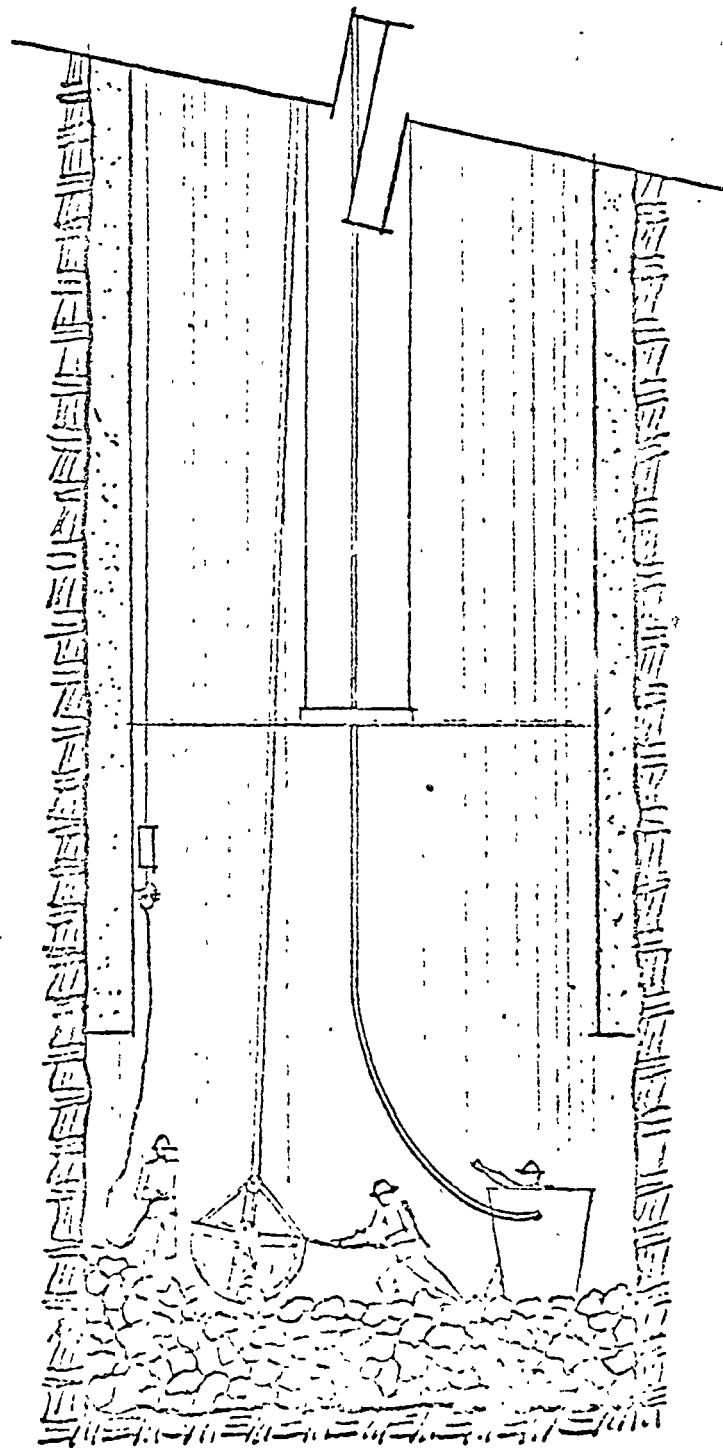


ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA

HACIA ABAJO MECANIZADO BARRENACION

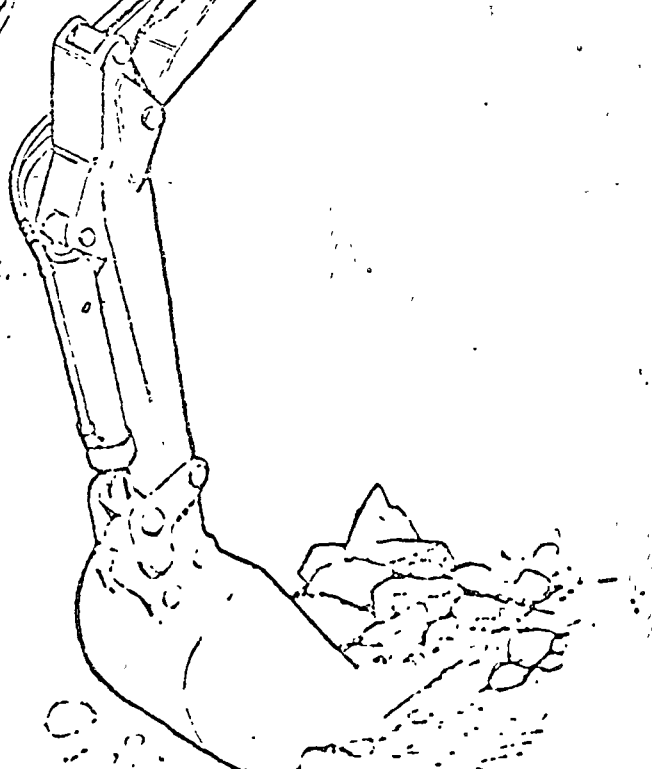
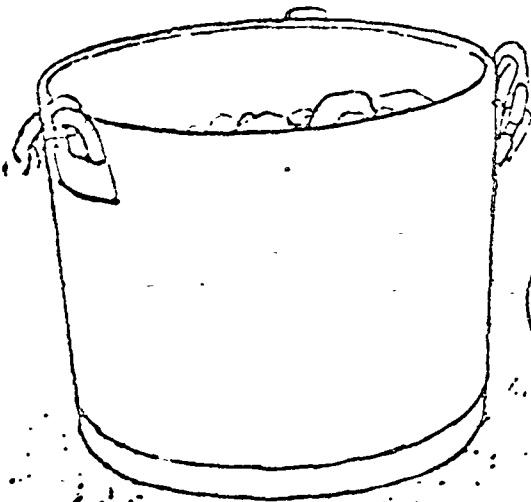
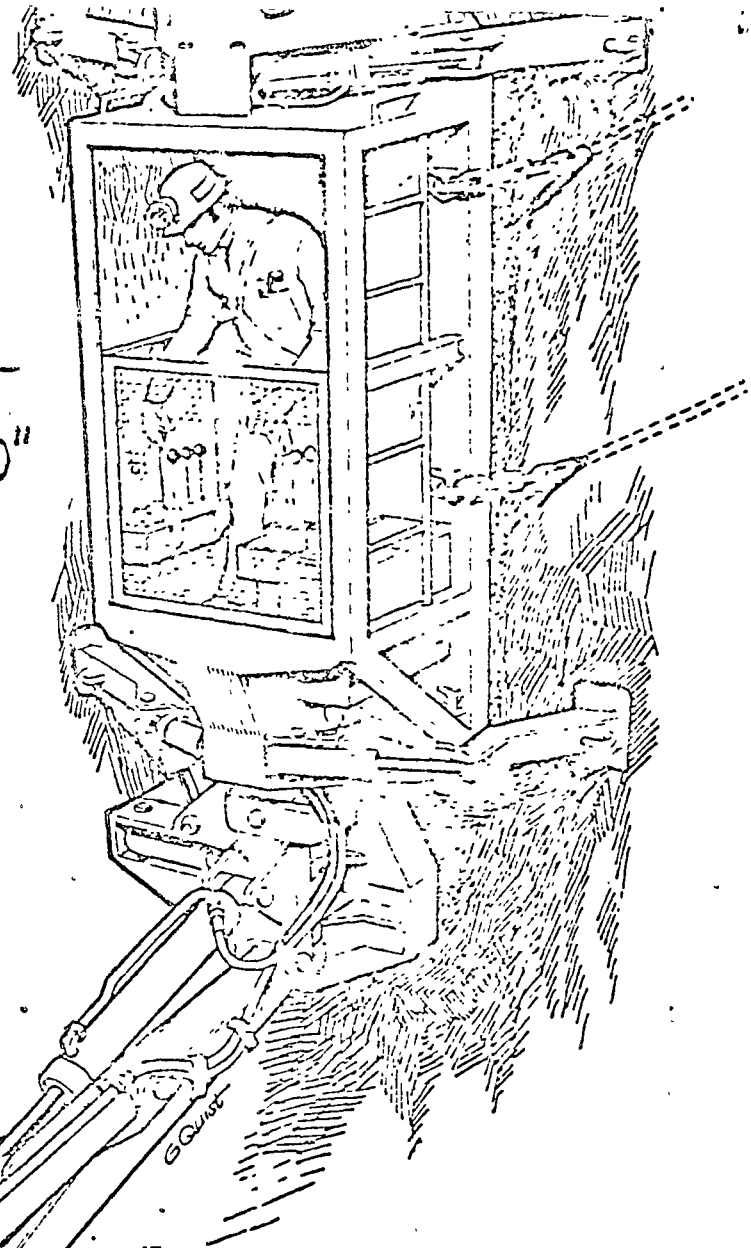
CON YUMBO.

REZAGADO

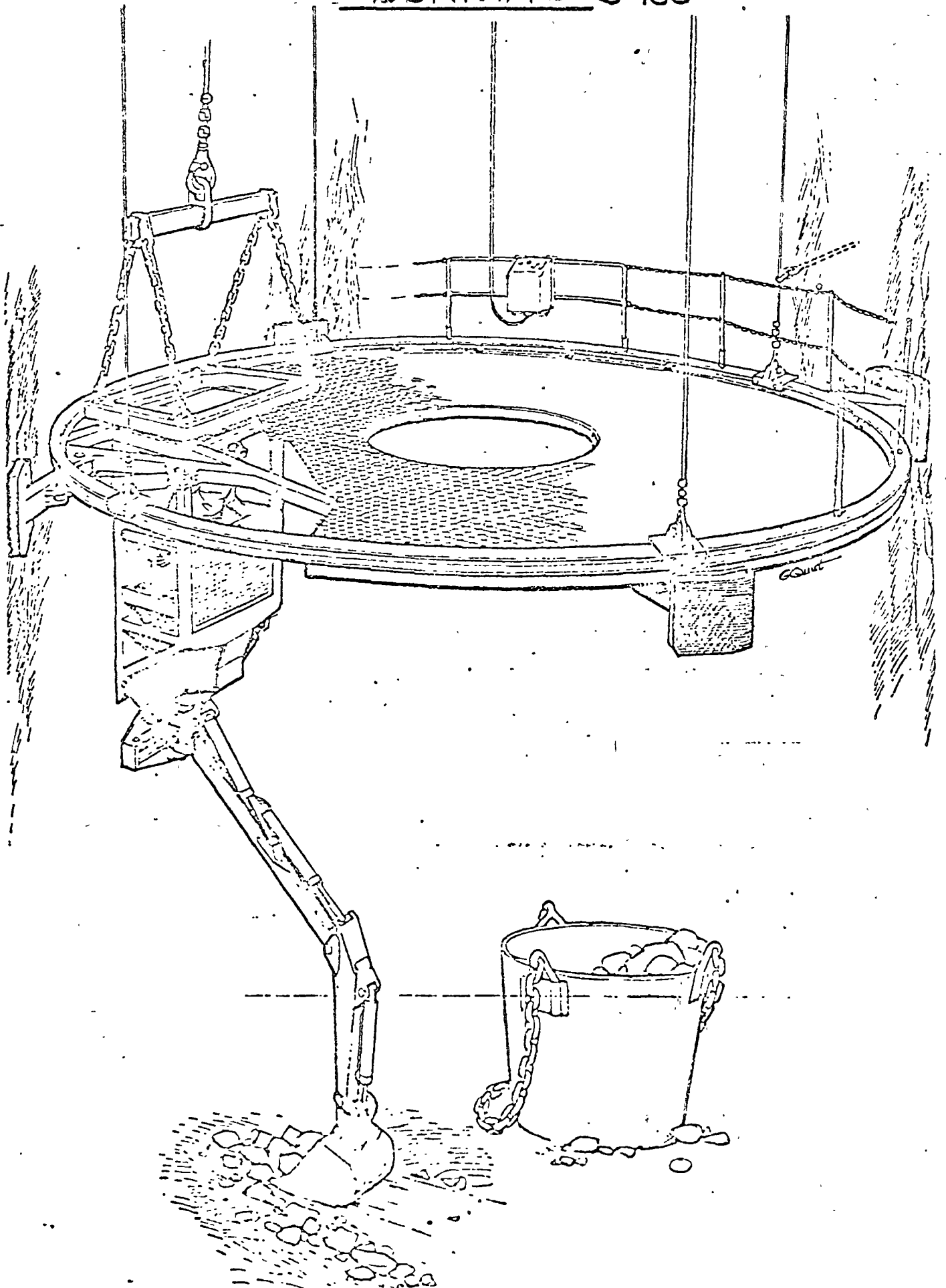


ATAQUE CONVENCIONAL DE ARRIBA
-ACIA XEJO - CONTROL REMOTO
CON ALMEJA. "TIPO RYDELL"

REZAGADOR PARA
TIROS (LUMBRERAS)
"BURMAC S-180"



REZAGADOR PARA TIROS (LUMBRENAS)
"BURMAC S-180"



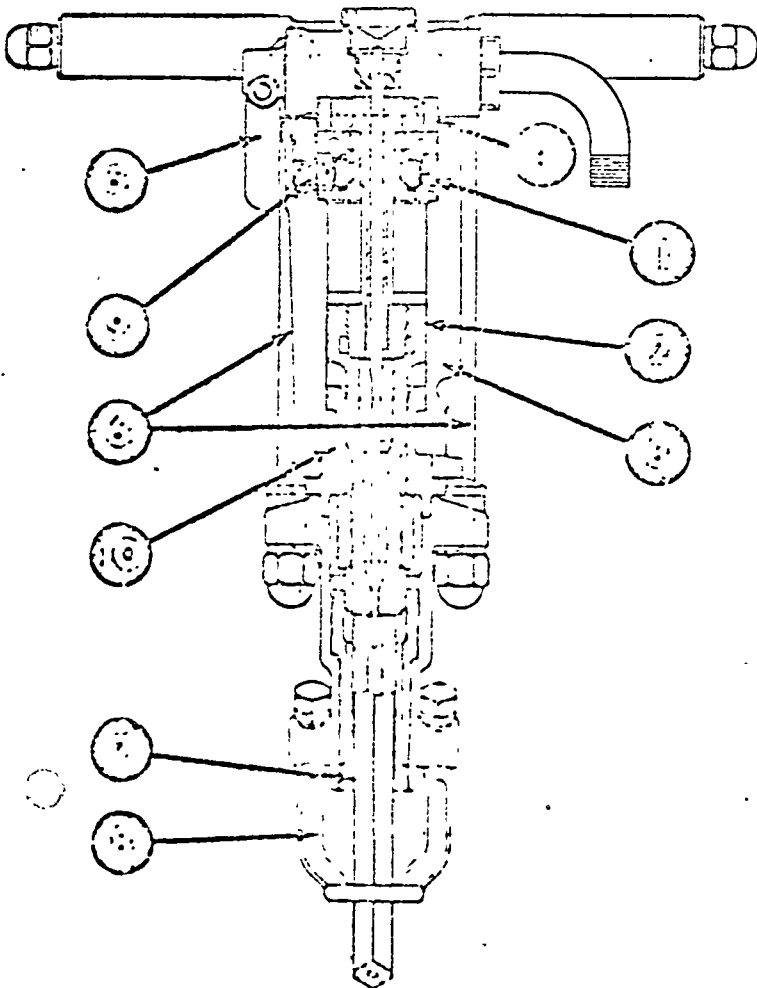
TIPOS DE
PERFORADORAS
PARA LUMBRERA

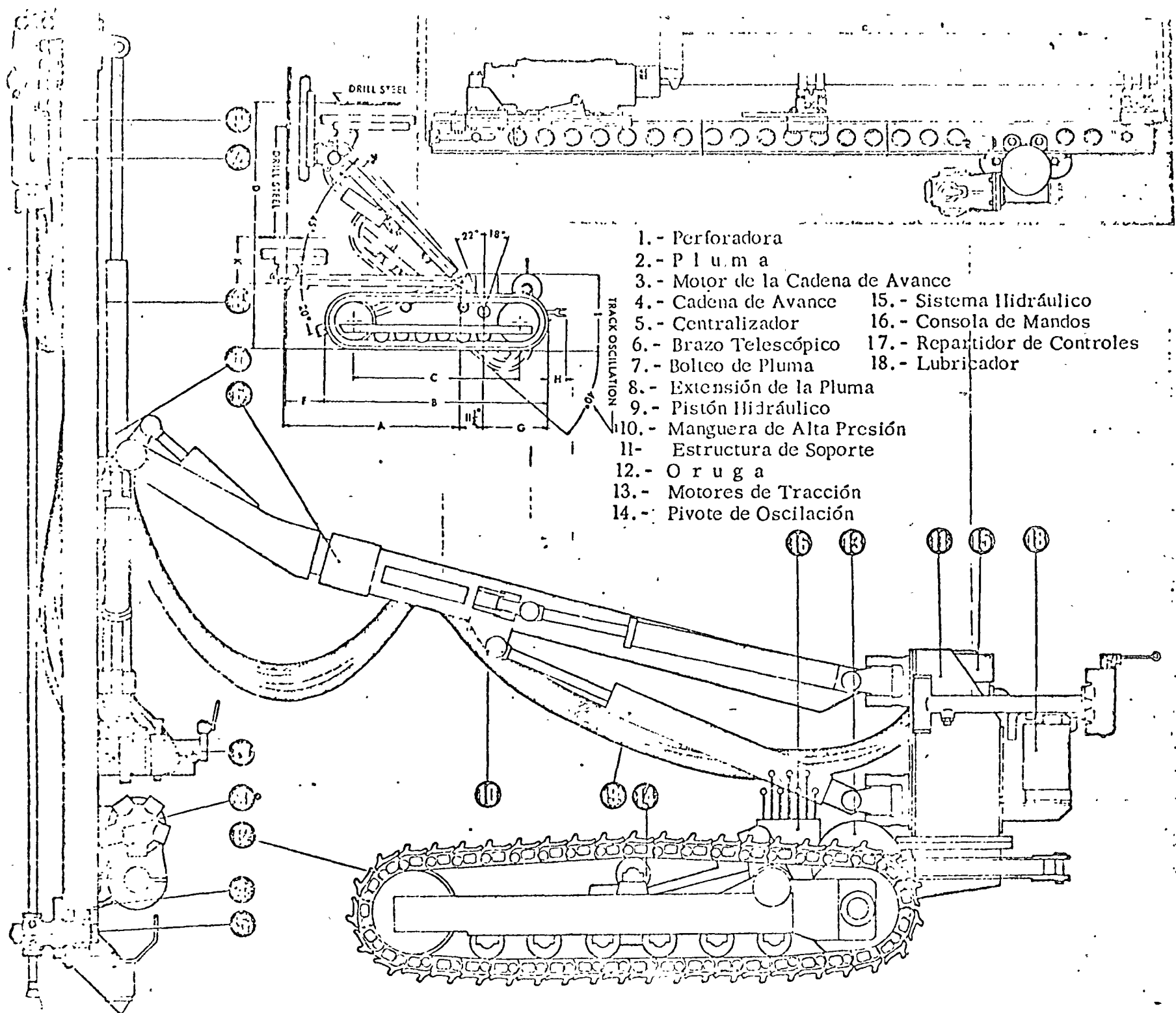
Model S58
62 lbs.

Model S55
59 lbs.

Model S48
51¼ lbs.

Model S33
33¾ lbs.

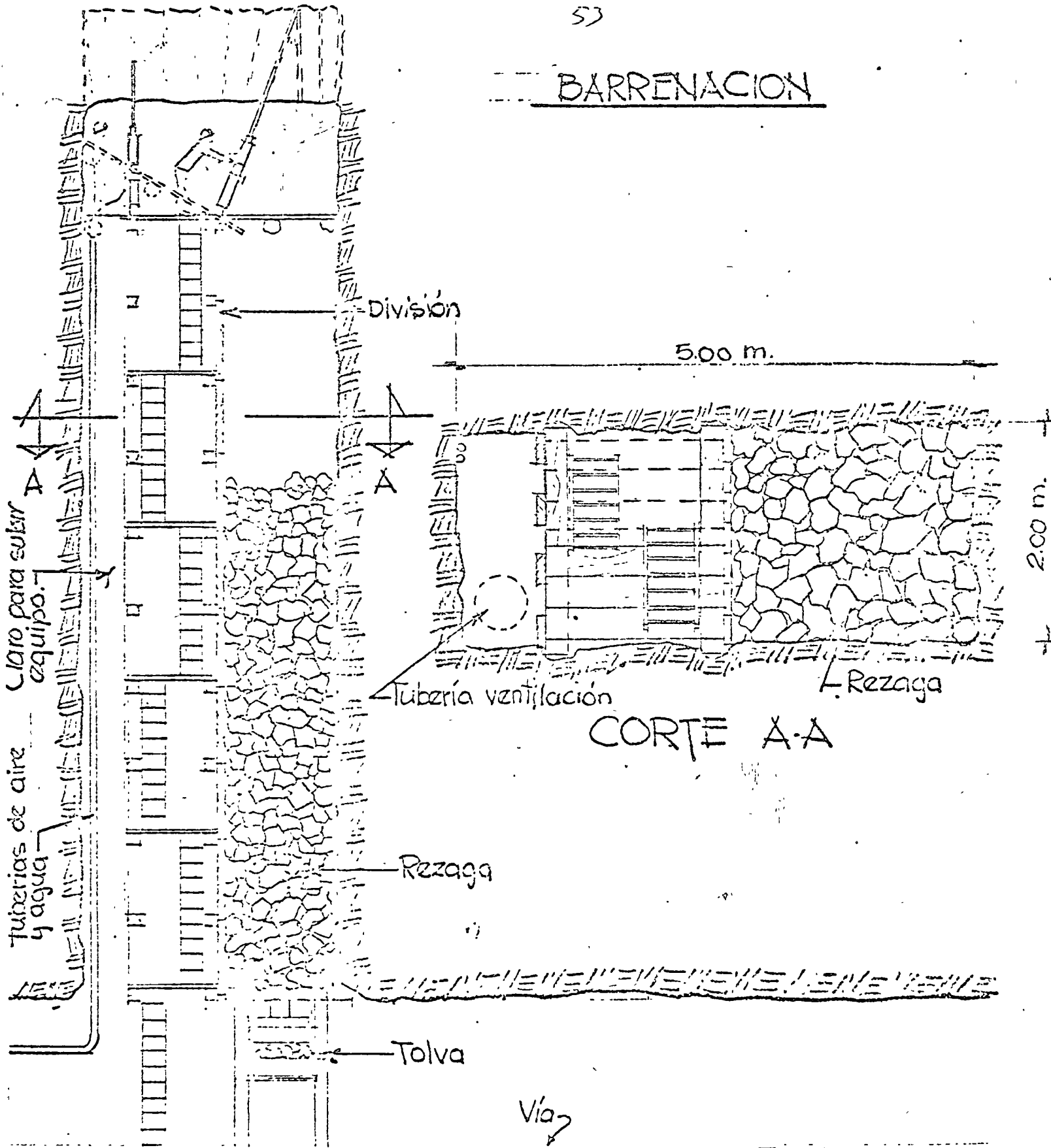




- 1. - Perforadora
- 2. - P l u m a
- 3. - Motor de la Cadena de Avance
- 4. - Cadena de Avance
- 5. - Centralizador
- 6. - Brazo Telescópico
- 7. - Bolteco de Pluma
- 8. - Extensión de la Pluma
- 9. - Pistón Hidráulico
- 10. - Manguera de Alta Presión
- 11. - Estructura de Soporte
- 12. - O r u g a
- 13. - Motores de Tracción
- 14. - Pivote de Oscilación
- 15. - Sistema Hidráulico
- 16. - Consola de Mandos
- 17. - Repartidor de Controles
- 18. - Lubricador

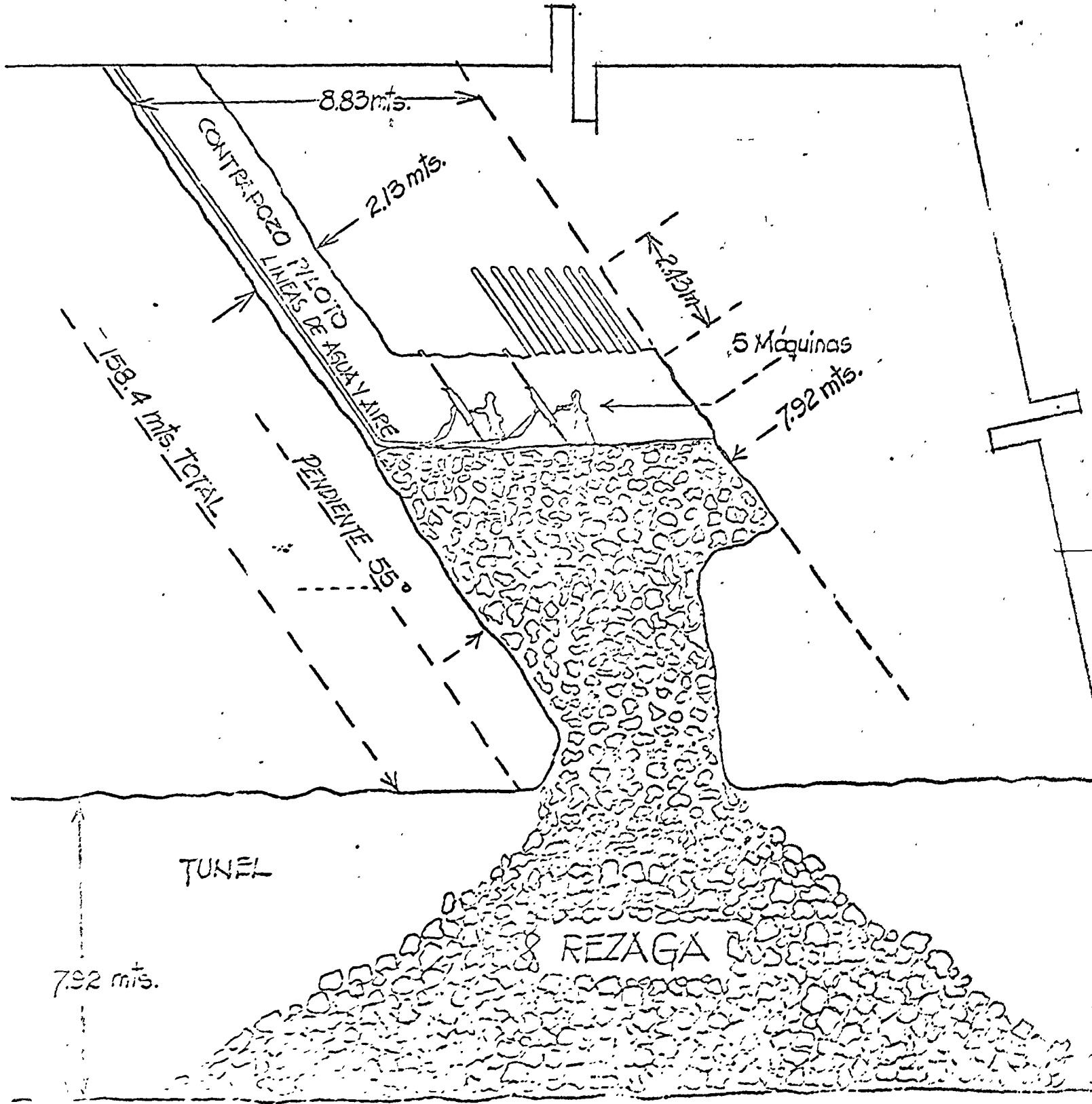
PERFORADORA MONTADA SOBRE ORUGAS.

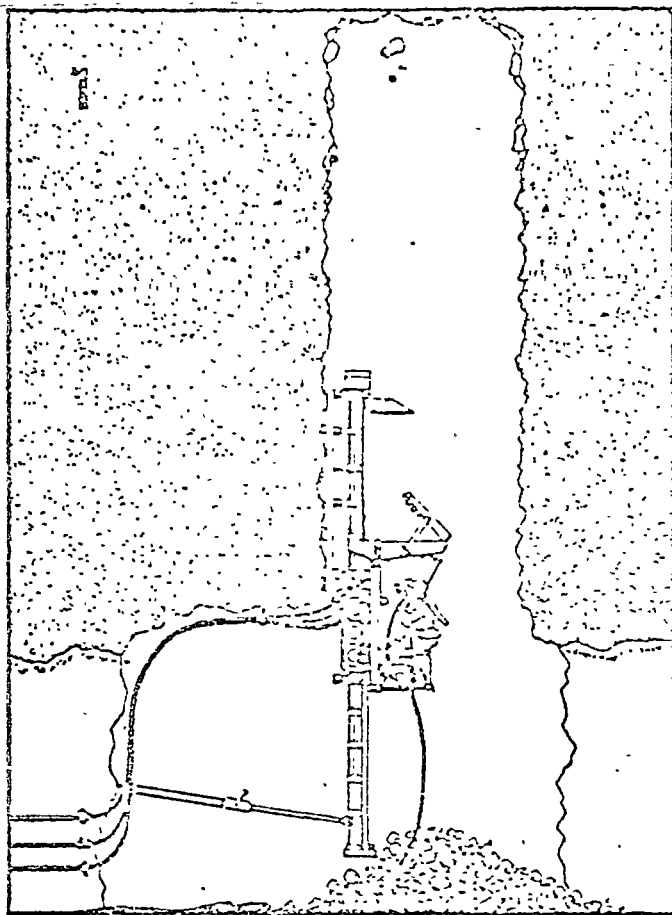
BARRENACION



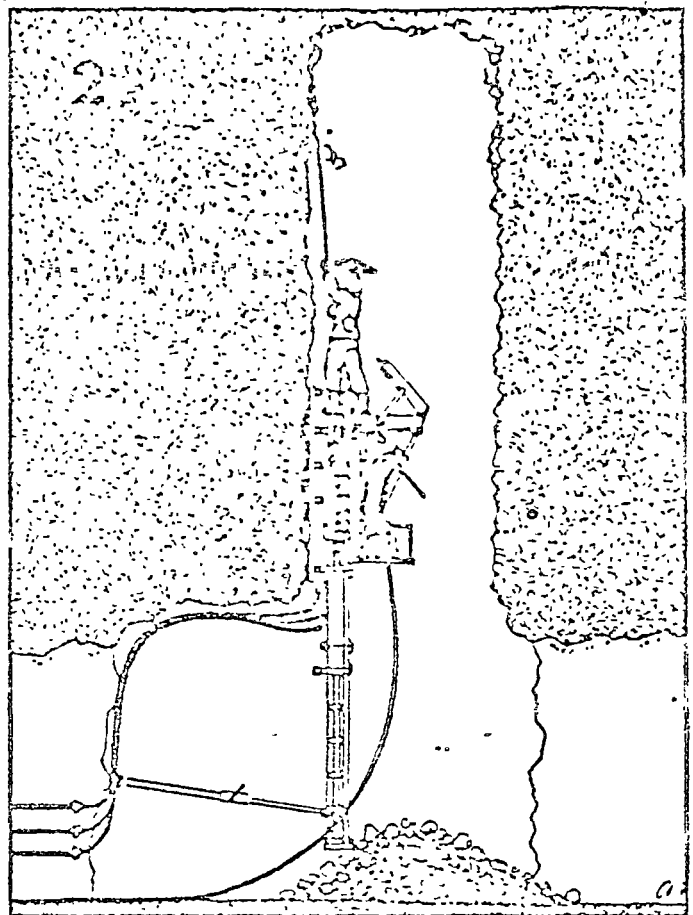
EXCAVACION CONVENCIONAL
DE CONTRAFUERO DE AFUÑO HACIA ARRIBA.

METODO CONVENCIONAL DE ATAQUE DE ABAJO
HACIA ARRIBA AMPLIANDO CONTRA POZO PILOTO,
USANDO EL SISTEMA DE TUMBE SOBRE CARGA.

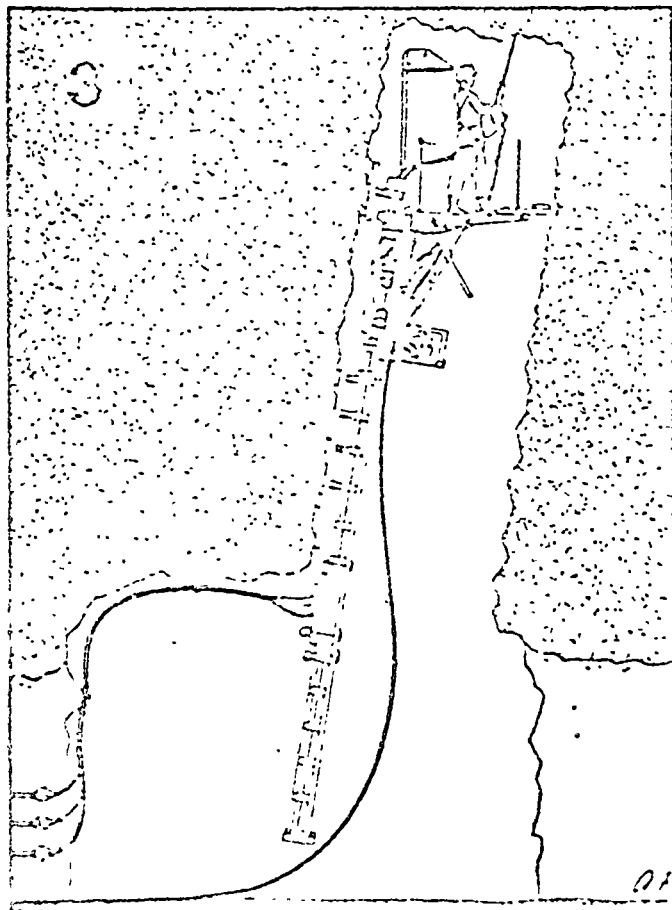




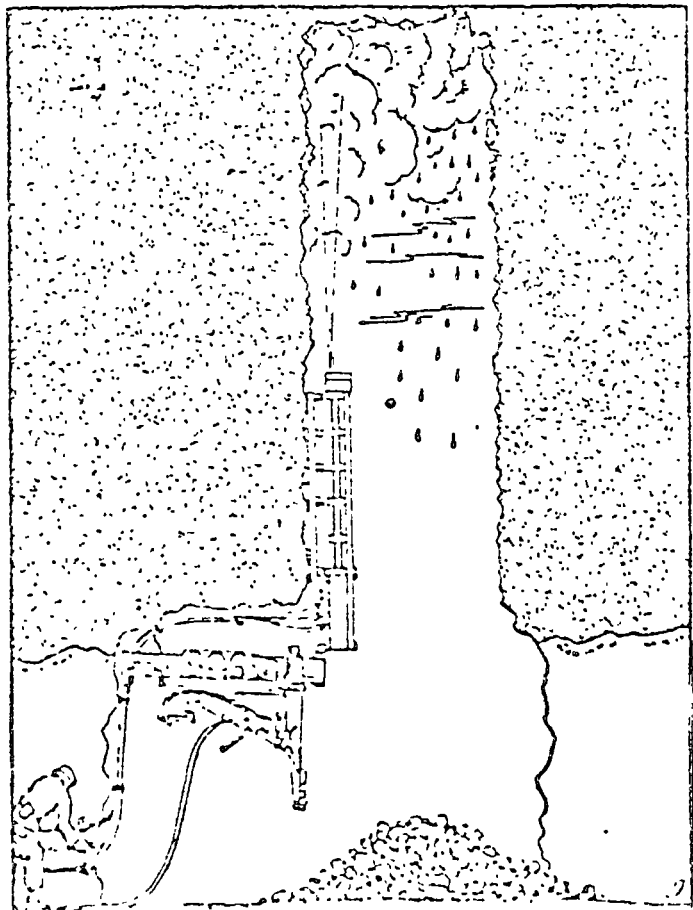
PREPARACION



AMACICE



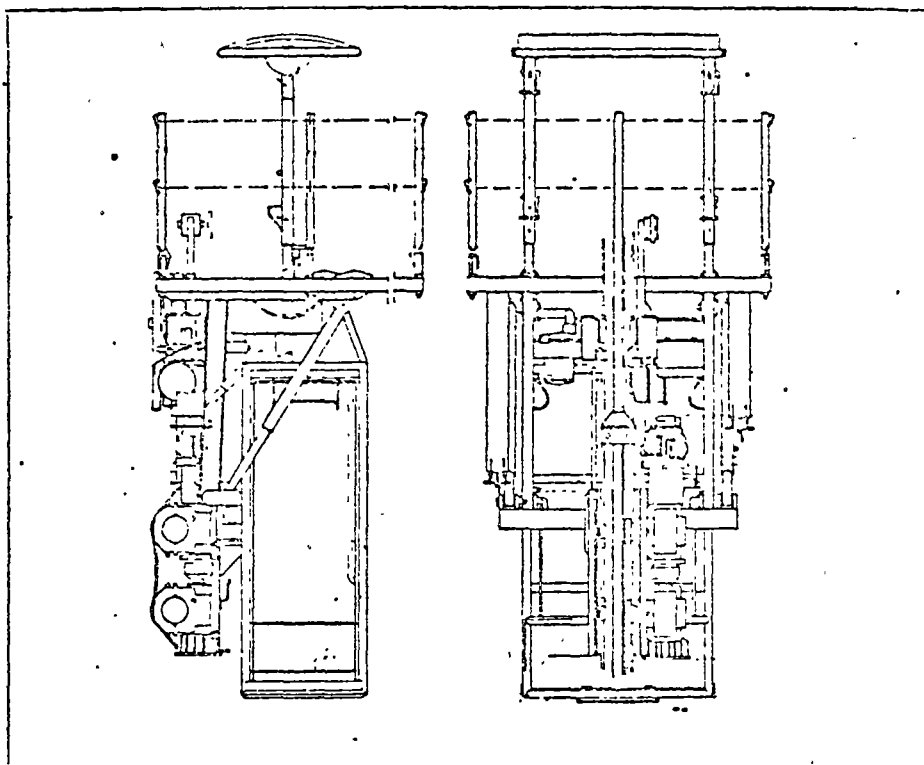
EXHAUSTION



VENTILACION

56

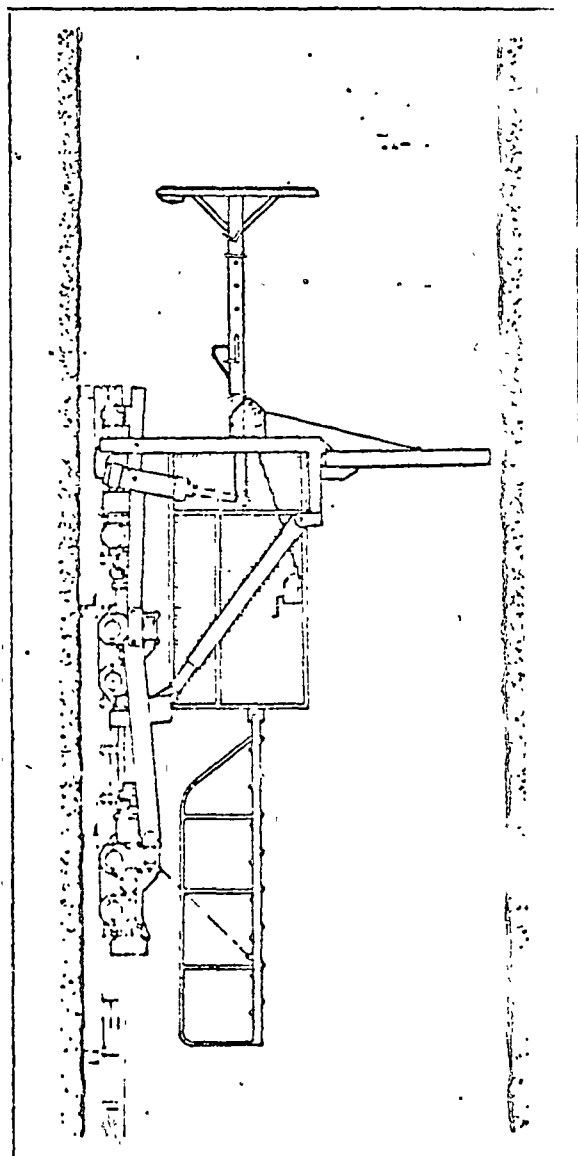
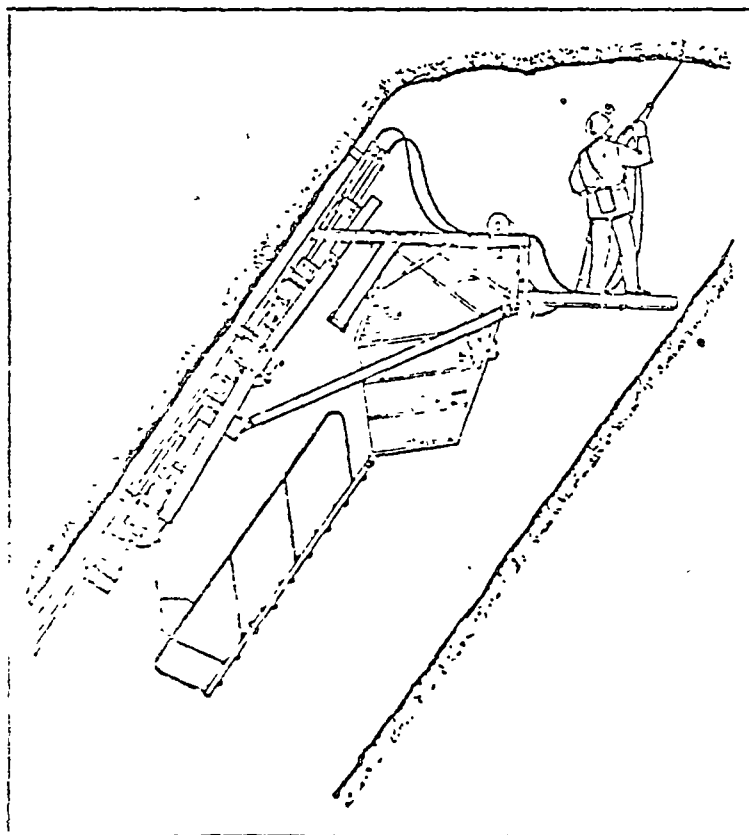
PLATAFORMA NORMAL STH-5L



STH-5LL con plataforma ampliada

en chimenea vertical →

en chimenea inclinada, 45° ↘



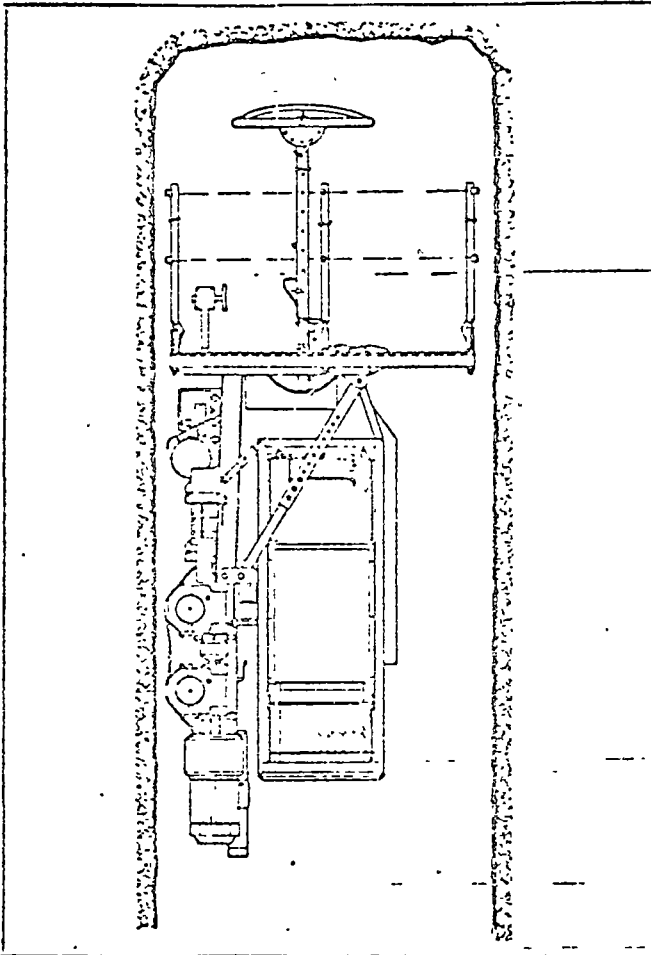


Fig. 75 STH-5E con plataforma de trabajo normal de 1,6x1,6 m para chimenea vertical.

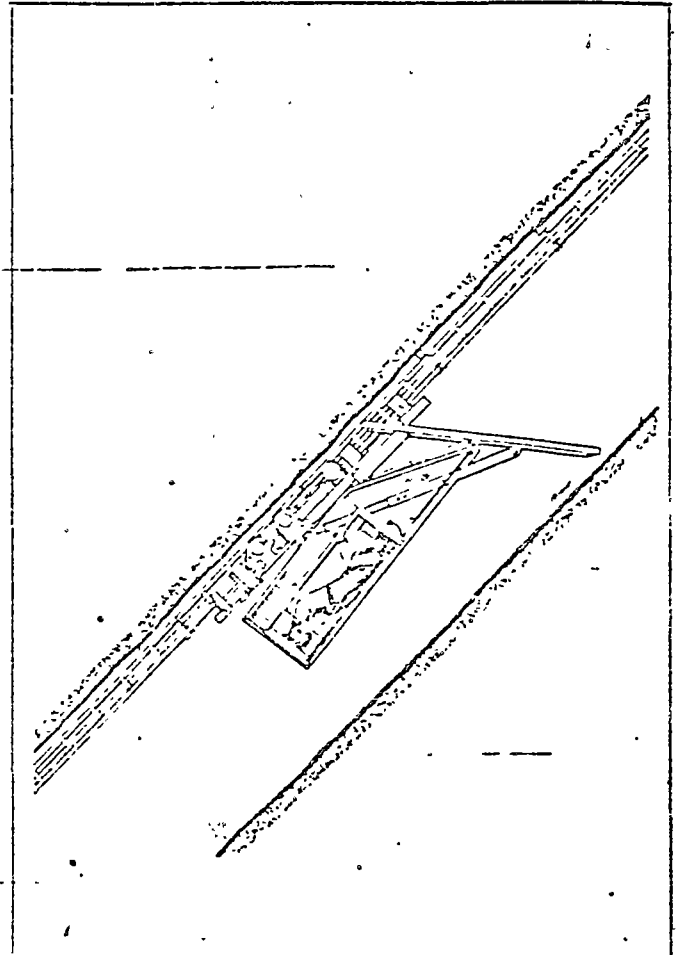


Fig. 76 STH-5E con soporte de rodillas suplementario.

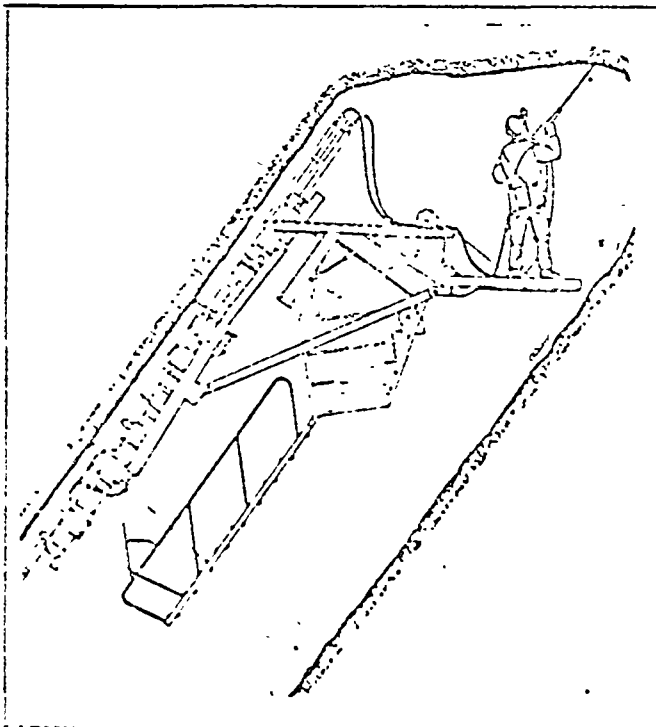


Fig. 77 STH-5E con plataforma de trabajo en dos escalones.

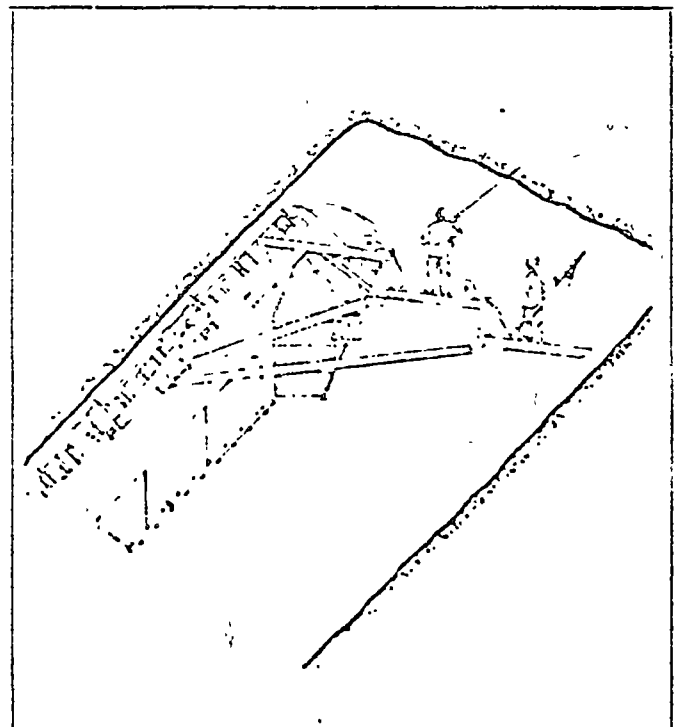
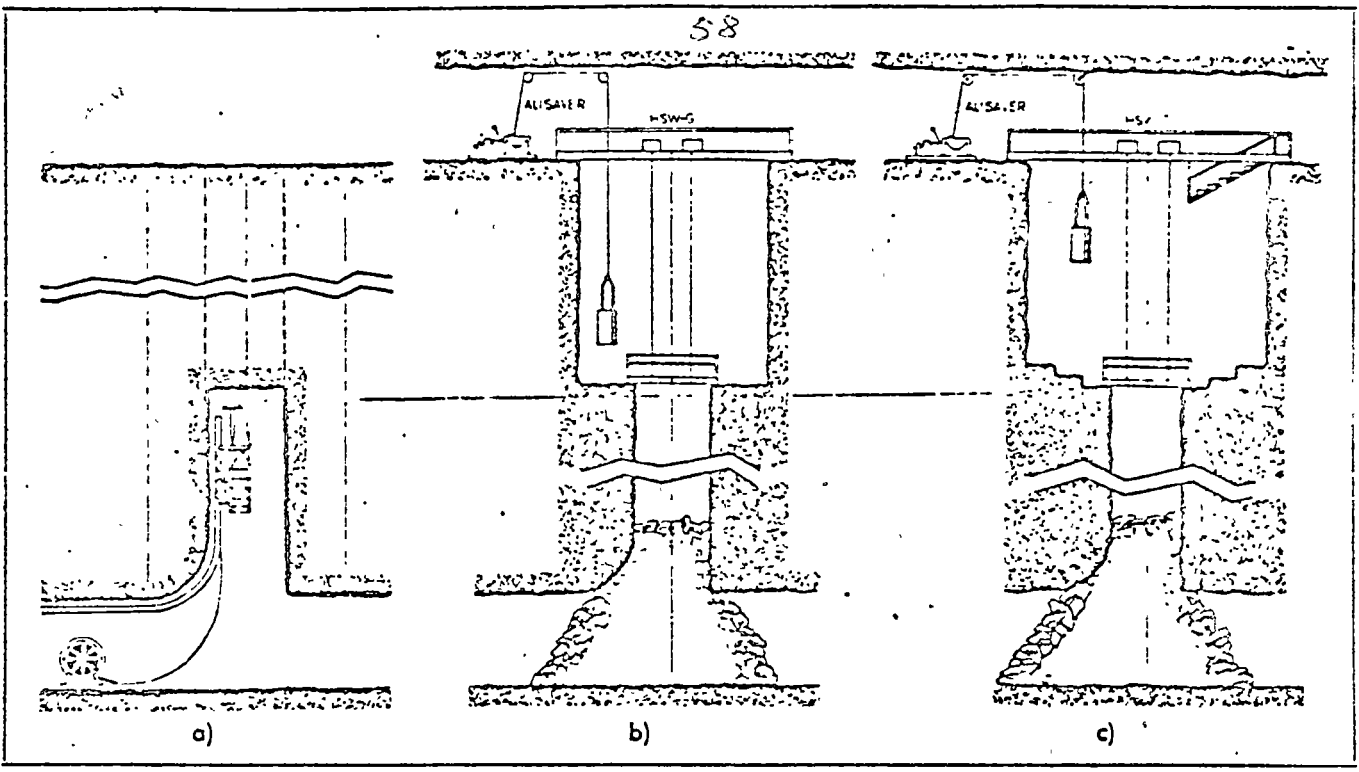


Fig. 78 STH-5E con plataforma de trabajo en tres escalones.

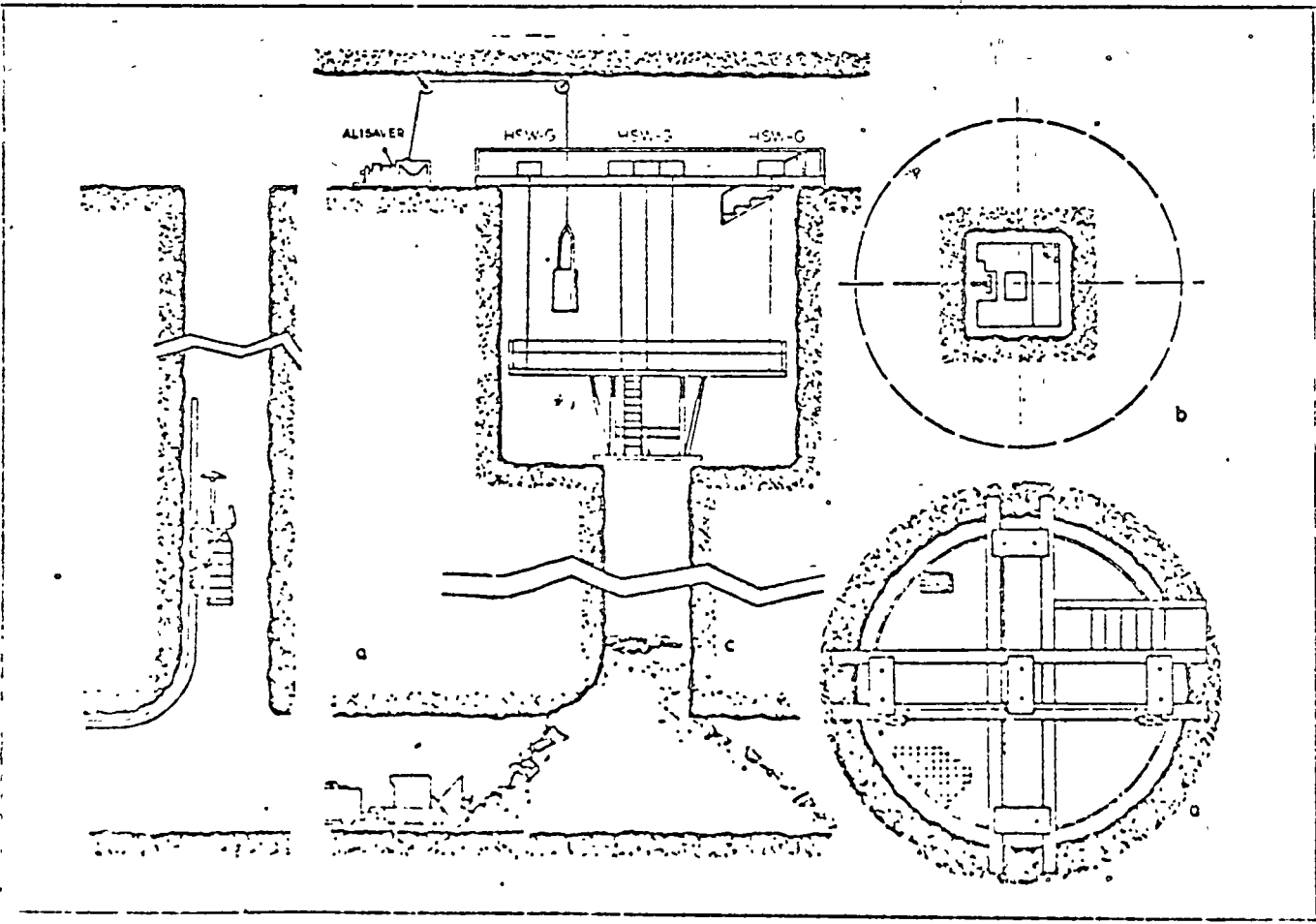


Labor escalonada con pozo piloto

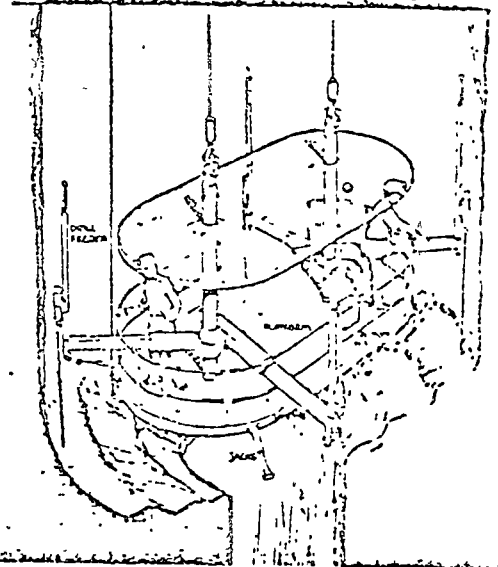
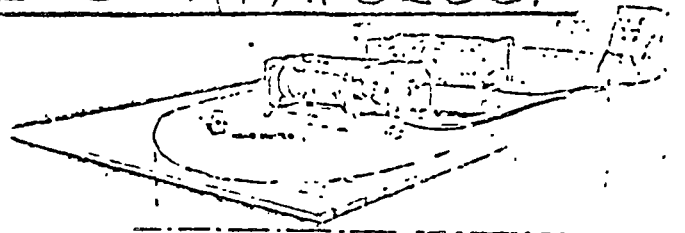
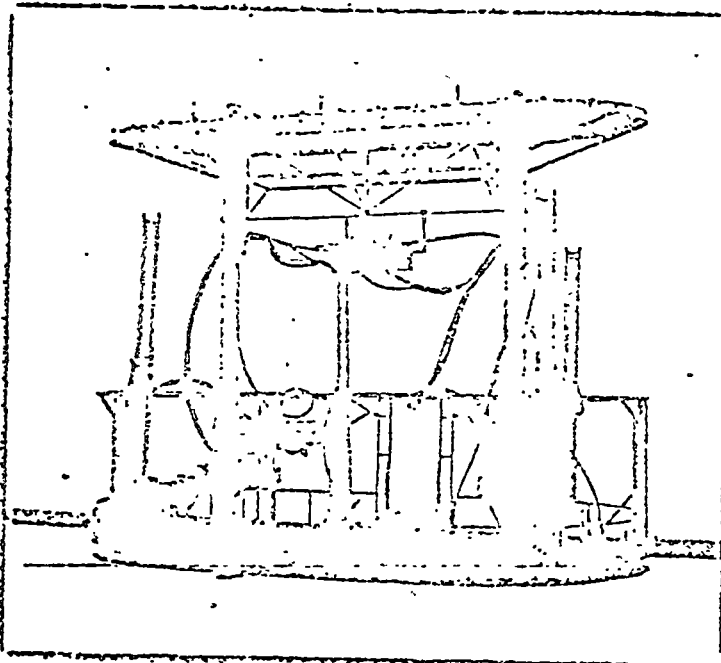
AMPLIACION DESCENDENTE

(ALIMAK.)

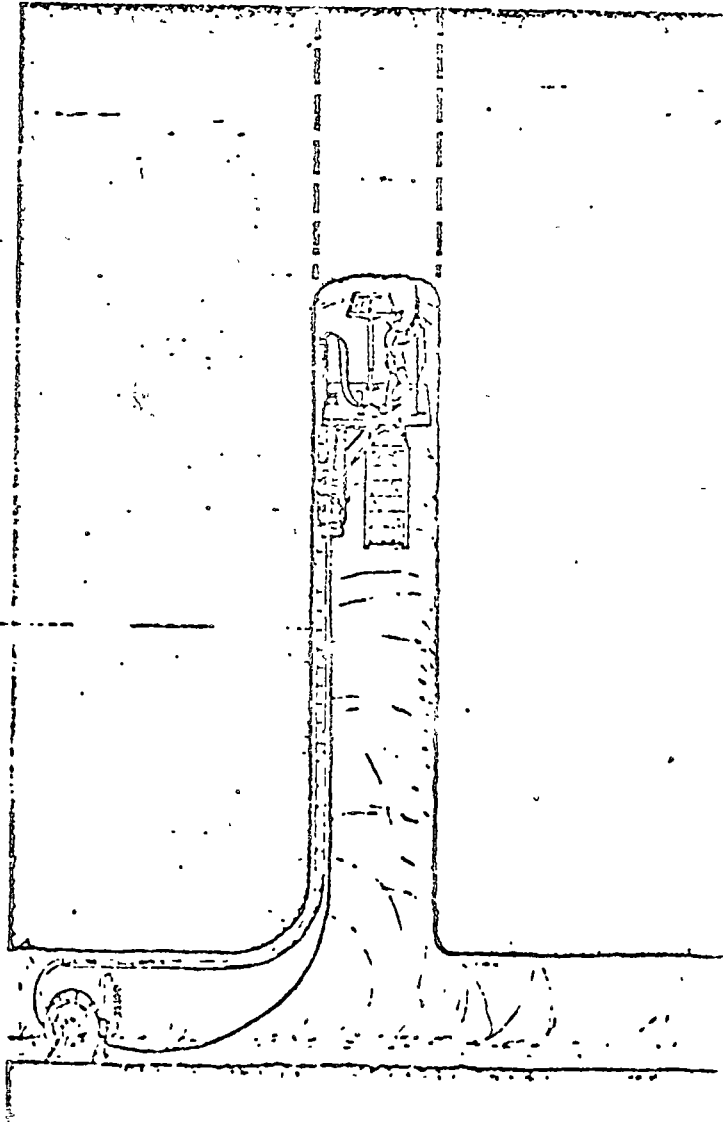
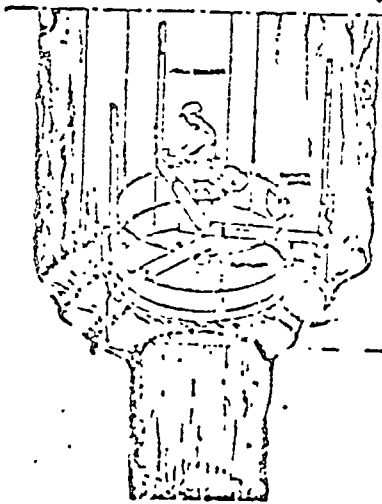
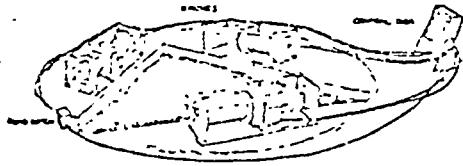
Pozos grandes

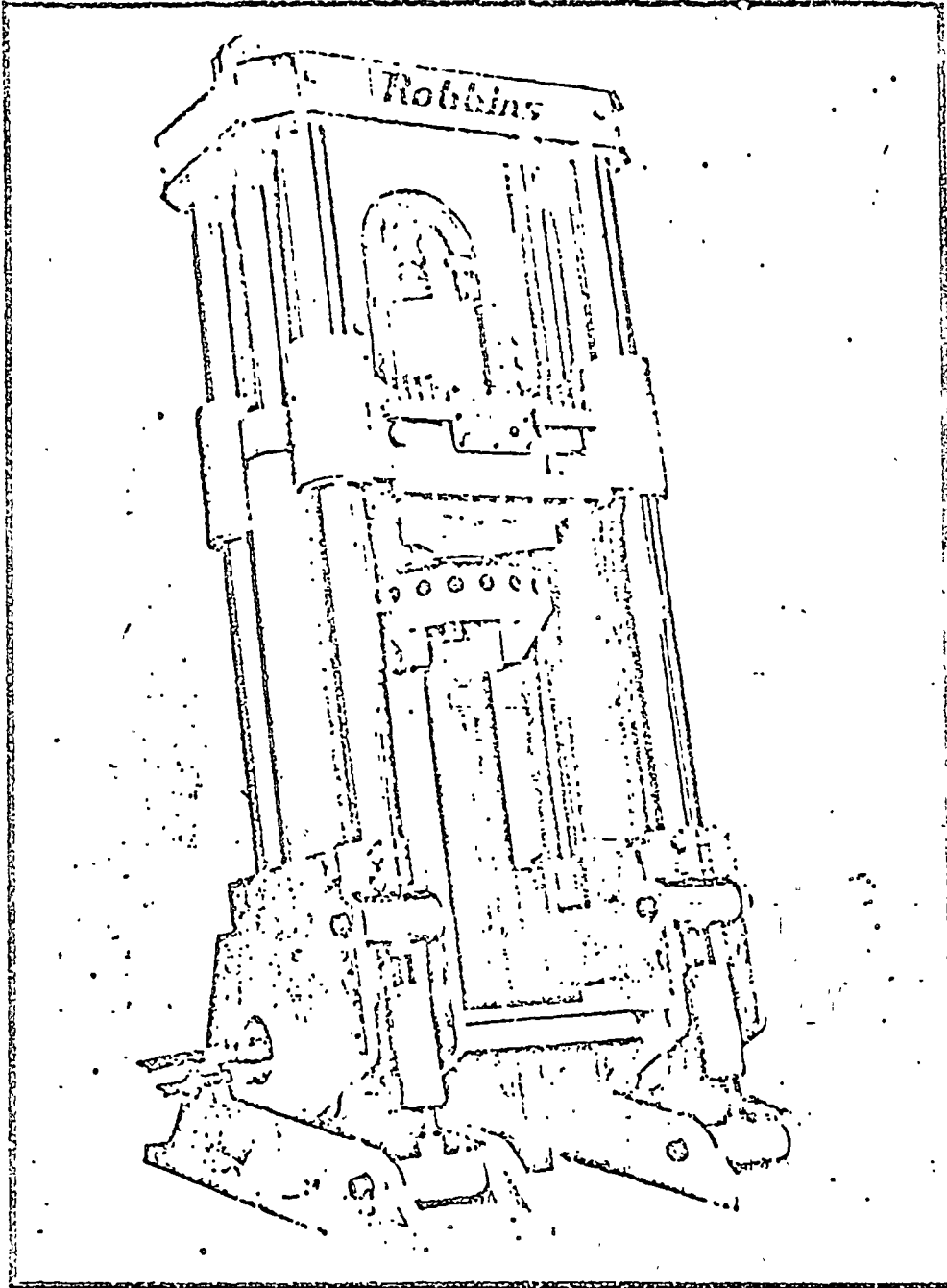


PARA AMPLIACION DE CONTRAPOZOS.



CIRCULAR





MODELO 41-R

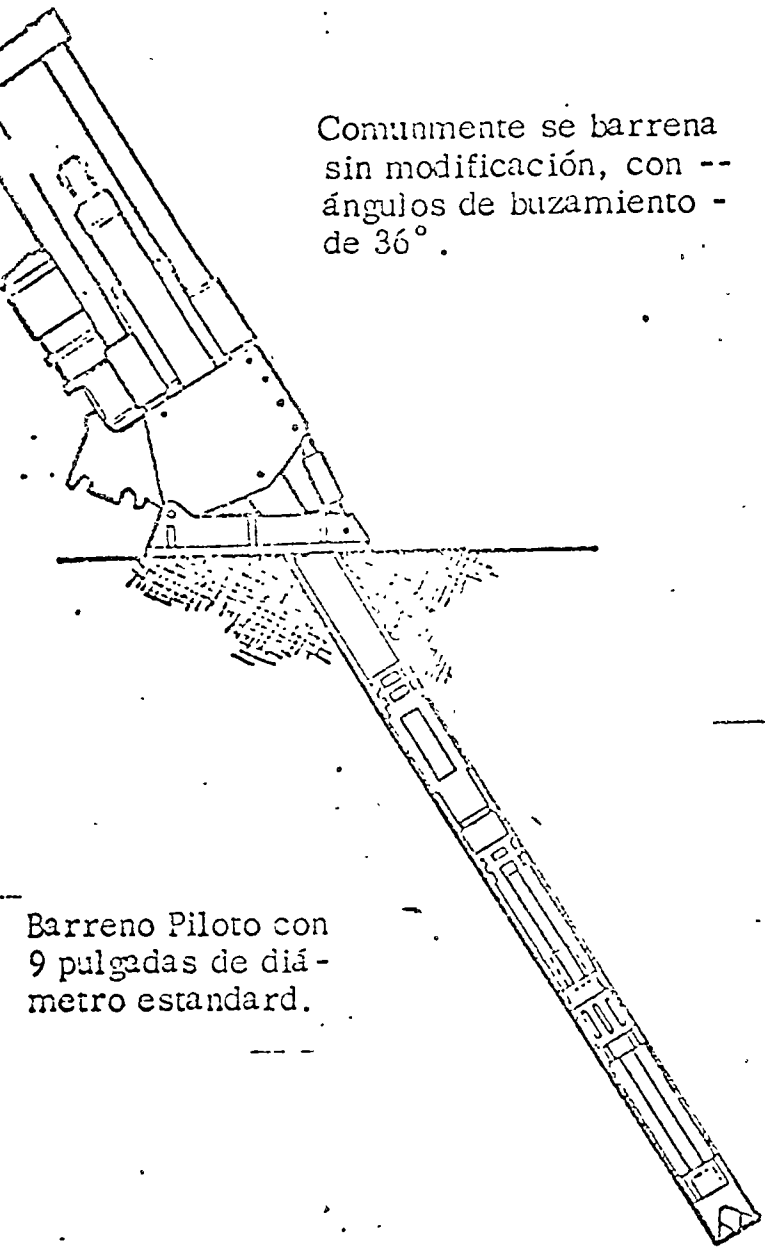
PERFORADORA DE CONTRAPOZO

Robbins

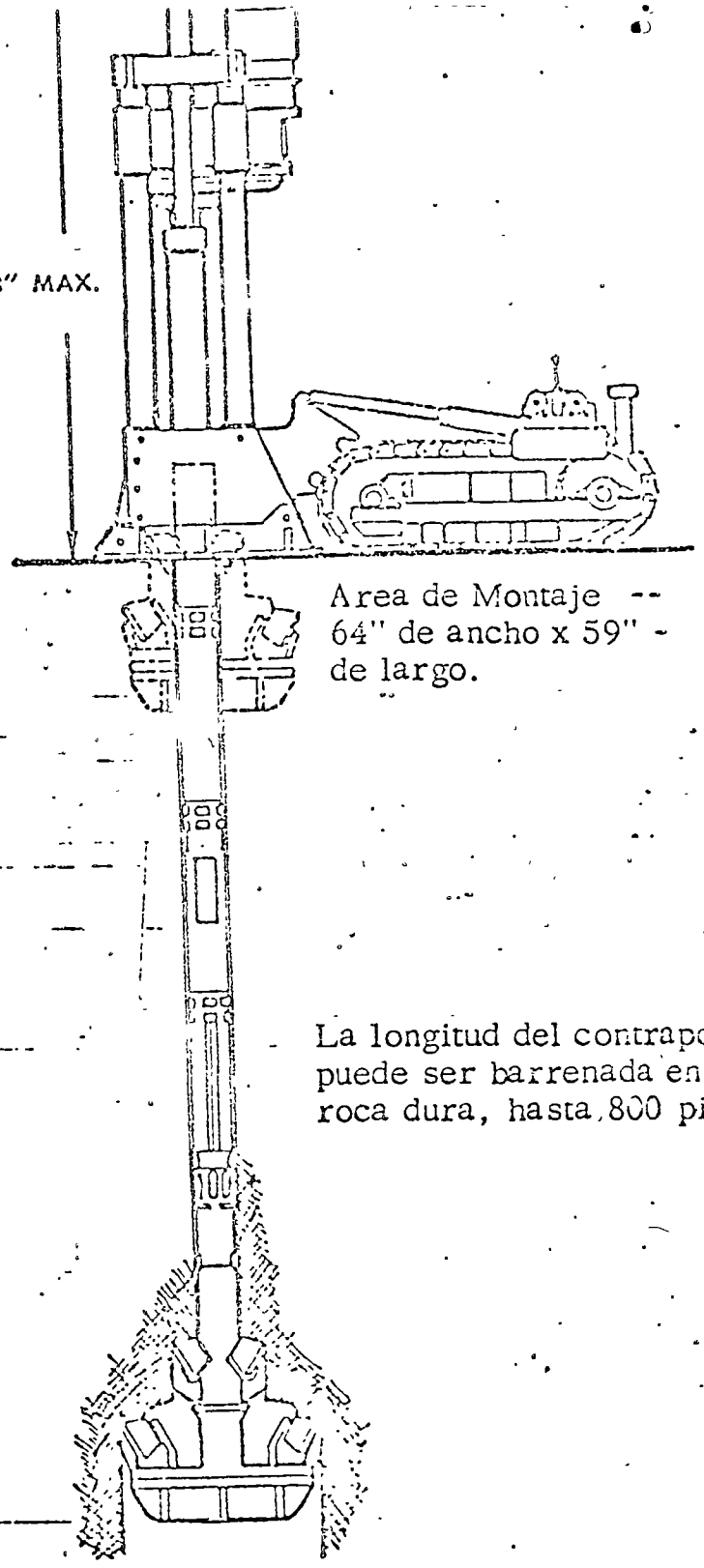
61

Comunmente se barrena sin modificación, con -- ángulos de buzamiento - de 36°.

13'-3" MAX.



Barreno Piloto con 9 pulgadas de diámetro estandard.



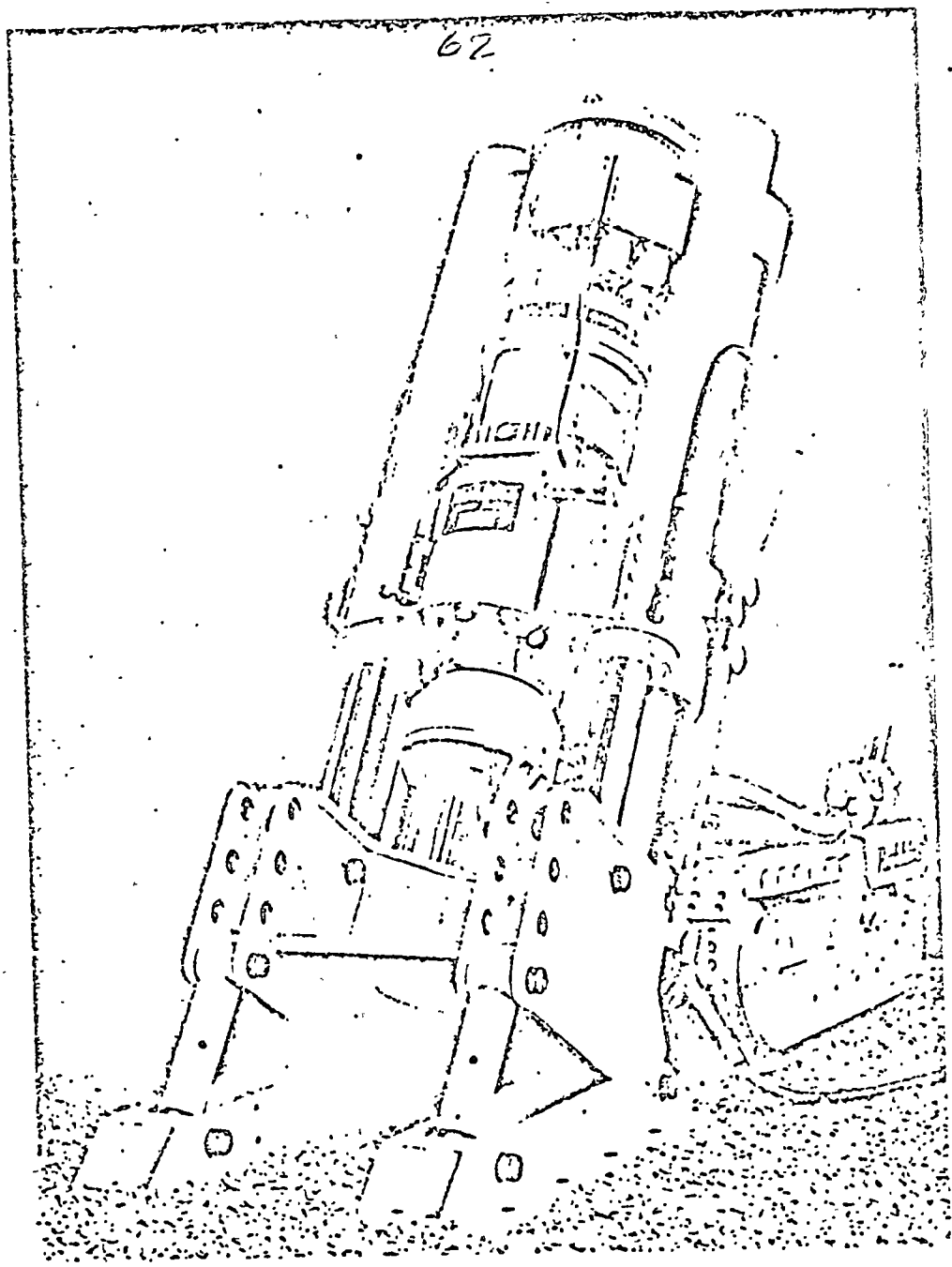
Area de Montaje -- 64" de ancho x 59" - de largo.

La longitud del contrapoz puede ser barrenada en - roca dura, hasta 800 pie.

Los barrenos piloto, -- son rimados a 48 pulg - das, en un solo paso.

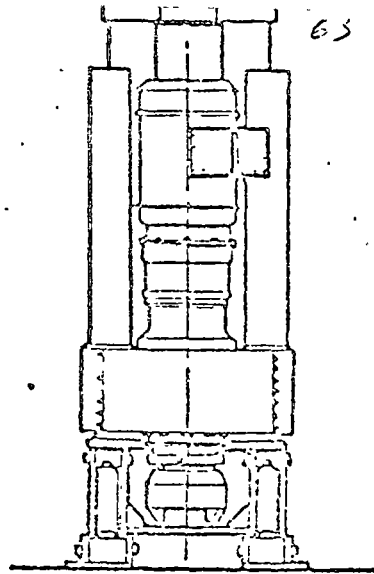
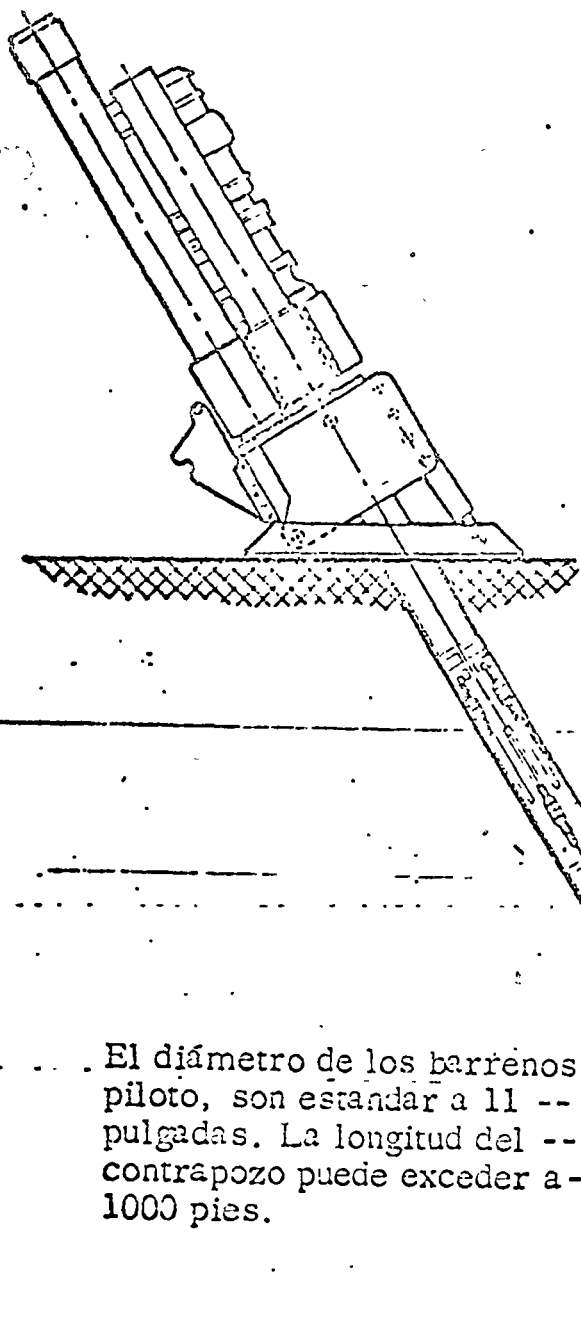
PERFORADORA DE CONTRAPOZOS ROBBINS - MODELO 41 R DE GRAN VERSATILIDAD

62



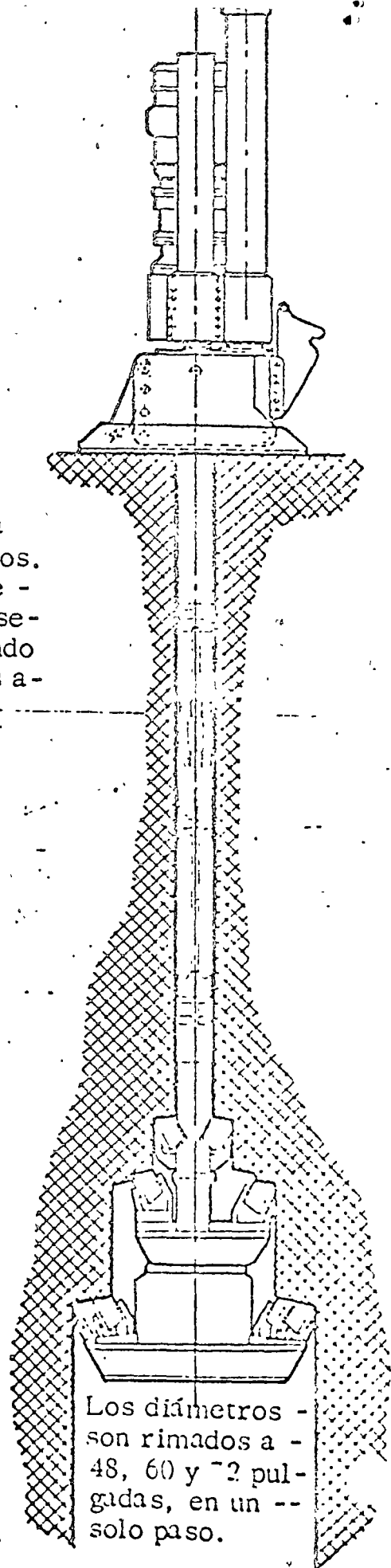
MODELO 61 R
PERFORADORA DE CONTRAPOZO

Robbins



Base Montada sobre una
placa de 5 pies cuadrados.
La altura de la torre se -
extiende hasta 16'-9" y se -
colapsa a 12' -2" , cuando
se perforan contrapozos a -
90°

El diámetro de los barrenos
piloto, son estándar a 11 --
pulgadas. La longitud del --
contrapozo puede exceder a -
1000 pies.



Los diámetros -
son rimados a -
48, 60 y 72 pul-
gadas, en un --
solo paso.

PLANTILLA

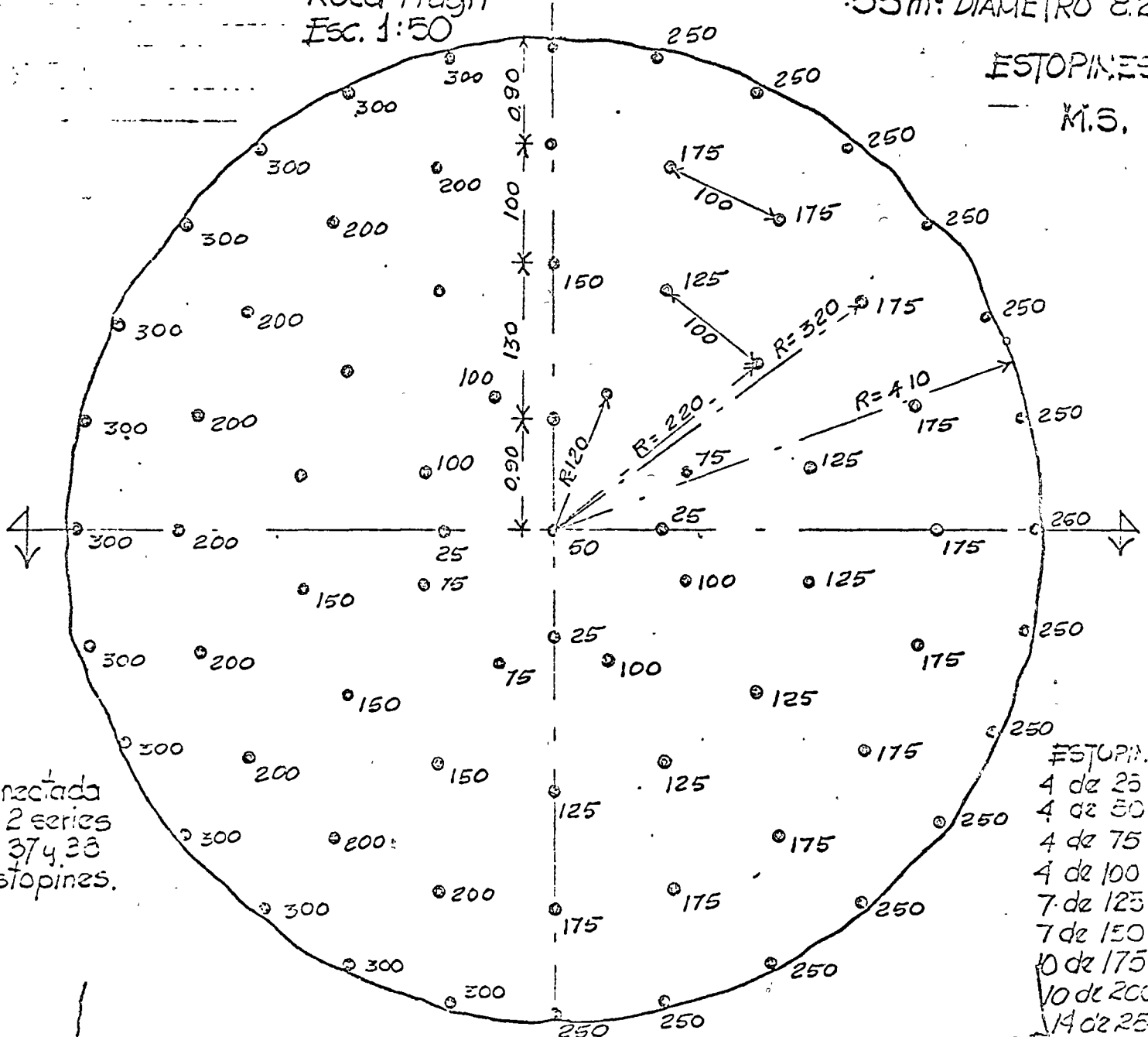
Cuña Piramide
Roca Fragil
Esc. 1:50

64

LUMBRERA

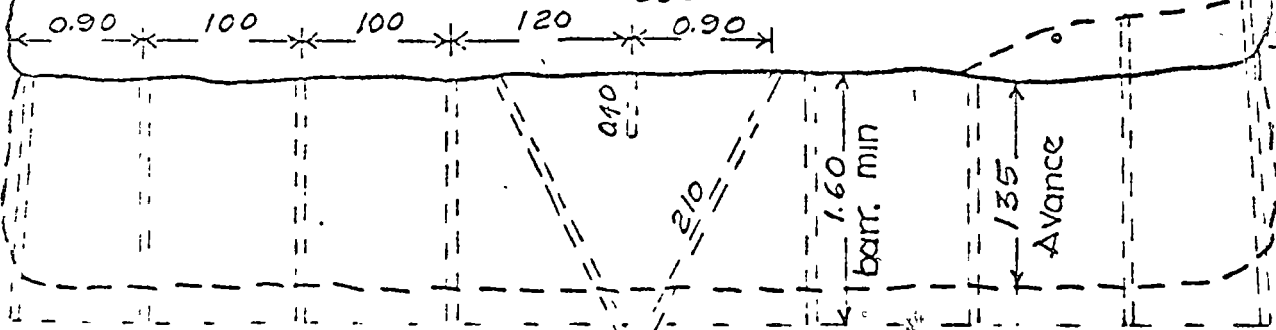
53 m² DIAMETRO 8.20 m

ESTOPINES
M.S.



Conectada
en 2 series
de 37 y 38
estopines.

- ESTOPINES.
- 4 de 25 Ms.
 - 4 de 50 Ms.
 - 4 de 75 Ms.
 - 4 de 100 Ms.
 - 7 de 125 Ms.
 - 7 de 150 Ms.
 - 10 de 175 Ms.
 - 10 de 200 Ms.
 - 14 de 250 Ms.
 - 1 de 300 Ms.



CARGA:	CENTRO :	1	barreno de 2 bombillos	60%	
	CUÑA :	4	barrenos de 6 bombillos	"	+ 3 bombillos 40%
	AYUDANTE :	42	"	3	"
	PERIM. :	23	"	2	"
	TOTAL		75	carrenos	

60%	40%
1	+ 0
24	+ 12
126	+ 123
56	+ 130
207	+ 273

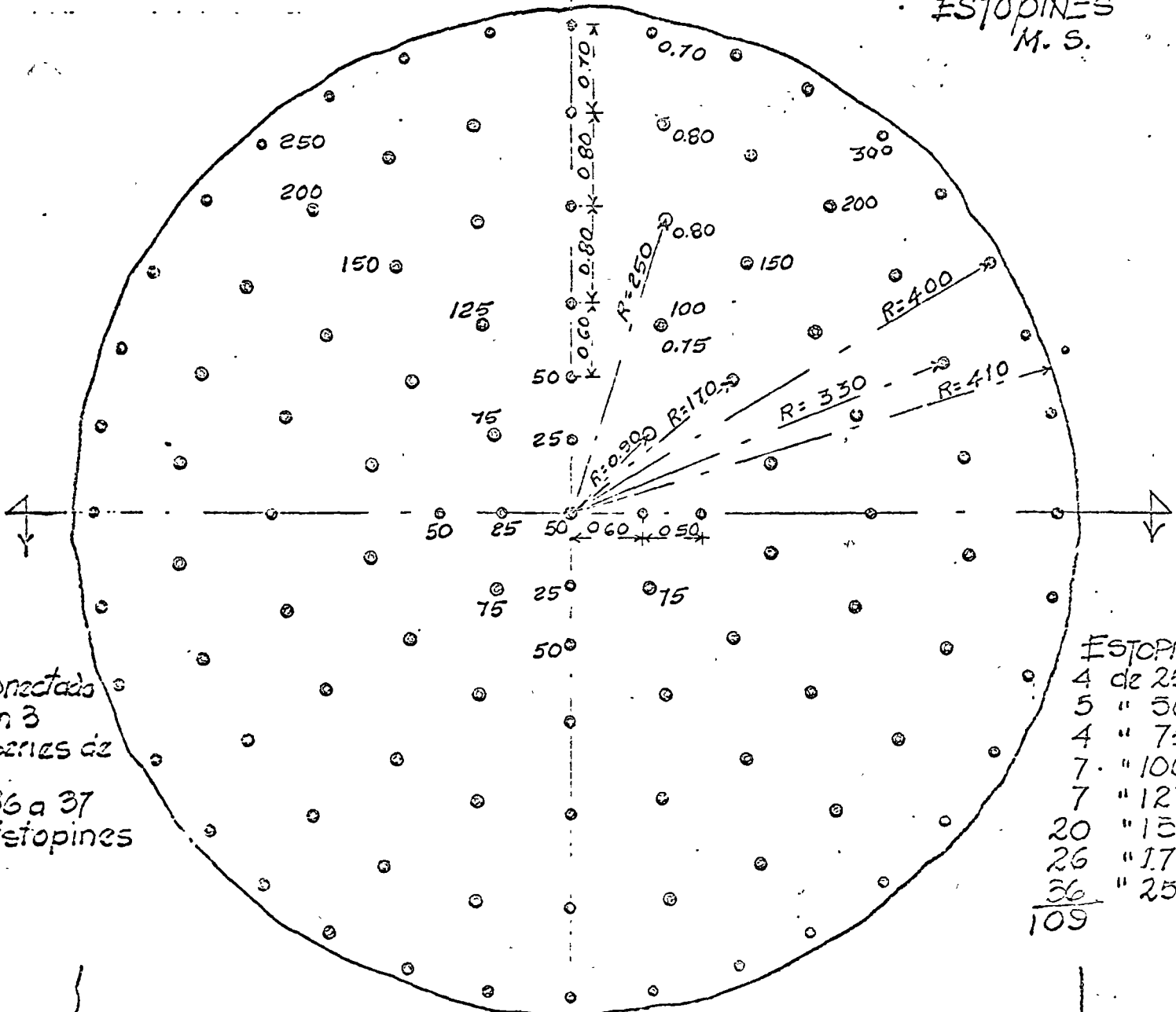
$207 \times 0,120 + 278 \times 0,128 = 37 + 35 = 72 \text{ ka. } / 1,35 \times 53 \approx 1,0 \text{ ka. / m}^3$

Escala: 1:50

65

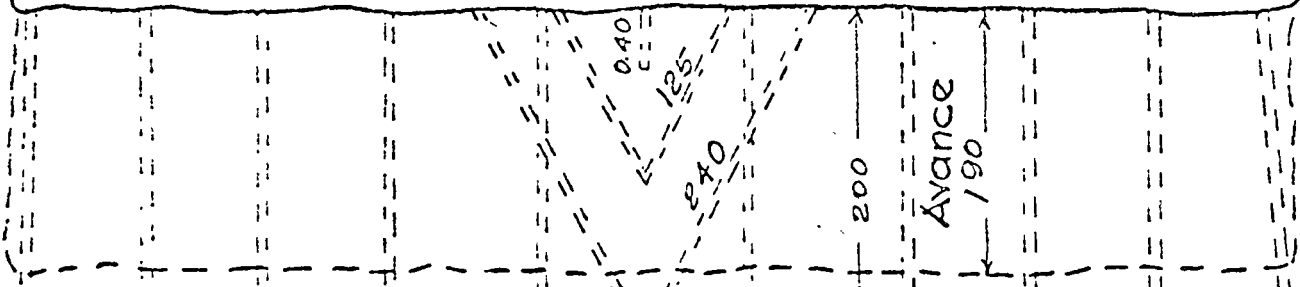
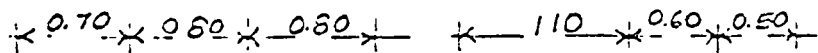
5.3 m³ DIAMETRO 8.20m

ESTOPINES
M. S.



ESTOPINES:

4	de 25 MS.
5	" 50
4	" 75
7	" 100 "
7	" 125 "
20	" 150 "
26	" 175 "
36	" 250 a 300 "
<u>109</u>	

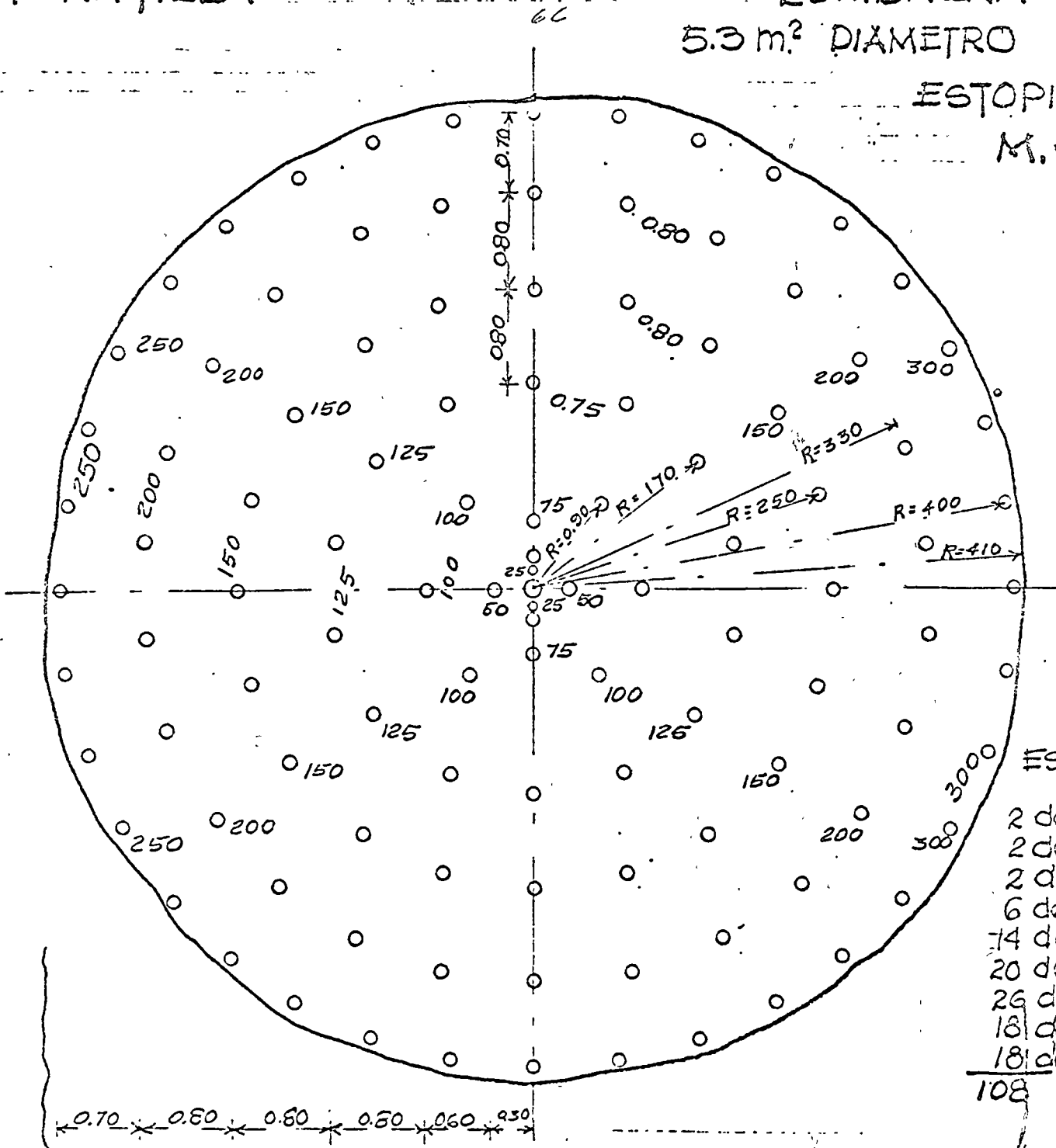


CARSA:	CENTRO:	1	barrano	de	1	barr. billo	60%	60%	40%	
(Máxima)	CUNA 1:	4	"	"	3	"	"	1	+	C
	CUNA 2:	4	"	"	6	"	"	12	+	C
	AYUDANTE:	64	"	"	4	"	"	24	+	12
	PERIM.	35	"	"	2	"	"	256	+	256
								72	+	252
								<u>355</u>		<u>520</u>

PLANILLA

LUMBRERA
5.3 m² DIAMETRO 8.20m.

ESTOPINES.
M.S.



ESTOPINES

- 2 de 25 M.S
- 2 de 50 M.S
- 2 de 75 "
- 6 de 100 "
- 14 de 125 "
- 20 de 150 "
- 26 de 200 "
- 18 de 250 "
- 18 de 300 "

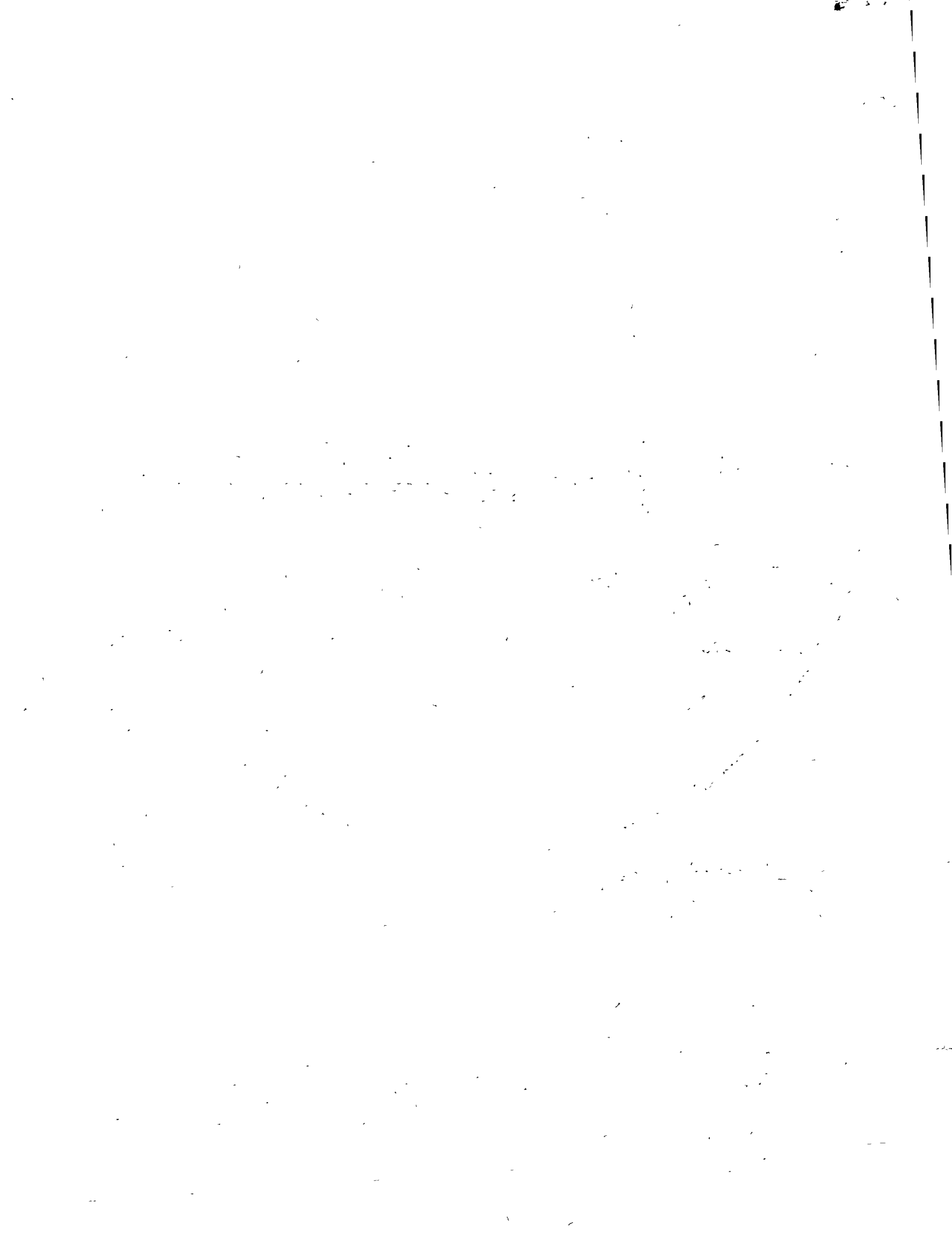
108

Cuña: 9 barrenos az prof. 150m Cargados 6 barrenos
 yua: 6 + 14 + 20 + 26 = 66; Perim: 36, Totos prof. 1.55 m.
 Carga: Cuña: 5 bom. 1 1/8" 60% + 3 bom. 7/8" 40%
 Ayud. 3 " " " + 3 " "

Total barrenos: 111 (Carga 108)

$300 \times 0,155 + 360 \times 0,128 / 53 \times 1.30 \approx 1,4 \text{ Kg/m}^3$ Roca fija.

60% + 40%
30 + 18
198 + 198
72 + 144
<hr/> 300 + 350

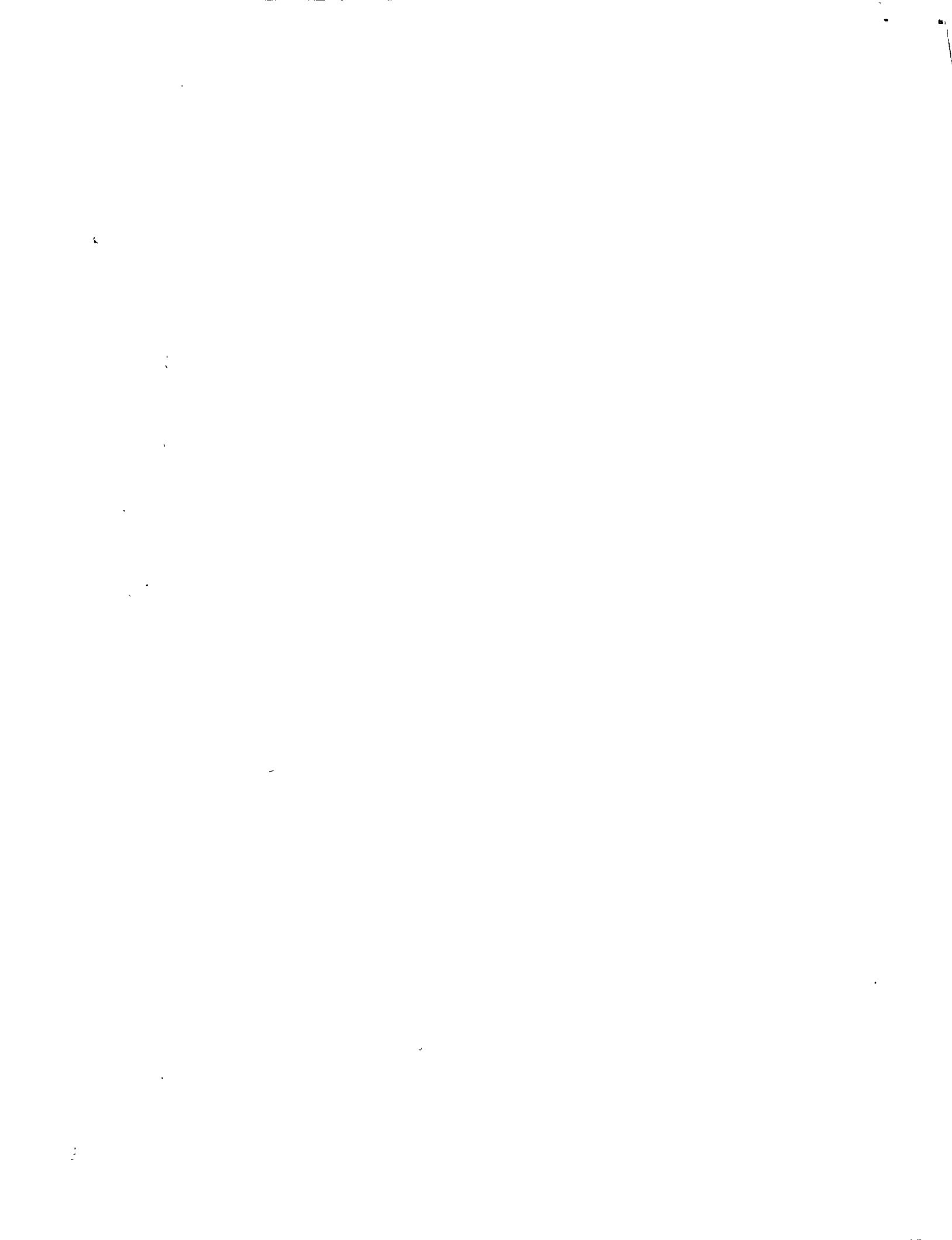


CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
CURSO SOBRE APLICACIONES DE LA MECANICA
DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA

INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS

Por: **Roberto Sánchez Trejo**

Leopoldo Espinosa Graham



1. INTRODUCCION

A medida que las obras de ingeniería se erigen más grandes y en lugares menos propicios, cobra mayor importancia el conocimiento de las propiedades de los terrenos (suelos y rocas) sobre los que se construye.

Por ser prácticamente nula la diferencia que existe entre ciertas rocas y algunos suelos (por ejemplo, una roca muy alterada y un suelo residual), es explicable que los ingenieros especialistas en cimentaciones y en excavaciones subterráneas y a cielo abierto, hayan impulsado a la par los estudios de rocas y de suelos. Karl Terzaghi, por ejemplo, en sus trabajos sobre túneles (ref. 1) - dió gran importancia a las excavaciones subterráneas en roca.

Talobre en 1957 es el primero que da nombre al estudio de las rocas en su obra " La Mécanique des Roches ", aportando en ella una serie de procedimientos teóricos, experimentales y de aplicación a las obras de ingeniería civil y de minas. Leopold Müller edita en 1963 su libro " Der Felsbau ". Estas dos obras fueron las primeras que intentaron codificar los conocimientos existentes.

La mecánica de rocas se encuentra actualmente en plena expansión, - tal como se encontraba la mecánica de suelos hace 30 años. Cabe por lo tanto esperar un notable progreso en los próximos años. Este progreso, que se está desarrollando rápidamente, puede ser identificado en un lapso tan corto como de 1 a 2 años y obedece, esencialmente, tanto al esfuerzo de investigación que se realiza como a la acumulación de experiencias de las obras ejecutadas.



El Comité de Mecánica de Rocas, de la Sociedad Americana de Geología, define mecánica de rocas como " la ciencia teórica y aplicada del comportamiento mecánico de las rocas; es decir la rama de la mecánica que se ocupa de la respuesta de las rocas a los campos de fuerzas de su medio ambiente físico (the theoretical and - - applied science of the mechanical behavior of rock; it is that - branch of mechanics concerned with the response of rock to the - force fields of its physical environment) (ref. 3 y 4).

El Prof. Jaeger (ref 5) añade que, en la práctica, la mecánica de rocas se ocupa principalmente de las masas de roca a la escala de las obras de ingeniería, y así, puede considerársele como el - estudio de las propiedades y del comportamiento de las masas de - roca " accesibles " sometidas a esfuerzos o a cambio de condiciones. Cuando la profundidad de la roca es tal que no es accesible a la perforación y excavación su estudio queda dentro del campo - de la geología estructural y de la estratigrafía.

De las ciencias de la Tierra, la geología es la más relevante y se ha definido como "La ciencia que trata del origen, la historia y la estructura de la Tierra, tal como aparecen registradas en las - rocas, así como de las fuerzas y procesos que actúan modificándolas". (ref. 6) .

Debe establecerse una diferencia entre la geología y la geología - ingenieril o geología del ingeniero o geología aplicada a la ingeniería; como su nombre lo indica, la geología del ingeniero es una rama del saber humano que utiliza los conocimientos geológicos en combinación con los conocimientos prácticos y con la experiencia - para auxiliar al ingeniero en la solución de problemas específicos de construcción.

En la construcción de estructuras de ingeniería civil pocas veces - se alcanzan profundidades mayores de 500 m, mientras que para estudios geológicos se consideran, en ocasiones, espesores hasta de - - 30 km. Por otro lado, la información que proporciona la geología - común involucra áreas muy extensas que no cubren los detalles que - necesita el ingeniero. La geología del ingeniero requiere de estudios minuciosos en el area donde se van a desplantar las obras de - ingeniería, estos estudios pueden involucrar levantamientos de detalle de fallas, fracturas, grietas y diaclasas, así como sondeos y - la obtención de testigos para establecer correlaciones de estratos y de discontinuidades.

El geólogo que practica la geología del ingeniero deberá proporcionar a éste toda la información pertinente en términos claros y sencillos; las clasificaciones complejas y la historia de las rocas - son, en ocasiones, de escaso valor profesional para él.

Hasta antes de 1953, los trabajos de mecánica de rocas (ref. 7), consistían de dos etapas: una experimental, constituida principalmente por ensayos de campo, con la finalidad de medir algunas propiedades de la roca, y la otra, por las aplicaciones de los resultados a diferentes problemas prácticos.

Los trabajos de la etapa experimental tenían como finalidad únicamente medir el " módulo de elasticidad " y el "estado de esfuerzos"- interno de la roca.

De 1953 a la fecha, se han efectuado, en número creciente, estudios y mediciones en las rocas y en los macizos rocosos, con el objeto - de prever su comportamiento y se han realizado investigaciones sobre deformación, ruptura, alterabilidad, flujo de agua, mejoramiento por medio de lechadas, anclaje, etc.

2. RELACION DE LA MECANICA DE ROCAS CON OTRAS DISCIPLINAS.

Los conocimientos relativos a las rocas y a los macizos rocosos, - que se encontraban dispersos en otras disciplinas afines, están siendo aglutinadas por la mecánica de rocas. Entre las disciplinas afines a la mecánica de rocas destacan especialmente la geología y la mecánica de suelos; debe mencionarse la participación destacada de la teoría de la elasticidad, la petrografía, la reología y la hidráulica de los medios porosos y fracturados.

La aparición de la mecánica de rocas es relativamente reciente, ya - que, como se dijo, la primera obra que pretendió codificar los conocimientos existentes apareció en 1957, mientras que, por otro lado, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas se creó apenas en - - 1962.

Se considera que son dos las razones fundamentales por las que la mecánica de rocas, siendo de carácter más general que la mecánica de - suelos, apareció mucho después que esta última. Estas razones son : la primera, la extrema complejidad de los fenómenos que se presentan en la mecánica de rocas y, la segunda, el hecho de que las formaciones rocosas presentan generalmente capacidades resistentes elevadas. En la mecánica de suelos, por el contrario, los fenómenos son menos complejos y a su vez se presentan mas delicados, pues normalmente - los suelos exhiben resistencias bajas y deformabilidades elevadas.

2.1. DIFERENCIAS Y ASPECTOS COMUNES ENTRE MECANICA DE ROCAS Y MECANICA DE SUELOS

La mecánica de suelos y la mecánica de rocas son ramas de la ingeniería afines que forman un tronco común: la geotecnia. Es por eso que sus procesos deductivos y sus métodos de indagación y de análisis son en ocasiones muy parecidos.

En ambas, particularmente en mecánica de rocas, es necesario un apoyo muy estrecho de la geología (de la geología estructural y de la geología aplicada a la ingeniería). El punto de partida y el marco de referencia es siempre una descripción geológica que defina los materiales de la corteza terrestre que están presentes, la interrelación y arreglo estructural que guardan en su estado actual y los procesos que sufrieron a través del tiempo para alcanzar ese estado, así como las características de los mismos que pueden ser fuente de problemas cuando se utilicen para un determinado fin.

Ambas disciplinas requieren el ensayo de los materiales que estudian para precisar, en terminos generales, sus características y, en especial, para definir aquellas que puedan ser fuente de problemas.

Los ensayos se hacen ya sea directamente, en muestras representativas extraídas del lugar, o sobre los mismos materiales en sitio, o, de otra forma, mediante la aplicación de sistemas de prospección que, midiendo ciertas características, permiten deducir otras que más interesan. Se alternan y complementan así procedimientos de experimentación de laboratorio con métodos de campo.

Los dos procedimientos persiguen, mediante métodos científicos, — obtener intervalos de valores y parámetros que caracterizan a los materiales bajo diversas condiciones de comportamiento durante el ensayo, condiciones que tratan de reproducir aquellas a las que — van a estar sujetos, posteriormente, durante la ejecución y operación de la obra o aprovechamiento en que están involucrados.

Estos intervalos de valores y parámetros quedan identificados en cada ensayo para aplicarse después en las ecuaciones o formulaciones teóricas, semiempíricas o prácticas, de que se disponga para describir, por ejemplo, los distintos estados de equilibrio y de deformación en casos de estabilidad, o los diferentes procesos de filtración o percolación de agua, en casos de permeabilidad.

Finalmente, es también común a ambas disciplinas la necesidad de verificar hasta qué grado el comportamiento real se apega al comportamiento ideado. Medir e interpretar lo que sucede en la realidad para afirmar o rectificar lo que se ha supuesto.

Las diferencias entre la mecánica de suelos y la mecánica de rocas son a veces sutiles, pero suficientes para distinguirlas, como — hasta ahora, como dos ramas distintas de la geotecnia.

Una diferencia importante se relaciona con los materiales con los que cada una trata; aunque desde un cierto punto de vista geológico, lo mismo es roca por ejemplo una arena que una arenisca, pues las dos son, a fin de cuentas, corteza terrestre, la una es del — dominio de la mecánica de suelos y la otra de la mecánica de rocas. Arthur Casagrande ha descrito muy gráficamente esta diferencia, aludiendo al sonido que produce el martillo de un geólogo al



golpear. Si el material que golpea suena "toc-toc" pertenece a la mecánica de suelos, si suena "tac-tac" pertenece a la mecánica de rocas.

Salvo en casos más bien excepcionales de suelos que presentan en su masa fracturas numerosas e importantes, como algunos limos cementados o arcillas muy consolidadas, el estado de esfuerzos y deformaciones y sus variaciones pueden describirse en los suelos por las leyes de la mecánica del medio continuo. En las rocas, en cambio, esto sólo es posible en los casos extremos, bien se trate de roca densa masiva con pocas discontinuidades o bien de roca muy fracturada con numerosas discontinuidades, muy juntas entre sí y en todas direcciones.

Los casos intermedios, muy comunes, de masas de rocas fracturadas, con fracturas o juntas no muy separadas y en direcciones predominantes, deben ser tratados como medios no continuos, en los que difícilmente las leyes de la mecánica del medio continuo y la teoría de la elasticidad pueden ayudar a describir los estados de esfuerzos y deformaciones y sus variaciones. Las características principales de la roca son la anisotropía y la discontinuidad de la estructura del material. Estas dos características se presentan raramente en la mecánica de suelos y podría establecerse que la mecánica de suelos es realmente un caso especial de la mecánica de rocas que trata con roca completamente desintegrada, en la cual la anisotropía desaparece totalmente y la desintegración llega al máximo.

Para obtener valores y parámetros característicos de los macizos rocosos deben intervenir preferencialmente los ensayos de campo a escala natural; puesto que el comportamiento no está regido por la

roca misma sino por la disposición, forma y dimensiones de las fracturas y discontinuidades y por las características del material que se encuentra dentro de las fracturas; los ensayos en modelo a escala reducida pueden, por la misma razón, participar importantemente en los estudios de comportamiento. El procesamiento de datos de campo y laboratorio por métodos estadísticos es igualmente util.

Mientras que en suelos rige más bien la mecánica del medio contínuo, en rocas se aplica la mecánica del medio discontinuo, del medio discreto; así mismo, en la mecánica de rocas es fundamental tomar en consideración el comportamiento de los materiales que rellenan las discontinuidades.

La ecuación de Mohr-Coulomb, que define la resistencia al corte, puede ser aplicable tanto a suelos como a rocas, pero los métodos para valuar los parámetros de cohesión y rozamiento son diferentes. Normalmente en rocas se requiere trabajar en los ensayos a mucha mayor escala que en suelos y el orden de magnitud de los esfuerzos aplicados es también mucho mayor; por lo tanto los costos involucrados en los ensayos son varias veces superiores.

En mecánica de suelos muchas veces se puede prescindir de los ensays de campo, si bien una de las tendencias actuales es a preferirlos sobre los ensayos de laboratorio. En mecánica de rocas los ensayos de laboratorio, por lo general, proporcionan información limitada y se tiene que recurrir casi irremediabilmente a ensayos de campo.

Aunque hay indudables similitudes, hay también diferencias nota-

bles en los instrumentos y las técnicas que se emplean para medir las propiedades y el comportamiento real de suelos y rocas. La magnitud de esfuerzos y deformaciones suele ser muy diferente y los procesos de variación con el tiempo de orden muy diverso. La mecánica de rocas destina diversas técnicas de medición en campo a la identificación del estado natural de esfuerzos; en la mecánica de suelos esto no se requiere. La mecánica de suelos tampoco ve afectados seriamente los resultados de las mediciones por la dirección y el sentido en que se hagan, como la mecánica de rocas en la que la orientación respecto a las discontinuidades es definitiva.



2.2. LA PARTICIPACION DE LA GEOLOGIA EN LA MECANICA DE ROCAS

Las consideraciones geológicas adquieren gran importancia en el estudio del comportamiento mecánico de un macizo rocoso; con el conocimiento de la geología y de la naturaleza de la obra que se proyecta construir, es posible programar las mediciones que será necesario ejecutar, tanto para determinar las características mecánicas del macizo rocoso, como para predecir y observar el comportamiento del conjunto macizo rocoso-estructuras.

El primer paso es el conocimiento de la naturaleza de los materiales, es decir la petrología y petrografía de ellos, después, la secuencia estratigráfica, los rasgos estructurales, los rasgos morfológicos o topográficos y las condiciones geohidrológicas.

La petrología y petrografía se utilizan para conocer el origen de la roca: si es ígnea, sedimentaria o metamórfica; si se trata de una roca ígnea: si es extrusiva o intrusiva; si es sedimentaria: si es de origen mecánico, químico u orgánico y si es metamórfica: su grado de metamorfismo, si es metaígnea, metasedimentaria o bien derivada de otra roca metamórfica.

Para definir la especie mineralógica deberá efectuarse el estudio petrográfico correspondiente, el cual permitirá, además, determinar si hay alteración qué tan avanzada se presenta, así como si existe microfisuramiento, y en qué grado pueden influir ambos en el comportamiento de un macizo rocoso.

Algunas rocas de apariencia sana cuando son observadas megascópicamente, resultan completamente distintas cuando son vistas al microscopio.

El conocimiento de la secuencia estratigráfica permitirá establecer la posición que guardan las distintas unidades litológicas presentes y sus variaciones tanto en el sentido vertical como en el horizontal, ubicándolas en el tiempo y en el espacio. Lo importante es definir la relación que guardan las rocas competentes con las no competentes.

No hay macizo rocoso por sano que se encuentre, que no esté afectado por fracturamiento; en efecto, cualquier roca sea ígnea, sedimentaria o metamórfica, presenta siempre fracturas, ya sea arregladas en sistemas, formando grupos de juntas, o bien fracturas, fisuras, fallas o grietas que no obedecen ningún patrón estructural. Puesto que siempre existen, es muy importante conocer la actitud de estos accidentes estructurales, es decir su rumbo y echado, así como su frecuencia, para determinar en qué grado afectan al comportamiento del macizo rocoso y qué influencia pueden tener en el emplazamiento de una estructura.

Por lo que respecta a la estratigrafía y a los rasgos estructurales, los planos y perfiles geológicos, deben ser, lo más detallados, claros y precisos que sea posible, con objeto de que el ingeniero pueda interpretarlos y utilizarlos para localizar sus estructuras convenientemente.

La historia geológica de un macizo rocoso está relacionada - con los diferentes estados de presiones a que ha estado sometida una roca desde su formación (incluidos los procesos dia genéticos cuando se trata de rocas sedimentarias). Rocas -- muy antiguas pueden haber sufrido tectonismo intenso desde su formación hasta la etapa actual. Obviamente el comportamiento mecánico de una roca no es el mismo si se trata de -- una roca sedimentaria o volcánica reciente, que si se trata de una roca antigua ígnea o sedimentaria sometida a la acción de fuerzas compresivas muy intensas, o, sobre todo, si se -- trata de una roca metamórfica. En obras subterráneas profundas donde las rocas de cualquier tipo están sometidas a fuertes presiones, se presentan fenómenos de decompresión cuya - magnitud debe ser predecible.

En zonas de topografía abrupta donde la acción de la gravedad ayudada por accidentes estructurales (estratificación, fallas y fracturamiento) y por los efectos de la interperie (meteo-rización), ha dado lugar a los fenómenos de escurrimiento o de balanceo de ladera, los macizos rocosos presentan un estado de equilibrio inestable y se observan deformaciones importantes algunas veces a distancias bastante alejadas de la superficie de la ladera.

El estudio de las condiciones geohidrológicas contribuye al conocimiento del grado de saturación de la roca (dependiente de la porosidad y permeabilidad) así como de las presiones -- hidrostáticas existentes y la naturaleza de las aguas.

3. LAS APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.

La creciente importancia, grado de dificultad y responsabilidad que involucran las realizaciones de ingeniería, han estimulado notablemente la expansión de la mecánica de rocas. Así ha ocurrido, por ejemplo, en el caso de los túneles cuya cobertura máxima ha alcanzado los 2500 m (túnel carretero del Monte Blanco entre Francia e Italia, que entró en servicio en 1965, y que es el túnel más profundo construido hasta la fecha). A esta profundidad se desarrollan esfuerzos elevadísimos en la roca en la vecindad del túnel, los cuales llegaron a ocasionar la rotura de la misma a pesar de su elevada resistencia, cercana a los 1000 kg/cm².

Es interesante, por otro lado, destacar las conclusiones de la conferencia de la OCEDE (Organización de Cooperación Económica y Desarrollo) sobre la construcción de túneles. Se concluyó en esta reunión internacional, celebrada en 1970 en la ciudad de Washington, D. C., que en el decenio de 1970 a 1980 se abrirán en los países miembros ~~ca~~ 600,000 km de túneles involucrando un volumen de excavación superior a 5000 millones de m³ con una inversión superior a 150,000 millones de dolares.

En el campo de las presas, que en ocasiones tienen que ser cimentadas sobre formaciones con propiedades muy precarias, la altura que se está alcanzando es cercana a los 300 m (caso de la presa de Inguri en el Caúcaso) y requiere de la ejecución de ensayos de mecánica de rocas cada vez mas completos y elaborados que van desde la obtención de testigos de roca, de sondeos de exploración, hasta la ejecución de ensayos de corte directo en grandes masas de roca y la determina-

ción del estado de esfuerzos residuales en el macizo rocoso.

La construcción de grandes centrales eléctricas subterráneas, de potencia instalada cada vez más elevada, exige la ejecución de cavernas de grandes dimensiones y está imponiendo el perfeccionamiento de la mecánica de rocas. Otras obras subterráneas cada vez más comunes, son las cavidades destinadas al almacenamiento de líquidos y otros productos, como por ejemplo desperdicios radioactivos.

Otro campo de la ingeniería civil donde tendrá cada vez más aplicaciones la mecánica de rocas es el urbanismo subterráneo, ya que cada día crece más la necesidad e interés de desarrollar parte del espacio urbano a profundidad.

En el campo de la ingeniería civil un aspecto que ha llamado mucho la atención, para la necesidad de un mejor conocimiento del comportamiento de los macizos rocosos, ha sido la ocurrencia de algunos accidentes muy graves en obras hidráulicas. Nos referimos, por ejemplo, al accidente muy conocido de la presa de Arco de Malpasset en Francia - que provocó 350 muertes y al accidente provocado por el deslizamiento de una vertiente sobre el embalse de la presa de Vajont en Italia.

En México son varias las dependencias de gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo de ingenieros especializados en mecánica de rocas y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Obras Públicas y el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La Comisión Federal de Electricidad fué, probablemente, la primera en preocuparse seriamente por desarrollar la mecánica de rocas, ya que

debió enfrentarse desde la década de los 50, a muy serios problemas - de excavaciones subterráneas y de cimentaciones de presas. Entre las obras en que la Comisión Federal de Electricidad aplicó los conoci- - mientos de mecánica de rocas destacan las presas de La Soledad en Puebla; Santa Rosa, en Jalisco; El Novillo, en Sonora y las centrales - subterráneas de Malpaso y la Angostura.

Para la cimentación de las presas de la Soledad, Santa Rosa y El Novillo, la CFE realizó determinaciones de módulos elásticos por métodos estáticos y dinámicos en campo, así como ensayos de resistencia en la laboratorio. También, para la primera presa citada, se realizó el análisis de estabilidad de laderas y ensayos de carga en un túnel de pre sión. Para la central subterránea de Malpaso se realizaron determinaciones de estado natural de esfuerzos, ensayos de permeabilidad y de inyectabilidad, estudios de estabilidad en cortes etc. Para la central subterránea de Angostura se han llevado a cabo estudios de comportamiento del macizo rocoso durante las excavaciones, se han determinado módulos de deformación y estado natural de esfuerzos por diver sos métodos y se han hecho confrontaciones de desplazamientos observados con los calculados por el método del elemento finito. Finalmente en uno de los sitios donde se proyecta construir la presa de Chicoasen, se han llevado a cabo estudios de resistencia al corte, estados de esfuerzos, módulos de deformación y se han hecho interesantes estudios de estabilidad de vertientes.

También la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha desarrollado estudios de mecánica de rocas muy interesantes entre los que conviene destacar los realizados para las presas: La Amistad, Tepuxtepec, Las Tórtolas, etc. La Secretaría de Obras Públicas ha hecho estudios de mecánica de rocas especialmente encauzados a resolver los problemas de estabilidad y movimiento de taludes y cortes en carreteras.

Finalmente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM cuenta con un grupo muy destacado de investigadores que desarrollan y perfeccionan métodos de medición de propiedades de la roca, así como ensayos de laboratorio y campo y métodos de análisis de esfuerzos en macizos rocosos.



Referencias.-

- 1.- R. V. Proctor y T. L. White, Rock Tunneling with Steel Supports,
(The Youngstown Printing Co., Youngstown Ohio, 1964) pp 1-99
- 2.- J. Talobre, La Mécanique des Poches, (Dunod, París, 1957)
- 3.- K. C. Stagg y O. C. Zienkiewicz, Rock Mechanics in Engineering Practice, (John Wiley and Sons, N. Y., 1968) p. 1.
- 4.- J. C. Jaeger y N. G. W. Cook, Fundamentals of Rock Mechanics,
(Methuen and Co. Ltd., London, 1969) p. 1.
- 5.- Jaeger, op. cit. p. 1.
- 6.- D. P. Krymine y W. R. Judd, Principles of Engineering Geology and Geotechnics, (McGraw-Hill, 1957) p. 1.
- 7.- A. Mayer, Recent Work in Rock Mechanics, Third Rankine Lecture,
(Geotechnique, Vol. XIII, 1963) pp. 99-120



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
CURSO SOBRE APLICACIONES DE LA MECANICA
DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA

PARTICIPACION DE LA GEOLOGIA EN LA
MECANICA DE ROCAS

Por : Mariano Ruiz Vázquez
Alfredo Franco Morales

1974

RESUMEN

EL PAPEL QUE JUEGA LA GEOLOGÍA AL INVESTIGAR UN MACIZO ROCOSO PARA FINES DE CONSTRUCCIÓN, YA SEA EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS O A CIELO ABIERTO, O PARA LA FUNDACION DE ALGUNA ESTRUCTURA, ES DE LA MAYOR IMPORTANCIA, AL GRADO QUE EL ESTUDIO GEOLÓGICO SE DEBE CONSIDERAR COMO FORMANDO PARTE DE LA INFORMACIÓN BÁSICA.

ES PUES NECESARIO EXAMINAR AL DETALLE: LOS ASPECTOS LITOLÓGICOS, COMPLEMENTADOS CON ESTUDIOS PETROGRÁFICOS, LA SECUENCIA ESTRATIGRÁFICA DETERMINANDO LOS DISTINTOS CAMBIOS DE FACIES, LOS RASGOS ESTRUCTURALES (FALLAS, FRACTURAS, DISCORDANCIAS, ETC.), LA HISTORIA GEOLÓGICA QUE PERMITA INFORMAR SOBRE LOS ESFUERZOS A QUE HA ESTADO SOMETIDO EL MACIZO ROCOSO, LAS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS Y, FINALMENTE, LAS FORMAS TOPOGRÁFICAS EN RELACION CON EL SITIO DONDE SE UBICA LA OBRA POR CONSTRUIR, YA QUE ZONAS QUE DENTRO DEL CICLO GEOMÓRFICO DE EROSION SE ENCUENTRAN EN LA ETAPA JUVENIL DE DISECCION PUEDEN PRESENTAR SERIOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

EL EXAMEN DE LO ANTERIOR DEBERÁ CONDUCIR A ELABORAR UNA CARTA GEOLÓGICA DETALLADA, SECCIONES GEOLÓGICAS Y PERFILES INDIVIDUALES DE LAS EXPLORACIONES EJECUTADAS, QUE SERVIRÁN DE BASE AL CONSTRUCTOR Y EN PARTICULAR AL MECANICISTA DE ROCAS PARA CONTINUAR Y LLEVAR A SU TÉRMINO LA INVESTIGACION DEL MACIZO ROCOSO.

LA GEOLOGIA EN LA MECANICA DE ROCAS

EL PAPEL QUE JUEGA LA GEOLOGÍA EN LA INVESTIGACIÓN DE UN MACIZO ROCOSO PARA FINES DE CONSTRUCCIÓN ES DE LA MAYOR IMPORTANCIA, Y SE PUEDE ASEVERAR SIN TEMOR A EQUIVOCARSE QUE EL ESTUDIO GEOLÓGICO DEBE TOMARSE COMO ELEMENTO ESENCIAL DE LA INFORMACIÓN BÁSICA.

PIENSO QUE EL RESULTADO EXITOSO DE UNA INVESTIGACIÓN EN MÉCANICA DE ROCAS DEPENDE, EN PARTE, DEL CONOCIMIENTO PRECISO QUE SE TENGA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL SITIO POR INVESTIGAR, CONDICIONES NO SÓLO RELATIVAS A LOS PROCESOS DIAGENÉTICOS QUE DIERON LUGAR A LA FORMACIÓN DE LAS UNIDADES LITOLÓGICAS EXISTENTES, SINO TAMBIÉN A AQUELLOS PROCESOS GEOLÓGICOS QUE INTERVINIERON POSTERIORMENTE MODIFICANDO SUS CONDICIONES ORIGINALES, IMPRIMIÉNDOLES DETERMINADAS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y CIERTOS ESTADOS DE TENSIÓN.

POR OTRA PARTE EN EL COMPORTAMIENTO GENERAL DE UN MACIZO ROCOSO PARTICIPAN OTROS FENÓMENOS GEOLÓGICOS DE CARÁCTER EXÓGENO QUE GUARDAN RELACIÓN CON EL INTEMPERISMO Y CON EL CICLO GEOMÓRFICO DE EROSIÓN, SIN OLVIDAR QUE SON TAMBIÉN MUY DIGNAS DE TOMAR EN CUENTA LAS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS DEL LUGAR.

SI SE PARTE DEL HECHO DE QUE EL ÉXITO DE UN ESTUDIO DE MECÁNICA DE ROCAS DEPENDE DEL MEJOR CONOCIMIENTO QUE-

SE TENGA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL LUGAR, ES EVIDENTE QUE EL ESTUDIO GEOLÓGICO DEBE REALIZARLO UN INGENIERO GEÓLOGO CON EXPERIENCIA EN GEOLOGÍA APLICADA A LA CONSTRUCCIÓN, QUE ADEMÁS DE CONOCER LAS PARTES ESENCIALES Y OBJETIVOS DE UNA OBRA CIVIL ESTÉ BIEN ENTERADO DE LOS DISTINTOS MÉTODOS-- DE EXPLORACIÓN DIRECTOS E INDIRECTOS, Y SOBRE TODO SEPA DE LAS NECESIDADES O EXIGENCIAS DEL ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE ROCAS.

A ESTOS TÉCNICOS, LOS MECANICISTAS DE ROCAS, LES INTERESA UNA ESPECIE DE MICROGEOLOGÍA, O UNA GEOLOGÍA A PEQUEÑA ESCALA EN EXTREMO DETALLADA, QUE LES INFORME DE CUÁL ES EL ESTADO Y CUÁL VA A SER EL COMPORTAMIENTO DE UN MACIZO-ROCOSO AL CAMBIAR SU ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS, YA SEA AL CONSTRUIR UNA OBRA EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO A BIEN EN UNA OBRA SUBTERRÉNEA.

ANTES DE ENTRAR A DISCUTIR O COMENTAR CADA UNO DE LOS ASPECTOS QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA EN UN ESTUDIO GEOLÓGICO, QUIERO HACER UNA SUGERENCIA: QUE EL GEÓLOGO QUE COLABORA CON EL MECANICISTA DE ROCAS SE QUEDE EN LOS UMBRALES DE LA MECÁNICA DE ROCAS, -DESDE LUEGO SI NO ES ESPECIALISTA EN ESE CAMPO-, Y NO TRATE DE RESOLVER EL PROBLEMA, Y A SU VEZ, -EL ESPECIALISTA NO SE QUIERA PASAR DE EXPERTO, SIN SER GEÓLOGO, E INTENTE RESOLVER POR SÍ SOLO EL PROBLEMA GEOLÓGICO.

EN MI LARGA O CORTA EXPERIENCIA PROFESIONAL, HE TENIDO OPORTUNIDAD DE TRATAR CON INGENIEROS QUE SE UFANAN DE -

NO CONTAR O NO HABER CONTADO CON LA COLABORACIÓN DE UN GEÓLOGO; BUENO SI SU OBRA AL FIN Y AL CABO TUVO ÉXITO, PERO QUÉ -- LÁSTIMA SI LA OBRA FUE UN FRACASO O SE PRESENTARON PROBLEMAS-- QUE NO SUPIERON PREVEERSE POR DESCONOCIMIENTO DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS, YA QUE DESGRACIADAMENTE NO TUVIERON A QUIEN -- ECHARLE LA CULPA.

UN BUEN ENTENDIMIENTO ENTRE MECANICISTA DE ROCAS O-- CONSTRUCTOR Y GEÓLOGO, LLEVARÁ SIEMPRE A OBTENER LOS MEJORES-- RESULTADOS.

LITOLOGIA

CON EL TÉRMINO LITOLÓGIA NOS REFERIMOS A LAS DISTINTAS ESPECIES MINERALÓGICAS CONSIDERADAS COMO ROCAS, HACIENDO-- REFERENCIA A SU MINERALOGÍA, AL ARREGLO INTERGRANULAR DE SUS-- ELEMENTOS CONSTITUYENTES, ES DECIR SU TEXTURA Y SU ESTRUCTURA.

LA DESIGNACIÓN DE UNA ROCA CON SU NOMBRE LITOLÓGICO: RIOLITA, GRANITO, CALIZA, CONGLOMERADO, ETC., NO DEBE QUEDAR-- SE EXCLUSIVAMENTE EN LA DETERMINACIÓN DE CAMPO, YA QUE ES NE-- CESARIO LLEVAR AL LABORATORIO PETROGRÁFICO, LAS MUESTRAS MÁ-- REPRESENTATIVAS, A FIN DE DETERMINAR EN FORMA PRECISA NO SÓLO-- EL TIPO LITOLÓGICO DE QUE SE TRATE, SINO TAMBIÉN SUS CARACTE-- RÍSTICAS DE SANIDAD Y GRADO DE ALTERACIÓN, PARTICULARMENTE ES TO ÚLTIMO, YA QUE EN OCASIONES ROCAS DE ASPECTO SANO A SIMPLE VISTA, AL OBSERVAR AL MICROSCOPIO ALGUNO DE LOS ELEMENTOS ---

CONSTITUYENTES PUEDEN PRESENTARSE ALTERADOS, Y CUANDO SE SOME TEN A SITUACIONES DISTINTAS A LAS DE SU ESTADO NATURAL, PUEDEN EVOLUCIONAR DESFAVORABLEMENTE. UNA ANHIDRITA POR EJEMPLO EN ESTADO SECO, EN LA QUE SE OBSERVAN ALGUNOS PUNTOS ALTERADOS A YESO, TENDRÁ UN COMPORTAMIENTO SATISFACTORIO SI VA A TRABAJAR AISLADA DE AGUA O DE HUMEDAD; PERO SI POR EL CONTRARIO VA A TRABAJAR CON APORTE INDEFINIDO DE AGUA, SE TRANSFORMARÁ TOTAL MENTE EN YESO, TRAYENDO COMO CONSECUENCIA UN AUMENTO DE VOLU- MEN, GENERÁNDOSE PRESIONES QUE ACTÚEN SOBRE LA ESTRUCTURA; LO MISMO PUEDE DECIRSE DE ALGUNAS LUTITAS, MARGAS, TOBAS, ESQUIS- TOS, ETC.

COMO UNA RECETA DE CAMPO PUEDE AFIRMARSE LO SIGUIEN- TE: CUANDO SE GOLPEA UNA ROCA FUERTEMENTE CON EL MARTILLO, Y EL GOLPE ES SECO Y HASTA REBOTA SE PUEDE DECIR QUE LA ROCA ES SANA; SI POR EL CONTRARIO EL RUIDO QUE PRODUCE EL GOLPE ES -- SORDO E INCLUSIVE AL GOLPEAR CON EL PICO DEL MARTILLO, ÉSTE - DEJA UNA MARCA EN LA ROCA, SE PUEDE AFIRMAR QUE LA ROCA ES AL TERADA O ES DE NATURALEZA ARCILLOSA.

PARA UNA MISMA ESPECIE MINERALÓGICA O TIPO DE ROCA, LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE PUEDE TENER VARIACIONES MUY GRANDES YA SEA QUE LA ROCA ESTÉ SANA, LIGERAMENTE MEDIANAMEN- TE ALTERADA. INCLUSIVE PARA UN MISMO TIPO DE ROCA SANA, CALI- ZA POR EJEMPLO, AUNQUE DE DISTINTO ORIGEN, SU GRADO DE RESIS- TENCIA DEBE SER VARIABLE; UNA CALIZA LACUSTRE POR EJEMPLO TEN- DRÁ UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE MÁS BAJA QUE UNA -

DE ORIGEN MARINO Y LO MISMO PUEDE DECIRSE DE UNA TOBA VOLCÁNICA O DE UNA ARENISCA, HABLANDO DESDE LUEGO DE ROCAS SANAS.

EN UN ESTUDIO GEOLÓGICO, AL HABLAR DE LAS UNIDADES LITOLÓGICAS ES DE GRAN VALOR LA DESIGNACIÓN DEL NOMBRE LITOLÓGICO DE LA ROCA, YA QUE NOS DA UNA IDEA DE LA UNIDAD CONSIDERADA EN SU CONJUNTO; ASÍ POR EJEMPLO AL HABLAR DE LAS ROCAS ÍGNEAS INTRUSIVAS PLUTÓNICAS SABEMOS QUE SE TRATA DE ROCAS DENSAS, COMPACTAS, DE TEXTURA GRANULAR O PORFÍRICAS, AFECTADAS POR FRACTURAS O SISTEMAS DE JUNTAS Y SI NO ESTÁN ALTERADAS, DE MUY ALTA RESISTENCIA, POR EL CONTRARIO SI SE TRATA DE ROCAS ÍGNEAS VOLCÁNICAS, LAS VARIACIONES QUE SE PUEDEN ENCONTRAR SON MUY GRANDES, TANTO TEXTURALES COMO ESTRUCTURALES, YA QUE PUEDEN PRESENTARSE EN SECUENCIA ROCAS PIROCLÁSTICAS ASOCIADAS CON CORRIENTES LÁVICAS; INCLUSIVE, TRATÁNDOSE DE BASALTOS ÉSTOS PUEDEN PRESENTAR CAVIDADES, FRACTURAMIENTO EN SISTEMA SI SE TRATA DE BASALTO COLUMNAR, E INCLUSO PORCIONES ESCORIÁCEAS DE MUY BAJA O NULA RESISTENCIA. EN GENERAL LAS ROCAS VOLCÁNICAS PRESENTAN UNA ANISOTROPÍA CONSIDERABLE EN LO QUE RESPECTA A SUS PROPIEDADES MECÁNICAS.

ROCAS TAMBIÉN CON UNA ANISOTROPÍA CONSIDERABLE, SON LAS SEDIMENTARIAS TANTO DE ORIGEN CONTINENTAL (FLUVIAL Y LACUSTRE O FLUVIO-LACUSTRE) COMO MARINO. EN LAS PRIMERAS, POR LOS CAMBIOS DE FACIES TAN NOTABLES QUE SE PUEDEN PRESENTAR AL PASAR EN ESPACIOS O DISTANCIAS RELATIVAMENTE PEQUEÑAS DE UN TIPO DE ROCA A OTRO COMPLETAMENTE DIFERENTE, POR EJEMPLO DE -

CONGLOMERADO A ARENISCA O A LUTITA ARENOSA⁺ ETC. EN LAS SEGUN-
DAS, ES DECIR EN LAS DE ORIGEN MARINO, POR LA SECUENCIA EN QUE
PUEDEN PRESENTARSE, CALIZAS INTERESTRATIFICADAS CON ARENISCAS
O LUTITAS CON COMPORTAMIENTOS MECÁNICOS MUY DISTINTOS UNOS DE
OTROS.

CUANDO ALGUNA DE LAS UNIDADES MENCIONADAS, POR EJEM-
PLO LA CALIZA, SE ENCUENTRA EN ESPESORES CONSIDERABLES, 100 A-
200 M, E INCLUSIVE MENOS, ES OBVIO PENSAR QUE INDEPENDIENTE--
MENTE DEL TIPO DE CLIMA EXISTENTE, YA SEA TROPICAL O DESÉRTI-
CO, SE PUEDEN PRESENTAR CAVIDADES A VECES DE GRANDES DIMENSIO-
NES, A CAUSA DE FENÓMENOS DE DISOLUCIÓN; EJEMPLOS NOTABLES DE
ESTO LOS TENEMOS SOBRE TODO EN LA PENÍNSULA DE YUCATÁN, EN LA
SIERRA MADRE ORIENTAL Y EN LA PROVINCIA FISIAGRÁFICA CONOCIDA
COMO MESA CENTRAL DEL NORTE.

LO MISMO PUEDE DECIRSE DE LA LUTITA, NO PORQUE SE --
PUEDA ENCONTRAR ASOCIADA CON FENÓMENOS DE DISOLUCIÓN, SINO --
PORQUE PUEDE PRESENTAR OTRO TIPO DE PROBLEMAS QUE LE SON CA--
RACTERÍSTICOS: BUFAMIENTO SI SE PONEN EN CONTACTO CON EL AGUA,
SI SON DE CARÁCTER BENTONÍTICO, O DESINTEGRACIÓN AL PERDER SU
CONTENIDO DE HUMEDAD CUANDO SE EXPONEN A LA ACCIÓN DE LA IN--
TEMPERIE, QUE VOLVIENDO A CITAR AL EMISOR CENTRAL, FUE UN FE-
NÓMENO QUE SE OBSERVÓ EN LA PORCIÓN VECINA AL PORTAL DE SALI-
DA, FENÓMENO QUE SE ATACÓ AL APLICAR INMEDIATAMENTE DESPUÉS --
DE LA EXCAVACIÓN CONCRETO LANZADO.

- - - - -

⁺EJEMPLOS NOTABLES DE LO QUE SE ACABA DE AFIRMAR LOS HAN VIVI-
DO QUIENES TIENEN O HAN TENIDO LA FORTUNA O LA DESGRACIA DE-
TRABAJAR EN UNA DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS MÁS GRANDES DE MÉ-
XICO- Y TAL VEZ DEL MUNDO-: EL EMISOR CENTRAL.

EN ESTE CAPÍTULO DE LITOLOGÍA SE PODRÍA SEGUIR ENÚ-
MERANDO UNA SERIE DE UNIDADES POR EJEMPLO DEL TIPO DE LAS ME-
TAMÓRFICAS, QUE PRESENTAN COMPORTAMIENTOS VARIADÍSIMOS DEPENDIENDO DE SU NATURALEZA.

SE INSISTE EN LA IMPORTANCIA QUE TIENE PARA EL INGE-
NIERO Y SOBRE TODO PARA EL MECANICISTA DE ROCAS, EL HECHO DE-
QUE CUANDO EL GEÓLOGO SE REFIERA A UNA DETERMINADA ROCA O ES-
PECIE MINERALÓGICA, NO SE CONFORME EXCLUSIVAMENTE CON DAR EL-
NOMBRE GEOLÓGICO: RIOLITA, BASALTO, DIORITA, ETC., SINO QUE -
SEÑALE OTRAS CARACTERÍSTICAS QUE PERMITAN AL INGENIERO ORIEN-
TAR MEJOR SU INVESTIGACIÓN.

ESTRATIGRAFIA

LA ESTRATIGRAFÍA ES AQUELLA PARTE DE LA GEOLOGÍA --
QUE TRATA DE UBICAR EN EL TIEMPO Y EN EL ESPACIO, LAS UNIDA--
DES LITOLÓGICAS, ES DECIR EN QUÉ ÉPOCA SE FORMARON Y QUÉ DIS-
TRIBUCIÓN TIENEN.

EN OTRAS PALABRAS LA ESTRATIGRAFÍA --COMO DECÍA EL --
CÉLEBRE GEÓLOGO FRANCÉS PIERRE TERMIER--, NOS CUENTA LA HISTO-
RIA DE LA TIERRA.

DE MUY Poca O NINGUNA UTILIDAD PUEDE SER PARA EL IN-
GENIERO O EL INVESTIGADOR EN MECÁNICA DE ROCAS QUE SE LE DIGA
QUE DETERMINADA O DETERMINADAS UNIDADES LITOLÓGICAS SON POR--

EJEMPLO DEL OLIGOCENO O BIEN DEL CRETÁCICO SUPERIOR Y EN ESTE CASO ESPECÍFICAMENTE DE LA FORMACIÓN MÉNDEZ O FORMACIÓN SAN MIGUEL.

LO INTERESANTE PARA ESTAS PERSONAS ES QUE SE LES -- SEÑALE LA SECUENCIA EN QUE SE ENCUENTRAN ESAS UNIDADES LITOLÓGICAS, SUS ESPESORES, CUÁLES SON LOS CAMBIOS DE FACIES QUE -- PRESENTAN, ASÍ COMO SU DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL.

NO QUIERO DEJAR DE MENCIONAR QUE AUNQUE HE DICHO -- QUE ES DE Poca O NINGUNA UTILIDAD QUE SE HABLE DE EDADES O -- FORMACIONES, UN BUEN NÚMERO DE INGENIEROS Y ESPECIALISTAS EN SU TRATO CON GEÓLOGOS, HABLAN DE ESTAS UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS CON LA MISMA FAMILIARIDAD QUE LO HACE UN GEÓLOGO, Y TENGO LA CERTEZA QUE SABEN DE SUS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS. SIN DUDA QUE ENTRE MUCHOS DE USTEDES, SI MENCIONO POR EJEMPLO LA -- FORMACIÓN TARANGO SABEN A QUÉ MATERIALES ME REFIERO Y CUÁLES SON LOS PROBLEMAS QUE PUEDEN PRESENTAR .

RASGOS ESTRUCTURALES

DENTRO DE LOS ASPECTOS O DETALLES SOBRESALIENTES -- QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN UN ESTUDIO GEOLÓGICO Y QUE COLOCARÍA DESPUÉS DE LA LITOLOGÍA, SON LOS CORRESPONDIENTES A LAS -- CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

SE PUEDE AFIRMAR QUE NO EXISTE ROCA, POR SANA QUE -- SEA, QUE NO ESTÉ AFECTADA POR ACCIDENTES ESTRUCTURALES COMO--

FRACTURAS, DIACLASAS O SISTEMAS CONJUGADOS DE DIACLASAS, O -
FALLAS, POR LOS MISMOS PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN EN EL CASO -
DE ROCAS SEDIMENTARIAS, O PLANOS DE FLUIDEZ EN EL CASO DE RO -
CAS ÍGNEAS, FOLIACIÓN SI SON METAMÓRFICAS, ETC., ACCIDENTES -
QUE INFLUYEN DE UNA MANERA DEFINITIVA EN EL COMPORTAMIENTO -
MECÁNICO Y GRADO DE PERMEABILIDAD, TRATÁNDOSE DE UNA ROCA --
IN SITU, TIENEN COMO DICE DEERE UN IMPORTANTE EFECTO ANISÓ--
TROPO SOBRE LAS PROPIEDADES DEL MAGIZO ROCOSO.

ASÍ PUES, SI SE CONSIDERA QUE LOS RASGOS ESTRUCTU -
RALES SON TAN IMPORTANTES, DEBERÁN SER EXAMINADOS CON EL MA -
YOR DETALLE DURANTE LOS TRABAJOS EXPLORATORIOS, SEA EN LOS -
LEVANTAMIENTOS GEOLÓGICOS EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO, EN -
POZOS A CIELO ABIERTO, EN SOCAVONES Y POR SUPUESTO EN LAS --
PERFORACIONES.

ES FRECUENTE QUE AL EFECTUAR LOS LEVANTAMIENTOS --
GEOLÓGICOS NO HAYA EN EL ÁREA POR INVESTIGAR UN AFLORAMIENTO
O UN BUEN NÚMERO DE AFLORAMIENTOS QUE PERMITAN DEFINIR LOS -
SISTEMAS DE FRACTURAS O FALLAS EXISTENTES U OTROS ACCIDEN--
TES, SINO QUE LA SUPERFICIE DEL TERRENO APAREZCA CUBIERTA --
POR SUELO O DEPÓSITO DE TALUD O BIEN SIMPLEMENTE LA ROCA SE--
PRESENTE ALTERADA.

EN ESTOS CASOS HAY QUE REALIZAR TANTAS LIMPIAS O -
DESCAPOTES COMO SEAN NECESARIOS, SIN ESCATIMAR NI TIEMPO NI -
DINERO, Y DETERMINAR EL RUMBO Y ECHADO DE LAS FRACTURAS FA---

LLAS, ESTRATOS, ETC.; SI EXISTE RELLENO O ALTERACIÓN A LO LARGO DE ELLAS Y SI SE TRATA POR EJEMPLO DE FALLAS IMPORTANTES, DAR LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE FALLA (BRECHAMIENTO O MILONITIZACIÓN). ALGUNAS VECES LOS CAUCES DE LOS ARROYOS Y ESCURRIDEROS Y ALGUNOS CORTES NATURALES, SON BUENOS SITIOS PARA HACER OBSERVACIONES DE LOS ACCIDENTES ESTRUCTURALES.

EN LAS EXPLORACIONES SUBTERRÁNEAS, SEAN POZOS O SOCAVONES, LA DETERMINACIÓN DE ESTOS ACCIDENTES DEBE HACERSE, EN EL CASO DE POZOS, EN LAS CUATRO PAREDES DE ESTAS OBRAS, Y SI SE TRATA DE SOCAVONES, EN LAS TABLAS DERECHA E IZQUIERDA Y EN EL TECHO, Y SI ES POSIBLE EN EL PISO, AUNQUE AQUÍ EN GENERAL NO SE PUEDEN HACER OBSERVACIONES POR LA REZAGA EXISTENTE.

EN EL CASO DE LAS DIACLASAS Y EN LO QUE SE REFIERE A LA FRECUENCIA EN QUE ÉSTAS SE PRESENTAN, DEERE PROPUSO LA SIGUIENTE TERMINOLOGÍA.

DIACLASAS MUY JUNTAS	SI LA SEPARACIÓN ES MENOR DE 5 CM
PRÓXIMAS	DE 5 A 30 CM
BASTANTE PRÓXIMAS	DE 30 CM A 1 M
SEPARADAS	DE 1 M A 3 M
MUY SEPARADAS	MÁS DE 3 M

RESPECTO A LA INFORMACIÓN QUE SE PUEDE OBTENER DE UNA PERFORACIÓN, ACERCA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO O AFALLA

MIENTO EXISTENTE, ADEMÁS DEL PORCENTAJE DE RECUPERACIÓN QUE NO DEJA DE SER MUY NORMATIVO EN LO QUE SE REFIERE AL GRADO DE SANIDAD DE UN MACIZO ROCOSO, SE HA TRATADO DE ESTABLECER UN MÉTODO DIRECTO PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE CALIDAD DE LAS ROCAS (RQD: ROCK QUALITY DESIGNATION), CON BASE EN EL ESPACIAMIENTO DE LAS FRACTURAS, MEDIDO EN LOS NÚCLEOS RECUPERADOS DE LA PERFORACIÓN, Y PARA DETERMINARLO SE SUMAN LOS NÚCLEOS DE ROCA SANA CON UNA LONGITUD IGUAL O MAYOR A 10 CM, Y EL TOTAL SE DIVIDE ENTRE LA LONGITUD PERFORADA.

DIFIERE DEL PORCENTAJE DE RECUPERACIÓN QUE EN ESTE CASO SE DIVIDE LA LONGITUD DE NÚCLEO RECUPERADO SIN IMPORTAR EL ESPACIAMIENTO DE LAS FRACTURAS, ENTRE LA LONGITUD PERFORADA, ASÍ POR EJEMPLO SI EN UNA PERFORACIÓN DE 20 M DE PROFUNDIDAD SE RECUPERA UN TOTAL DE 15 M DE ROCA SANA Y ALTERADA, LA RECUPERACIÓN SERÁ DE 75 %. SI SE RECUPERAN SÓLO 10 M DE NÚCLEOS DE ROCA SANA CON EL ESPACIAMIENTO INDICADO ENTRE FALLAS Y FRACTURAS INDICADO ANTERIORMENTE, EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA SERÁ DE 50 %.

SE HAN FIJADO LOS SIGUIENTES LÍMITES DE ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA:

0 - 25 %	MUY MALO
25 - 50 %	MALO
50 - 75 %	REGULAR
75 - 90 %	BUENO
> - 90 %	EXCELENTE

SE ENTIENDE QUE PARA EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA ÚNICAMENTE SE TOMAN EN CUENTA LAS FRACTURAS EXISTENTES Y NO LAS PROVOCADAS POR LA HERRAMIENTA EMPLEADA AL PERFORAR O POR DEFICIENCIAS DE OPERACIÓN, ASÍ COMO TAMBIÉN SE SEGUIRÁ CIERTOS CRITERIOS CUANDO SE TRATA DE ROCAS DE ESTRATIFICACIÓN DELGADA O FOLIADAS.

NO SE COMENTAN AHORA LOS MÉTODOS DE PERFORACIÓN Y HERRAMIENTAS MÁS INDICADOS, YA QUE EN OTRA PLÁTICA SE HARÁ REFERENCIA A ESTOS PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACIÓN.

HISTORIA GEOLOGICA

CUANDO SE HABLÓ DE LA ESTRATIGRAFÍA, SE DIJO QUE ÉSTA NOS CONTABA LA HISTORIA DE LA TIERRA; AQUÍ EN ESTE BREVE CAPÍTULO, SE QUIERE SUBRAYAR, COMPLEMENTANDO LO QUE SE DIJO, LA IMPORTANCIA QUE TIENEN LOS PROCESOS GEOLÓGICOS DE TIPO COMPRESIONAL O TENSIONAL A QUE ESTUVO SOMETIDO EL MACIZO ROCOSO A TRAVÉS DE TODA SU HISTORIA GEOLÓGICA.

ASÍ POR EJEMPLO EL ESTADO DE ESFUERZOS DE UNA CORRIENTE LÁVICA DEL TERCIARIO TARDÍO, O DEL CUATERNARIO, NO PUEDE SER EL MISMO QUE EL DE UN CUERPO DE ROCAS METAMÓRFICAS DEL PALEOZOICO O DE ROCAS PLEGADAS DEL MESOZOICO, QUE HAN ESTADO SOMETIDOS A INTENSOS PROCESOS DINÁMICOS.

SI EL GEÓLOGO CONOCE LA EVOLUCIÓN QUE HA SUFRIDO LA ROCA CON EL TIEMPO, ESTÁ EN POSIBILIDAD DE ADVERTIR AL

INGENIERO DE LOS PROBLEMAS A LOS QUE SE VA A ENFRENTAR, PARA PODER CUANTIFICARLOS CON LAS MEDICIONES DIRECTAS QUE HAGA EN EL TERRENO.

NUNCA, PRUEBAS DE LABORATORIO PODRÁN INFORMAR DEL ESTADO TENSIONAL QUE GUARDA UN MACIZO ROCOSO.

CONDICIONES GEOHIDROLOGICAS

PUESTO QUE EL AGUA PRESENTE EN UN MACIZO ROCOSO EN GENERAL SE ENCUENTRA A PRESIÓN, MISMA QUE PUEDE AUMENTAR CON LA PROFUNDIDAD Y AFECTAR EL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO, EL GEÓLOGO DEBERÁ DEFINIR LAS CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS, CON BASE EN LA ESTRATIGRAFÍA Y TECTÓNICA DEL LUGAR, Y CONOCIENDO LA NATURALEZA DE LAS UNIDADES LITOLÓGICAS EXISTENTES Y SUS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES INDICARÁ SI LA CIRCULACIÓN DEL AGUA SERÁ A TRAVÉS DE ESPACIOS POROSOS O BIEN A LO LARGO DE FALLAS, FRACTURAS O DIACLASAS, ES DECIR, SI LAS ROCAS A TRAVÉS DE LAS CUALES SE PRESENTA EL FLUJO DE AGUA SON PERMEABLES EN GRANDE O PERMEABLES EN PEQUEÑO, Y SI ADEMÁS EXISTEN CUERPOS DE ROCAS QUE ACTÚEN COMO UMBRALES IMPERMEABLES Y SEPARAN UNOS MANTOS ACUÍFEROS DE OTROS, O SI SE TRATA DE UN ACUÍFERO LIBRE DE ESPESOR CONSIDERABLE. ADEMÁS EL GEÓLOGO DEBE ESTAR EN POSIBILIDAD DE INFORMAR SOBRE LAS TEMPERATURAS EXISTENTES Y LA PRESENCIA DE GASES.

SERÍA LARGO Y COMPLEJO ENUMERAR LOS DISTINTOS TIPOS DE ROCA ASÍ COMO SU GRADO DE PERMEABILIDAD DETERMINADO

REPRESENTACION GRAFICA DE LA INFORMACION

EL RESULTADO FINAL DEL ESTUDIO GEOLÓGICO, REALIZADO CON LEVANTAMIENTOS EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO, EN OBRAS SUBTERRÁNEAS POZOS O SOCAVONES ASÍ COMO CON PERFORACIONES, SERÁ LA ELABORACIÓN DE UN PLANO Y TANTAS SECCIONES O PERFILES GEOLÓGICOS COMO SEAN NECESARIOS PARA MEJOR ILUSTRAR LA GEOLOGÍA DEL MACIZO ROCOSO.

EL PLANO GEOLÓGICO PERMITIRÁ OBSERVAR EN CONJUNTO LAS DISTINTAS UNIDADES LITOLÓGICAS EXISTENTES SEÑALANDO SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, ES DECIR, LAS ZONAS QUE POR EJEMPLO SE ENCUENTRAN ALTERADAS, LOS ACCIDENTES ESTRUCTURALES QUE LAS AFECTAN (FALLAS, FRACTURAS, SISTEMAS DE JUNTAS, ESTRATIFICACIÓN, FOLIACIÓN, ETC.,) INDICANDO TAMBIÉN SUS CARACTERÍSTICAS, TALES COMO GRADO DE ABERTURA DE LAS FALLAS Y FRACTURAS, EL MATERIAL DE RELLENO O NATURALEZA DE LOS MATERIALES EN LA ZONA DE FALLA.

DEBEN HACERSE DESTACAR EN EL PLANO, LOS ACCIDENTES ESTRUCTURALES PREDOMINANTES.

PARA QUE EL PLANO SEA FÁCILMENTE *interpretado* LEÍDO POR EL INGENIERO O EL ESPECIALISTA, DEBERÁ TENER UNA LEYENDA LO SUFICIENTEMENTE CLARA Y EXPLICATIVA, ~~(PROYECCIÓN DE SÍMBOLOS)~~.

CUANDO APAREZCA MOVIMIENTO EN MASA DEL TERRENO, EN EL PLANO SE MARCARÁN LOS LÍMITES DE LA ZONA AFECTADA POR EL

MOVIMIENTO.

EN EL PLANO MISMO QUEDARÁN TAMBIÉN SEÑALADAS TODAS LAS EXPLORACIONES QUE SE HAYAN REALIZADO PARA DEFINIR LA GEOLOGÍA DEL MACIZO ROCOSO; TALES COMO POZOS, SOCAVONES, PERFORACIONES Y TRINCHERAS.

TODA LA INFORMACIÓN DE LAS EXPLORACIONES MENCIONADAS SE PRESENTARÁ SEPARADAMENTE, EN FORMA INDIVIDUAL, CON EL MÁXIMO DETALLE QUE SEA POSIBLE (PROYECCIÓN DE PERFORACIÓN).

EL PLANO GEOLÓGICO SE COMPLEMENTARÁ CON SECCIONES O PERFILES GEOLÓGICOS EN LOS QUE APARECERÁ LA SECUENCIA ESTRATIGRÁFICA, LOS CONTACTOS GEOLÓGICOS Y TODOS LOS ACCIDENTES ESTRUCTURALES.

UNA REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE GRAN UTILIDAD, PORQUE POR UNA PARTE PERMITE ORIENTAR MEJOR EXPLORACIONES ADICIONALES COMO SOCAVONES Y PERFORACIONES, Y POR OTRA, SACAR CIERTAS CONCLUSIONES RESPECTO POR EJEMPLO DE LA MEJOR ORIENTACIÓN QUE DEBE TENER UNA OBRA SUBTERRÁNEA (CASA DE MÁQUINAS) O CUÁLES SON LAS ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS DE ORIENTACIÓN CRÍTICA, ES EL DIAGRAMA ESTADÍSTICO YA SEA DEL TIPO DE ROSETA O LA PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA.

EN ESTE TIPO DE REPRESENTACIÓN, QUE PUEDE POR CIERTO DIBUJARSE EN EL MISMO PLANO GEOLÓGICO, APARECERÁN CLARAMENTE, SIN ENTRAR EN MAYORES DETALLES, LOS PRINCIPALES SISTEMAS DE FRACTURAS Y OTROS ACCIDENTES.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
CURSO SOBRE APLICACIONES DE LA MECANICA
DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA

INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS

Por: Roberto Sánchez Trejo

Leopoldo Espinosa Graham

1. INTRODUCCION

A medida que las obras de ingeniería se erigen más grandes y en lugares menos propicios, cobra mayor importancia el conocimiento de las propiedades de los terrenos (suelos y rocas) sobre los que se construye.

Por ser prácticamente nula la diferencia que existe entre ciertas rocas y algunos suelos (por ejemplo, una roca muy alterada y un suelo residual), es explicable que los ingenieros especialistas en cimentaciones y en excavaciones subterráneas y a cielo abierto, hayan impulsado a la par los estudios de rocas y de suelos. Karl Terzaghi, por ejemplo, en sus trabajos sobre túneles (ref. 1) - dió gran importancia a las excavaciones subterráneas en roca.

Talobre en 1957 es el primero que da nombre al estudio de las rocas en su obra " La Mécanique des Roches ", aportando en ella una serie de procedimientos teóricos, experimentales y de aplicación a las obras de ingeniería civil y de minas. Leopold Müller edita en 1963 su libro " Der Felsbau " . Estas dos obras fueron las primeras que intentaron codificar los conocimientos existentes.

La mecánica de rocas se encuentra actualmente en plena expansión, - tal como se encontraba la mecánica de suelos hace 30 años. Cabe - por lo tanto esperar un notable progreso en los próximos años. Este progreso, que se está desarrollando rápidamente, puede ser identificado en un lapso tan corto como de 1 a 2 años y obedece, esencialmente, tanto al esfuerzo de investigación que se realiza como a la acumulación de experiencias de las obras ejecutadas.

El Comité de Mecánica de Rocas, de la Sociedad Americana de Geología, define mecánica de rocas como " la ciencia teórica y aplicada del comportamiento mecánico de las rocas; es decir la rama de la mecánica que se ocupa de la respuesta de las rocas a los campos de fuerzas de su medio ambiente físico (the theoretical and - - applied science of the mechanical behavior of rock; it is that - branch of mechanics concerned with the response of rock to the - force fields of its physical environment) (ref. 3 y 4).

El Prof. Jaeger (ref 5) añade que, en la práctica, la mecánica de rocas se ocupa principalmente de las masas de roca a la escala de las obras de ingeniería, y así, puede considerársele como el estudio de las propiedades y del comportamiento de las masas de roca " accesibles " sometidas a esfuerzos o a cambio de condiciones. Cuando la profundidad de la roca es tal que no es accesible a la perforación y excavación su estudio queda dentro del campo de la geología estructural y de la estratigrafía.

De las ciencias de la Tierra, la geología es la más relevante y se ha definido como "La ciencia que trata del origen, la historia y la estructura de la Tierra, tal como aparecen registradas en las rocas, así como de las fuerzas y procesos que actúan modificándolas". (ref. 6) .

Debe establecerse una diferencia entre la geología y la geología - ingenieril o geología del ingeniero o geología aplicada a la ingeniería; como su nombre lo indica, la geología del ingeniero es una rama del saber humano que utiliza los conocimientos geológicos en combinación con los conocimientos prácticos y con la experiencia - para auxiliar al ingeniero en la solución de problemas específicos de construcción.

En la construcción de estructuras de ingeniería civil pocas veces - se alcanzan profundidades mayores de 500 m, mientras que para estudios geológicos se consideran, en ocasiones, espesores hasta de - - 30 km. Por otro lado, la información que proporciona la geología - común involucra áreas muy extensas que no cubren los detalles que - necesita el ingeniero. La geología del ingeniero requiere de estudios minuciosos en el área donde se van a desplantar las obras de - ingeniería, estos estudios pueden involucrar levantamientos de detalle de fallas, fracturas, grietas y diaclasas, así como sondeos y - la obtención de testigos para establecer correlaciones de estratos y de discontinuidades.

El geólogo que practica la geología del ingeniero deberá proporcionar a éste toda la información pertinente en términos claros y sencillos; las clasificaciones complejas y la historia de las rocas - son, en ocasiones, de escaso valor profesional para él.

Hasta antes de 1953, los trabajos de mecánica de rocas (ref. 7), consistían de dos etapas: una experimental, constituida principalmente por ensayos de campo, con la finalidad de medir algunas propiedades de la roca, y la otra, por las aplicaciones de los resultados a diferentes problemas prácticos.

Los trabajos de la etapa experimental tenían como finalidad únicamente medir el " módulo de elasticidad " y el "estado de esfuerzos"- interno de la roca.

De 1953 a la fecha, se han efectuado, en número creciente, estudios y mediciones en las rocas y en los macizos rocosos, con el objeto - de prever su comportamiento y se han realizado investigaciones sobre deformación, ruptura, alterabilidad, flujo de agua, mejoramiento por medio de lechadas, anclaje, etc.

2. RELACION DE LA MECANICA DE ROCAS CON OTRAS DISCIPLINAS.

Los conocimientos relativos a las rocas y a los macizos rocosos, - que se encontraban dispersos en otras disciplinas afines, están siendo aglutinadas por la mecánica de rocas. Entre las disciplinas afines a la mecánica de rocas destacan especialmente la geología y la - mecánica de suelos; debe mencionarse la participación destacada de la teoría de la elasticidad, la petrografía, la reología y la hidráulica de los medios porosos y fracturados.

La aparición de la mecánica de rocas es relativamente reciente ya - que, como se dijo, la primera obra que pretendió codificar los congnicimientos existentes apareció en 1957, mientras que, por otro lado, la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas se creó apenas en - - 1962.

Se considera que son dos las razones fundamentales por las que la mecanica de rocas, siendo de carácter más general que la mecánica de - suelos, apareció mucho después que esta última. Estas razones son : la primera, la extrema complejidad de los fenómenos que se presentan en la mecánica de rocas y, la segunda, el hecho de que las formaciones rocosas presentan generalmente capacidades resistentes elevadas. En la mecánica de suelos, por el contrario, los fenómenos son menos complejos y a su vez se presentan mas delicados, pues normalmente - los suelos exhiben resistencias bajas y deformabilidades elevadas.

2.1. DIFERENCIAS Y ASPECTOS COMUNES ENTRE MECANICA DE ROCAS Y MECANICA DE SUELOS

La mecánica de suelos y la mecánica de rocas son ramas de la ingeniería afines que forman un tronco común: la geotecnia. Es por eso que sus procesos deductivos y sus métodos de indagación y de análisis son en ocasiones muy parecidos.

En ambas, particularmente en mecánica de rocas, es necesario un apoyo muy estrecho de la geología (de la geología estructural y de la geología aplicada a la ingeniería). El punto de partida y el marco de referencia es siempre una descripción geológica que defina los materiales de la corteza terrestre que están presentes, la interrelación y arreglo estructural que guardan en su estado actual y los procesos que sufrieron a través del tiempo para alcanzar ese estado, así como las características de los mismos que pueden ser fuente de problemas cuando se utilicen para un determinado fin.

Ambas disciplinas requieren el ensayo de los materiales que estudian para precisar, en terminos generales, sus características y, en especial, para definir aquellas que puedan ser fuente de problemas.

Los ensayos se hacen ya sea directamente, en muestras representativas extraídas del lugar, o sobre los mismos materiales en sitio, o, de otra forma, mediante la aplicación de sistemas de prospección que, midiendo ciertas características, permiten deducir otras que más interesan. Se alternan y complementan así procedimientos de experimentación de laboratorio con métodos de campo.

Los dos procedimientos persiguen, mediante métodos científicos, - obtener intervalos de valores y parámetros que caracterizan a los materiales bajo diversas condiciones de comportamiento durante el ensayo, condiciones que tratan de reproducir aquellas a las que - van a estar sujetos, posteriormente, durante la ejecución y operación de la obra o aprovechamiento en que están involucrados.

Estos intervalos de valores y parámetros quedan identificados en cada ensayo para aplicarse después en las ecuaciones o formulaciones teóricas, semiempíricas o prácticas, de que se disponga para describir, por ejemplo, los distintos estados de equilibrio y de deformación en casos de estabilidad, o los diferentes procesos de filtración o percolación de agua, en casos de permeabilidad.

Finalmente, es también común a ambas disciplinas la necesidad de verificar hasta qué grado el comportamiento real se apega al comportamiento ideado. Medir e interpretar lo que sucede en la realidad para afirmar o rectificar lo que se ha supuesto.

Las diferencias entre la mecánica de suelos y la mecánica de rocas son a veces sutiles, pero suficientes para distinguirlas, como — hasta ahora, como dos ramas distintas de la geotecnia.

Una diferencia importante se relaciona con los materiales con los que cada una trata; aunque desde un cierto punto de vista geológico, lo mismo es roca por ejemplo una arena que una arenisca, pues las dos son, a fin de cuentas, corteza terrestre, la una es del - dominio de la mecánica de suelos y la otra de la mecánica de rocas. Arthur Casagrande ha descrito muy gráficamente esta diferencia, aludiendo al sonido que produce el martillo de un geólogo al

golpear. Si el material que golpea suena "toc-toc" pertenece a la mecánica de suelos, si suena "tac-tac" pertenece a la mecánica de rocas.

Salvo en casos más bien excepcionales de suelos que presentan en su masa fracturas numerosas e importantes, como algunos limos cementados o arcillas muy consolidadas, el estado de esfuerzos y deformaciones y sus variaciones pueden describirse en los suelos por las leyes de la mecánica del medio continuo. En las rocas, en cambio, esto sólo es posible en los casos extremos, bien se trate de roca densa masiva con pocas discontinuidades o bien de roca muy fracturada con numerosas discontinuidades, muy juntas entre sí y en todas direcciones.

Los casos intermedios, muy comunes, de masas de rocas fracturadas, con fracturas o juntas no muy separadas y en direcciones predominantes, deben ser tratados como medios no continuos, en los que difícilmente las leyes de la mecánica del medio continuo y la teoría de la elasticidad pueden ayudar a describir los estados de esfuerzos y deformaciones y sus variaciones. Las características principales de la roca son la anisotropía y la discontinuidad de la estructura del material. Estas dos características se presentan rara vez en la mecánica de suelos y podría establecerse que la mecánica de suelos es realmente un caso especial de la mecánica de rocas que trata con roca completamente desintegrada, en la cual la anisotropía desaparece totalmente y la desintegración llega al máximo.

Para obtener valores y parámetros característicos de los macizos rocosos deben intervenir preferencialmente los ensayos de campo a escala natural; puesto que el comportamiento no está regido por la

roca misma sino por la disposición, forma y dimensiones de las fracturas y discontinuidades y por las características del material que se encuentra dentro de las fracturas; los ensayos en modelo a escala reducida pueden, por la misma razón, participar importantemente en los estudios de comportamiento. El procesamiento de datos de campo y laboratorio por métodos estadísticos es igualmente util.

Mientras que en suelos rige más bien la mecánica del medio contínuo, en rocas se aplica la mecánica del medio discontinuo, del medio discreto; así mismo, en la mecánica de rocas es fundamental tomar en consideración el comportamiento de los materiales que rellenan las discontinuidades.

La ecuación de Mohr-Coulomb, que define la resistencia al corte, puede ser aplicable tanto a suelos como a rocas, pero los métodos para valuar los parámetros de cohesión y rozamiento son diferentes. Normalmente en rocas se requiere trabajar en los ensayos a mucha mayor escala que en suelos y el orden de magnitud de los esfuerzos aplicados es también mucho mayor; por lo tanto los costos involucrados en los ensayos son varias veces superiores.

En mecánica de suelos muchas veces se puede prescindir de los ensayos de campo, si bien una de las tendencias actuales es a preferirlos sobre los ensayos de laboratorio. En mecánica de rocas los ensayos de laboratorio, por lo general, proporcionan información limitada y se tiene que recurrir casi irremediabilmente a ensayos de campo.

Aunque hay indudables similitudes, hay también diferencias nota-

bles en los instrumentos y las técnicas que se emplean para medir las propiedades y el comportamiento real de suelos y rocas. La magnitud de esfuerzos y deformaciones suele ser muy diferente y los procesos de variación con el tiempo de orden muy diverso. La mecánica de rocas destina diversas técnicas de medición en campo a la identificación del estado natural de esfuerzos; en la mecánica de suelos esto no se requiere. La mecánica de suelos tampoco ve afectados seriamente los resultados de las mediciones por la dirección y el sentido en que se hagan, como la mecánica de rocas en la que la orientación respecto a las discontinuidades es definitiva.

2.2. LA PARTICIPACION DE LA GEOLOGIA EN LA MECANICA DE ROCAS

Las consideraciones geológicas adquieren gran importancia en el estudio del comportamiento mecánico de un macizo rocoso; con el conocimiento de la geología y de la naturaleza de la obra que se proyecta construir, es posible programar las mediciones que será necesario ejecutar, tanto para determinar las características mecánicas del macizo rocoso, como para predecir y observar el comportamiento del conjunto macizo rocoso-estructuras.

El primer paso es el conocimiento de la naturaleza de los materiales, es decir la petrología y petrografía de ellos, después, la secuencia estratigráfica, los rasgos estructurales, los rasgos morfológicos o topográficos y las condiciones geohidrológicas.

La petrología y petrografía se utilizan para conocer el origen de la roca: si es ígnea, sedimentaria o metamórfica; si se trata de una roca ígnea: si es extrusiva o intrusiva; si es sedimentaria: si es de origen mecánico, químico u orgánico y si es metamórfica: su grado de metamorfismo, si es metaígnea, metasedimentaria o bien derivada de otra roca metamórfica.

Para definir la especie mineralógica deberá efectuarse el estudio petrográfico correspondiente, el cual permitirá, además, determinar si hay alteración qué tan avanzada se presenta, así como si existe microfisuramiento, y en qué grado pueden influir ambos en el comportamiento de un macizo rocoso.

Algunas rocas de apariencia sana cuando son observadas megascópicamente, resultan completamente distintas cuando son vistas al microscopio.

El conocimiento de la secuencia estratigráfica permitirá establecer la posición que guardan las distintas unidades litológicas presentes y sus variaciones tanto en el sentido vertical como en el horizontal, ubicándolas en el tiempo y en el espacio. Lo importante es definir la relación que guardan las rocas competentes con las no competentes.

No hay macizo rocoso por sano que se encuentre, que no esté afectado por fracturamiento; en efecto, cualquier roca sea ígnea, sedimentaria o metamórfica, presenta siempre fracturas, ya sea arregladas en sistemas, formando grupos de juntas, o bien fracturas, fisuras, fallas o grietas que no obedecen ningún patrón estructural. Puesto que siempre existen, es muy importante conocer la actitud de estos accidentes estructurales, es decir su rumbo y echado, así como su frecuencia, para determinar en qué grado afectan al comportamiento del macizo rocoso y qué influencia pueden tener en el emplazamiento de una estructura.

Por lo que respecta a la estratigrafía y a los rasgos estructurales, los planos y perfiles geológicos, deben ser lo más detallados, claros y precisos que sea posible, con objeto de que el ingeniero pueda interpretarlos y utilizarlos para localizar sus estructuras convenientemente.

La historia geológica de un macizo rocoso está relacionada - con los diferentes estados de presiones a que ha estado sometida una roca desde su formación (incluidos los procesos diagénicos cuando se trata de rocas sedimentarias). Rocas -- muy antiguas pueden haber sufrido tectonismo intenso desde - su formación hasta la etapa actual. Obviamente el comporta- miento mecánico de una roca no es el mismo si se trata de -- una roca sedimentaria o volcánica reciente, que si se trata de una roca antigua ígnea o sedimentaria sometida a la acción de fuerzas compresivas muy intensas, o, sobre todo, si se -- trata de una roca metamórfica. En obras subterráneas profun- das donde las rocas de cualquier tipo están sometidas a fuer- tes presiones, se presentan fenómenos de decompresión cuya - magnitud debe ser predecible.

En zonas de topografía abrupta donde la acción de la gravedad ayudada por accidentes estructurales (estratificación, fallas y fracturamiento) y por los efectos de la interperie (meteo- rización), ha dado lugar a los fenómenos de escurrimiento o de balanceo de ladera, los macizos rocosos presentan un esta- do de equilibrio inestable y se observan deformaciones impor- tantes algunas veces a distancias bastante alejadas de la su- perficie de la ladera.

El estudio de las condiciones geohidrológicas contribuye al conocimiento del grado de saturación de la roca (dependiente de la porosidad y permeabilidad) así como de las presiones -- hidrostáticas existentes y la naturaleza de las aguas.

3. LAS APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.

La creciente importancia, grado de dificultad y responsabilidad que involucran las realizaciones de ingeniería, han estimulado notablemente la expansión de la mecánica de rocas. Así ha ocurrido, por ejemplo, en el caso de los túneles cuya cobertura máxima ha alcanzado los 2500 m (túnel carretero del Monte Blanco entre Francia e Italia, que entró en servicio en 1965, y que es el túnel más profundo construido hasta la fecha). A esta profundidad se desarrollan esfuerzos elevadísimos en la roca en la vecindad del túnel, los cuales llegaron a ocasionar la rotura de la misma a pesar de su elevada resistencia, cercana a los 1000 kg/cm².

Es interesante, por otro lado, destacar las conclusiones de la conferencia de la OCEO (Organización de Cooperación Económica y Desarrollo) sobre la construcción de túneles. Se concluyó en esta reunión internacional, celebrada en 1970 en la ciudad de Washington, D. C., que en el decenio de 1970 a 1980 se abrirán en los países miembros ~~de~~ 600,000 km de túneles involucrando un volumen de excavación superior a 5000 millones de m³ con una inversión superior a 150,000 millones de dolares.

En el campo de las presas, que en ocasiones tienen que ser cimentadas sobre formaciones con propiedades muy precarias, la altura que se está alcanzando es cercana a los 300 m (caso de la presa de Inguri en el Caúcaso) y requiere de la ejecución de ensayos de mecánica de rocas cada vez mas completos y elaborados que van desde la obtención de testigos de roca, de sondeos de exploración, hasta la ejecución de ensayos de corte directo en grandes masas de roca y la determina-

ción del estado de esfuerzos residuales en el macizo rocoso.

La construcción de grandes centrales eléctricas subterráneas, de potencia instalada cada vez más elevada, exige la ejecución de cavernas de grandes dimensiones y está imponiendo el perfeccionamiento de la mecánica de rocas. Otras obras subterráneas cada vez más comunes, son las cavidades destinadas al almacenamiento de líquidos y otros productos, como por ejemplo desperdicios radioactivos.

Otro campo de la ingeniería civil donde tendrá cada vez más aplicaciones la mecánica de rocas es el urbanismo subterráneo, ya que cada día crece más la necesidad e interés de desarrollar parte del espacio urbano a profundidad.

En el campo de la ingeniería civil un aspecto que ha llamado mucho la atención, para la necesidad de un mejor conocimiento del comportamiento de los macizos rocosos, ha sido la ocurrencia de algunos accidentes muy graves en obras hidráulicas. Nos referimos, por ejemplo, al accidente muy conocido de la presa de Arco de Malpasset en Francia - que provocó 350 muertes y al accidente provocado por el deslizamiento de una vertiente sobre el embalse de la presa de Vajont en Italia.

En México son varias las dependencias de gobierno e instituciones de investigación que ya cuentan con un cuerpo de ingenieros especializados en mecánica de rocas y con un laboratorio de esta especialidad. Cabe mencionar especialmente a la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Secretaría de Obras Públicas y el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La Comisión Federal de Electricidad fué, probablemente, la primera en preocuparse seriamente por desarrollar la mecánica de rocas, ya que

debió enfrentarse desde la década de los 50, a muy serios problemas - de excavaciones subterráneas y de cimentaciones de presas. Entre las obras en que la Comisión Federal de Electricidad aplicó los conocimientos de mecánica de rocas destacan las presas de La Soledad en Puebla; Santa Rosa, en Jalisco; El Novillo, en Sonora y las centrales subterráneas de Malpaso y la Angostura.

Para la cimentación de las presas de la Soledad, Santa Rosa y El Novillo, la CFE realizó determinaciones de módulos elásticos por métodos estáticos y dinámicos en campo, así como ensayos de resistencia en laboratorio. También, para la primera presa citada, se realizó el análisis de estabilidad de laderas y ensayos de carga en un túnel de presión. Para la central subterránea de Malpaso se realizaron determinaciones de estado natural de esfuerzos, ensayos de permeabilidad y de inyectabilidad, estudios de estabilidad en cortes etc. Para la central subterránea de Angostura se han llevado a cabo estudios de comportamiento del macizo rocoso durante las excavaciones, se han determinado módulos de deformación y estado natural de esfuerzos por diversos métodos y se han hecho confrontaciones de desplazamientos observados con los calculados por el método del elemento finito. Finalmente en uno de los sitios donde se proyecta construir la presa de Chicoasen, se han llevado a cabo estudios de resistencia al corte, estados de esfuerzos, módulos de deformación y se han hecho interesantes estudios de estabilidad de vertientes.

También la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha desarrollado estudios de mecánica de rocas muy interesantes entre los que conviene destacar los realizados para las presas: La Amistad, Tepuxtepec, Las Tórtolas, etc. La Secretaría de Obras Públicas ha hecho estudios de mecánica de rocas especialmente encauzados a resolver los problemas de estabilidad y movimiento de taludes y cortes en carreteras.

Finalmente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM cuenta con un grupo muy destacado de investigadores que desarrollan y perfeccionan métodos de medición de propiedades de la roca, así como ensayos de laboratorio y campo y métodos de análisis de esfuerzos en macizos rocosos.

Referencias.-

- 1.- R. V. Proctor y T. L. White, Rock Tunneling with Steel Supports,
(The Youngstown Printing Co., Youngstown Ohio, 1964) pp 1-99
- 2.- J. Talobre, La Mécanique des Roches, (Dunod, París, 1957)
- 3.- K. G. Stagg y O. C. Zienkiewicz, Rock Mechanics in Engineering Practice, (John Wiley and Sons, N. Y., 1963) p. 1.
- 4.- J. C. Jaeger y N. G. W. Cook, Fundamentals of Rock Mechanics,
(Metlman and Co. Ltd., London, 1969) p. 1.
- 5.- Jaeger, op. cit. p. 1.
- 6.- D. P. Krynine y W. R. Judd, Principles of Engineering Geology and Geotechnics, (McGraw-Hill, 1957) p. 1.
- 7.- A. Mayer, Recent Work in Rock Mechanics, Third Rankine Lecture,
(Geotechnique, Vol. XIII, 1963) pp. 99-120

RESISTENCIA Y ROTURA DE LAS ROCAS

La aplicación de la mecánica de rocas a los campos de la ingeniería civil y de la minería, considera el empleo de ecuaciones de la mecánica teórica y aplicada, en las que es necesario introducir algunas de las propiedades mecánicas de las rocas. De otra parte, estas propiedades obtenidas de muestras inalteradas ensayadas en el Laboratorio, pueden en algunos casos ser muy distintas a las propiedades del macizo rocoso del que proceden las muestras, sobre todo cuando la variación introducida en el estado de esfuerzos, afecta a grandes zonas, como por ejemplo en la cimentación de presas, o excavaciones subterráneas, para plantas hidroeléctricas de gran magnitud, en donde la influencia de las diaclasas, fracturas o bien las zonas milonitizadas, son importantes. En estos casos se requiere realizar ensayos especiales in situ.

En algunos problemas de la mecánica de rocas, son de importancia fundamental las propiedades mecánicas obtenidas de ensayos de laboratorio, en muestras inalteradas, sobre todo cuando la separación entre las diaclasas es muy grande respecto a la dimensión de la obra, como por ejemplo la perforación de barrenos o la construcción de un tunel a través de una roca masiva, por métodos de perforación mecánica, en donde el comportamiento de la roca depende básicamente de las propiedades de la misma.

En este capítulo, se comentarán algunos de los ensayos más usuales que se efectúan en muestras inalteradas de las rocas, entendiendo por muestra inalterada, aquella que no presente características estructurales de gran escala como diaclasas, planos de estratificación y zonas miloniti

Martes. Roca.

zadas. Estos ensayos consisten en la determinación de la tensión, la resistencia uniaxial, confinada, dureza. Además se describirán algunos criterios de rotura frágil de las rocas.

RESISTENCIA A LA TENSION

El ensayo directo para determinar la resistencia a la tensión en probetas cilíndricas de roca, es difícil debido a que en la actualidad no resulta fácil sujetar la probeta, sin inducir esfuerzos de flexión. Un método práctico para determinar esta resistencia en forma directa, consiste en sujetar la probeta a los cabezales metálicos, con resina epoxy, y aplicar los esfuerzos mediante cables o cadenas.

En México se han hecho algunos ensayos de este tipo en cilindros estándar de concreto, utilizando para el pegado una mezcla fundida de azufre y tierra. En el dispositivo para estos ensayos se adaptó un sistema de extensometría para definir además, las curvas esfuerzo-deformación.

Como en las rocas no es necesario obtener esta resistencia exacta, se utilizan generalmente métodos indirectos por su rapidez. Un método de este tipo muy usado es el denominado "ensayo brasileño", que consiste en colocar en la prensa, un cilindro de roca de longitud L y diámetro D , en posición horizontal, aplicando una carga P diametralmente hasta la rotura de la muestra. En este caso, la resistencia a la tensión se obtiene de acuerdo a la teoría elástica, con la siguiente ecuación:

$$\sigma_T = \frac{2P}{\pi DL}$$

Otro método indirecto, propuesto por Reichmuth, consiste en aplicar cargas de compresión puntuales, a través de un rodillo de acero endu

recido de pequeño diámetro, a la superficie lateral de una probeta cilíndrica, con su eje en posición horizontal. La resistencia a la tensión, se obtiene con la siguiente expresión empírica.

$$\sigma_T = 0.0675 \frac{P}{D^2}$$

donde P es la carga que produce la rotura en Kg y D el diámetro de la probeta.

Miller obtuvo otra expresión empírica de la resistencia a la tensión, relacionada con la resistencia a la compresión.

$$\sigma_c = 21\sigma_T + 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Para fines prácticos, es suficiente con suponer que la resistencia a la tensión es del 5 al 10% de la resistencia a compresión simple.

RESISTENCIA UNIAXIAL

La resistencia uniaxial o compresión simple de las rocas, se ve afectada por variables que principalmente son su relación de esbeltez L/D, la velocidad de aplicación de la carga y las condiciones de borde de la probeta.

Por lo que se refiere a la esbeltez, Obert y Duvall, han obtenido una relación empírica de la resistencia a la compresión para una relación de esbeltez diferente a la más conveniente. Esta relación es la siguiente:

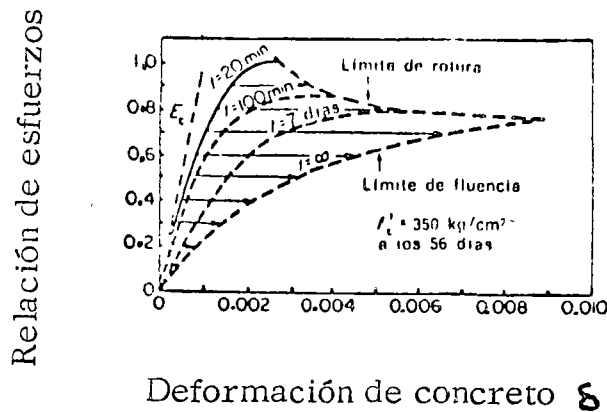
$$\sigma_c = \sigma_{c_1} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

donde σ_c es la resistencia a la compresión para $L/D \neq 1$ y σ_{c_1} es la resistencia a la compresión para $L/D = 1$. La relación de esbeltez que se reco

mienda para asegurar la distribución de esfuerzos uniforme en la muestra y asegurar que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa es $L/D = 2.5$.

La velocidad de aplicación de la carga es otra variable que influye en el valor que se obtiene de la resistencia a la compresión simple y al módulo de elasticidad, ya que al aumentar la velocidad, aumenta el valor de la resistencia y el módulo de elasticidad. Este aumento en algunos casos es hasta del 50%.

En la figura 1, se ve claramente la influencia de la velocidad de la aplicación de la carga



Deformación de concreto δ
Figura 1

La velocidad más recomendada para ensayos de resistencia uniaxial está comprendida entre 0.7 y 7 Kg/cm²/s.

Otra variable que influye principalmente en la forma de rotura son las condiciones de borde, sobre todo cuando se emplean materiales de cabeceo en las probetas, ya que por lo general este material suele ser más blando que la mayoría de las rocas. La tendencia del material de cabeceo a romperse escapando radialmente al aplicar los esfuerzos de compresión uniaxial, provoca una rotura por tensión en las cercanías de la periferia de la probeta, dan-

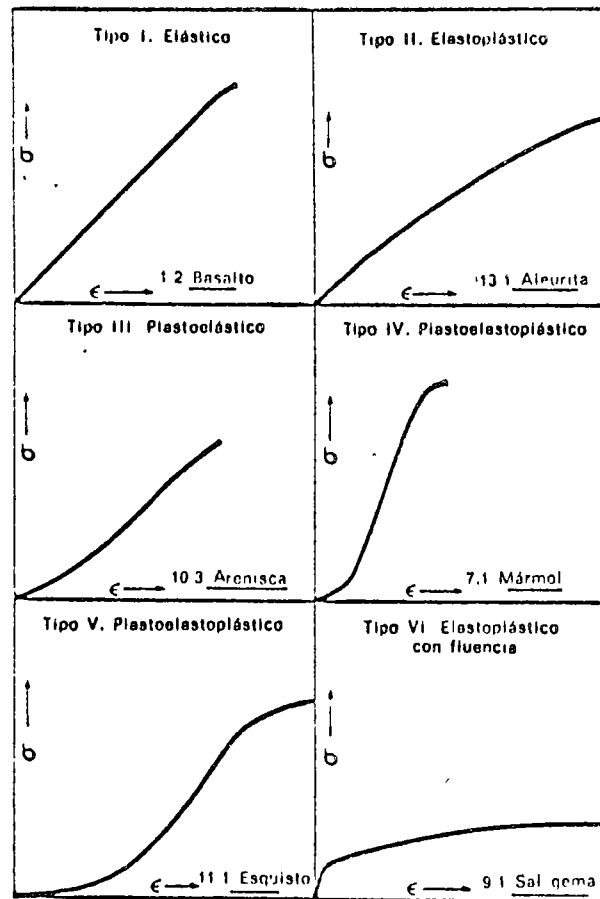
do lugar a una menor resistencia uniaxial, por lo que lo más recomendable es ensayar las muestras sin cabeceo, procurando solamente dejar bien pulidas y paralelas sus caras extremas.

La resistencia uniaxial de las rocas suele ser muy variable aún para una misma formación geológica, como por ejemplo, la caliza, en la que se pueden obtener resistencias desde 350 hasta 2 500 Kg/cm²; sin embargo para la sal gema esta variación es de 200 a 350 Kg/cm² y en algunas otras rocas suele estar gobernada por otras condiciones, como por ejemplo en la arenisca, que da valores desde 200 hasta 1 700 Kg/cm², según el tipo y el grado de cementación. A continuación se presenta una tabla con valores típicos de la resistencia uniaxial σ_c y resistencia a la tensión σ_T para algunos tipos de rocas.

Roca	σ_c (Kg/cm ²)	σ_T (Kg/cm ²)
Granito	1 000-2 500	70-250
Diorita	1 800-3 000	150-300
Dolerita	2 000-3 500	150-350
Gabbro	1 800-3 000	150-300
Basalto	1 500-3000	100-300
Arenisca	200-1 700	40-250
Lutita	100-1 000	20-100
Caliza	300-2 500	50-250
Dolomita	800-2 500	150-250
Carbón	50- 500	20- 50
Cuarcita	1 500-3 000	100-300
Gneiss	500-2 000	50-200
Marmol	1 000-2 500	70-200
Pizarra	1 000-2 000	70-200

En la mecánica de rocas, son muy empleadas las características de esfuerzo-deformación de las mismas; para este objetivo, en el ensayo

uniaxial se puede colocar un dispositivo de extensometría con el fin de obtener las curvas esfuerzo-deformación. Miller, a partir de una serie grande de ensayos, clasifica a estas curvas en seis tipos diferentes de acuerdo a su comportamiento elástico o plástico, según puede verse en la figura 2



Curvas típicas, esfuerzo-deformación
Figura 2

RESISTENCIA CONFINADA.

En mecánica de rocas, es conveniente obtener la resistencia confinada ya que en la mayoría de las obras de ingeniería civil, que se hacen en roca, en excavaciones a cielo abierto de cierta magnitud, o bien en obras subterráneas, la roca se encuentra en un estado de esfuerzos confinados y es imprescindible obtener su resistencia confinada así como también sus características esfuerzo-deformación. Para este propósito, suelen hacerse ensayos triaxiales, en los que antes de aplicar el esfuerzo desviador $\sigma_1 - \sigma_3$ a una probeta, se somete inicialmente un σ_3 de confinamiento; por lo general es conveniente aplicar diferentes σ_3 para obtener una prueba triaxial, y poder definir la curva de resistencia intrínseca de la roca ensayada.

En algunas rocas, cuando se someten a presiones de confinamiento diferentes, como el que se ejemplifica en la figura 3, que corresponde a una arenisca, se observa con el aumento de la presión de confinamiento en las curvas de esfuerzo-deformación unitaria, un aumento de la resistencia última y una mayor deformación para la carga de rotura. En este tipo de rocas, el módulo de elasticidad inicial tangente a la curva esfuerzo-deformación, también aumenta con la presión de confinamiento.

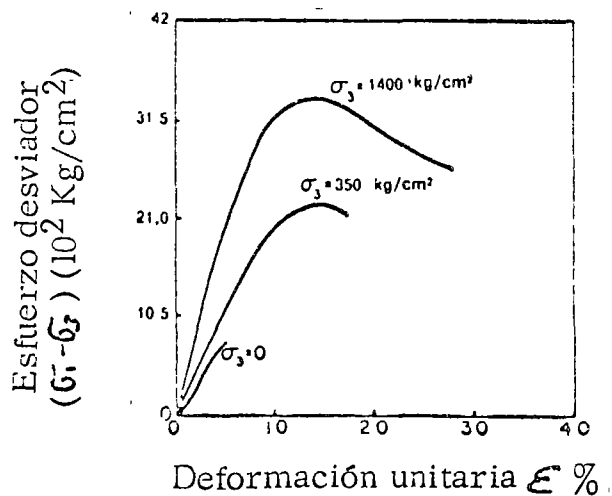


Figura 3

En rocas muy duras, también se tiene un aumento de su resistencia última con el aumento de la presión de confinamiento, pero frecuentemente los valores de los módulos de elasticidad resultan poco afectados como es el caso que se presenta en la figura 4, que corresponde a un ensayo triaxial realizado en muestras de gabro.

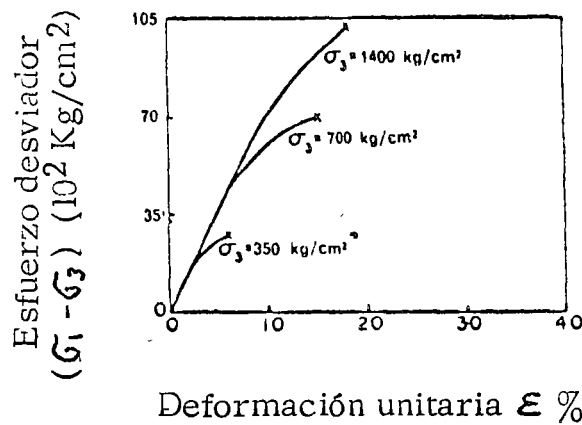


Figura 4

Sin embargo, en estas mismas curvas pueden observarse que al llegar a la rotura, se tiene un comportamiento ductil.

Los resultados de los ensayos triaxiales, se presentan generalmente en un diagrama de Mohr, en donde cada prueba queda representada por un círculo de Mohr en función de los esfuerzos principales mayor y menor correspondientes a la rotura, como el que se muestra en la figura 5.

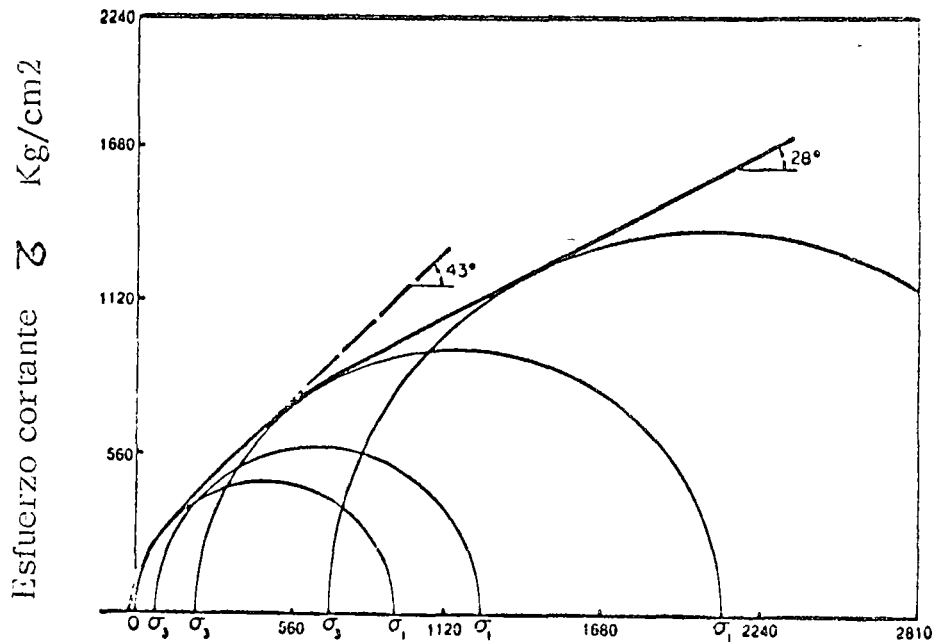
Cuando se realizan ensayos triaxiales con una amplia gama de presiones de confinamiento, se observa en la curva de resistencia intrínseca, que es la tangente a la familia de los círculos de Mohr, una variación en el ángulo que forma la tangente a la envolvente con el eje de las abscisas para diferentes valores del esfuerzo normal. Esta pendiente se denomina ángulo

de fricción interna φ . La ordenada al origen de esta curva intrínseca con el eje de los esfuerzos tangenciales, es llamada cohesión (c) y la relación entre los esfuerzos principales mayor y menor σ_1, σ_3 se pueden expresar en función de los parámetros de Mohr y Coulomb por la siguiente expresión analítica

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$$

en donde

$$N_\varphi = (1 + \operatorname{sen} \varphi)(1 - \operatorname{sen} \varphi)$$



Esfuerzo normal σ Kg/cm²
Figura 5

Puede observarse en la misma figura 5, que corresponde a un ensayo triaxial en una muestra de gneis que el ángulo de fricción interna es elevado para presiones de confinamiento relativamente bajas y disminuye cuando las presiones de confinamiento aumenta, aproximándose a una línea recta. A

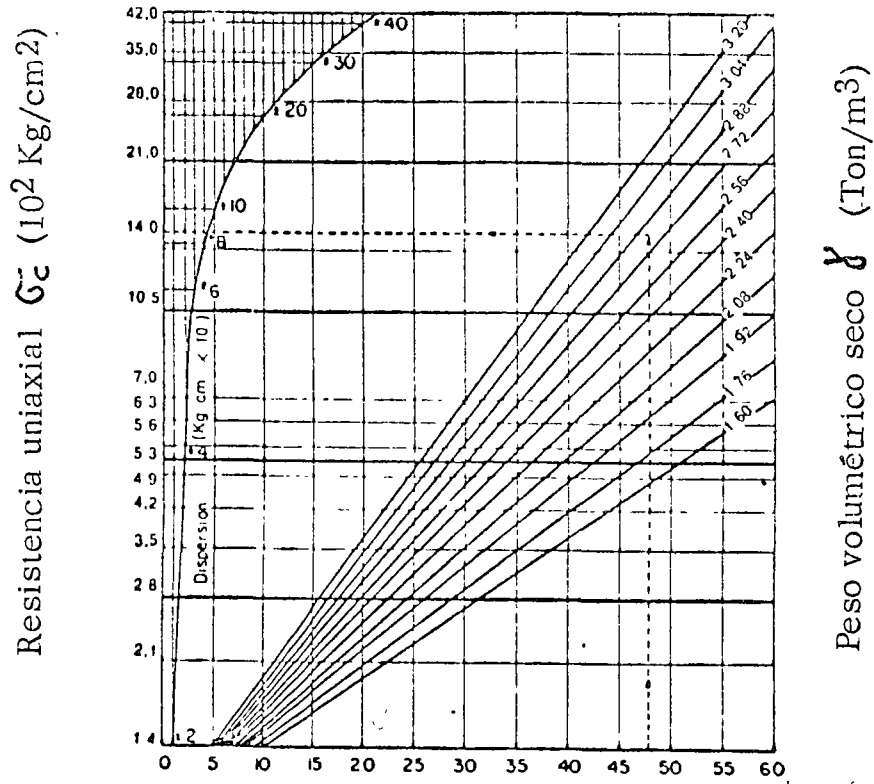
continuación se presentan unas propiedades típicas correspondientes a diversas rocas, en función de los parámetros $\varphi - c$, que suelen ser muy usados en la práctica.

Tipo de roca		σ_c (kg/cm ²)	c , cohesión (kg/cm ²)	ϕ (°)	$N_\phi = K$
Granito	Variación	700-2 800	98-405	51-58	8-17
	Media	1.750	250	55	11
Caliza	Variación	210-2 100	35-350	37-58	4-13
	Media	1.050-1.400	175-232	50	8
Arenisca	Variación	210-2.100	42-420	48-50	6-7
	Media	560-1.400	112-290	48	6

DUREZA

Diversos estudios han mostrado que la dureza de las rocas, medidas por varios métodos, como es el ensayo de indentación de Rockwell, el esclerómetro de Shore o el aparato de impacto de Schmidt, está relacionada con la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad.

El diagrama que se presenta a continuación en la figura 6, que relaciona la dureza determinada con el método Schmidt y el peso volumétrico seco de la roca, da valores aproximados de la resistencia uniaxial σ_c con un grado de confianza de sólo el 75 %. En algunos casos el uso de este ábaco puede ser de cierta utilidad, ya que fija una idea de orden de magnitud, de la resistencia uniaxial de la roca.



Dureza Schmidt R
Figura 6

CRITERIOS DE ROTURA

En los sólidos, como es el caso particular de las rocas, es interesante examinar el mecanismo básico que origina su rotura frágil. Existen en la actualidad varios criterios sobre este tema, algunos son elementales y otros más elaborados, que pretenden justificar el comportamiento observado en los resultados experimentales de las estructuras realizadas en rocas. En este trabajo, solamente se describirán brevemente algunos criterios relacionados con este tema.

Los criterios más elementales consideran la deformación máxima o el esfuerzo máximo. Fundamentalmente establecen que una roca o un material frágil, se rompe bajo una deformación unitaria, determinada como límite o un esfuerzo máximo determinado como límite; para fijar una idea de este criterio, podría ser una deformación de 3 ó 5 diez milésimos o bien un esfuerzo de 500 Kg/cm².

Otro criterio está basado en el esfuerzo cortante máximo, que simplemente toma en cuenta a los esfuerzos normales. Este criterio conduciría a una envolvente de Mohr paralela al eje de los esfuerzos normales. Otros criterios más elaborados consideran la energía de deformación máxima; en este criterio, se establece de acuerdo a las fórmulas desarrolladas por la energía de deformación, en la que intervienen los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 y σ_3 y sus correspondientes deformaciones ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_3 , el sólido se rompe cuando la energía de deformación adquiere un valor crítico.

Otro criterio de von Mises, considera la energía de distorsión, en la que no intervienen los esfuerzos principales, sino los esfuerzos desviadores y las deformaciones se calculan en términos de estos esfuerzos.

Un criterio más generalizado entre los ingenieros, es el de Mohr-Coulomb; consiste en considerar que el esfuerzo cortante límite, es función del esfuerzo normal actuante en el plano de falla. Lo anterior es indicativo de que la combinación de esfuerzos normal y cortante que produce la rotura, está representada por la tangente envolvente de falla, siendo por lo general una línea recta o bien una curva.

El criterio de Griffith, que es en la actualidad el más utilizado por los especialistas en mecánica de rocas, establece que todas las rocas contienen un gran número de zonas de rotura potencial, debido a que se encuentran microfracturados por pequeñas grietas, las que de acuerdo al postulado de Griffith, tienen una forma muy aproximada a una elipse. Puede demostrarse que en el contorno de las micro aberturas elípticas, se desarrollan esfuerzos de tensión muy elevados, incluso en un estado de compresión, que origina la rotura del sólido, cuando se supera la resistencia local a tensión del material. Esta rotura produce una falla progresiva que se va extendiendo a lo largo de todo el sólido, hasta producir la rotura frágil total.



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA DE LA
U.N.A.M.

CARACTERISTICAS DE LOS MACIZOS
ROCOSOS Y ENSAYOS DE CAMPO

Ing. Raymond Vignaud
Ing. Javier Hernández Utrilla

25 de junio de 1974
27 de junio de 1974

ENSAYOS "IN SITU" DE MECANICA DE ROCAS
=====

PRIMERA PARTE

CONFERENCIA: ING. JAVIER HERNANDEZ UTRILLA

25 junio 1974

1.- INTRODUCCION

Parte de los estudios previos que se hacen actualmente para la construcción de obras de Ingeniería Civil de grandes magnitudes; como son estudios geológicos, topográficos, hidráulicos, económicos, etc., se está haciendo común hacer estudios de Mecánica de Rocas, sobre todo en las obras donde se requiere efectuar excavaciones de dimensiones grandes, ya sean estas superficiales o subterráneas.

Los trabajos previos de Mecánica de Rocas se hacen con la finalidad de conocer el comportamiento estructural de los macizos rocosos y aportar datos que puedan aplicarse para el diseño y construcción de las estructuras o a los medios para proporcionar la estabilidad misma de las excavaciones.

Los trabajos de Mecánica de Rocas que se hacen en una zona están intrínsecamente ligados a la geología del sitio y se puede decir que existe entre ambas disciplinas, para determinados problemas, una dependencia mutua. Así los buenos resultados obtenidos por la Mecánica de Rocas dependen de que se cuente con una buena interpretación geológica, estructural y petrográfica; en ocasiones los datos proporcionados por la Mecánica de Roca, ayudan a interpretar algunos fenómenos geológicos.

No basta tener un sitio en el que aparentemente las condiciones topográficas y geológicas iniciales sean buenas para la construcción de una presa, es necesario efectuar un análisis detallado, con el que se descubren accidentes geológicos, por ejemplo deslizamientos; los trabajos de Mecánica de Rocas tienen intervención en este caso en el conocimiento del porque se presentaron y para el futuro determinar la estabilidad e inestabilidad de la ladera.

Cuando la obra es en la presencia de una roca estratificada, para evaluar el comportamiento de ella también tiene ingerencia la Mecánica de Rocas.

En las siguientes fotografías se muestran algunas excavaciones de grandes dimensiones en las que se han formado claros de roca

considerables. La formación de estos claros se comprende que depende de las características geológicas y físicas de la roca. En la determinación de las características mecánicas es donde tiene su aplicación la ciencia que nos ocupa, pudiendo ser en algunos casos las características físicas de la roca, factor importante de considerar en el diseño de una excavación.

En lo que se refiere a ensayos de Mecánica de Rocas, "in situ" o trabajos de campo. Se explicarán algunos de los trabajos que se hacen en el campo y para lo que se seguirá el orden indicado en la siguiente tabla:

Pruebas de Campo

Determinación del módulo elástico de la roca

Métodos directos

Pruebas de placa

Pruebas con gato Goodman

Métodos indirectos

Geosísmica y Microsísmica

Determinación de esfuerzos en la roca

Por gato plano

Por roseta

Pruebas de corte directo en rocas estratificadas

2.- Determinación del módulo elástico de la roca

2.1 Métodos Directos

Para estudiar las características de deformación de las rocas "in situ" es necesario interesar volúmenes importantes de roca, es decir que es necesario hacer intervenir fuerzas considerables. Diferentes medios se han utilizado y el más comunmente practicado es la prueba de carga mediante gatos hidráulicos o mecánicos.

2.1.1 La prueba de placa nos sirve para determinar el módulo elástico o de deformabilidad de la roca y consiste en aplicar presión a la superficie de la roca a través de una placa de

acero, registrando las deformaciones producidas por la presión. Estas deformaciones pueden ser variables o constantes en el área de aplicación de la presión dependiendo del tipo de placa utilizada. Entre otros equipos se han empleado los siguientes tipos de placas.

- a) flexible de 1.0 m^2 de área
- b) flexible de 0.8 m^2 de área
- c) rígida de 0.1 m^2 de área

En el tipo flexible 1.0 m^2 de área se ha empleado un gato circular tipo Freyssinet en contacto con la roca y la presión se ha controlado aquí.

El equipo que se ha empleado consta de placas de carga, gatos planos tipo Freyssinet, gatos hidráulicos de émbolo, sistema de extensiones con niples y coples, manómetros, micrómetros, dispositivos de anclas en los que se miden las deformaciones y accesorios para montaje y operación del equipo.

Se trata de obtener pruebas en sentido horizontal, en direcciones perpendiculares, y pruebas en sentido vertical.

La preparación de las superficies donde se aplicará la carga es de mucha importancia, en ambos tipos de pruebas, deberán ser lo más planas posibles, procurando que el paralelismo por cada par de superficies de cada prueba sea lo mejor posible.

En algunos casos el acabado de estas superficies requiere hacer aplanados con mortero o con losas de concreto procurando darles el espesor mínimo. Es preferible que el acabado de las superficies sean de preferencia en la roca misma haciendo prácticamente un "labrado" y pulido a base de cinceles y pulidora, manual o mecánicamente. El uso de mortero o labrados depende del tipo de roca que se tenga.

Una vez que se tiene montado el equipo, que se han colocado anclas y que se tiene listo el sistema de medición de las deformaciones y presiones; se procede a la ejecución de la prueba, la cual se realiza de la forma siguiente: la carga P es producida

por uno o varios gatos (dependiendo de la capacidad de cada uno de ellos) dando un número de incrementos iguales de presión y leer las correspondientes deformaciones para cada uno de ellos, en los deformímetros o micrómetros de carátula con aproximación 1/100 mm, colocados sobre un soporte cuyos apoyos estén situados suficientemente lejos de la placa de carga para que no tengan influencia las deformaciones de la placa y se consideren inmóviles. Se procede por cargas y descargas, haciendo crecer la carga en cada ciclo de manera de llegar a una carga máxima que generalmente alcance o sobrepase los esfuerzos a los que la roca probablemente será sometida.

- La curva de primera carga es frecuentemente lineal pero no es reversible. Su pendiente define un módulo de primera deformación.
- La pendiente de la curva de la segunda carga es mayor que la precedente. En general, el diagrama esfuerzos deformaciones tiene la forma de un lazo y sin superposición de las curvas de carga y descarga. Después de un cierto número de ciclos las curvas están mucho mejor definidas y se puede hablar de un módulo de elasticidad.
- Finalmente, si se mantiene la carga del gato se constata que la deformación δ crece en función del tiempo: es el flujo plástico (creep). Es más o menos importante; en ciertos casos es suficientemente grande para que sean las deformaciones diferidas las más peligrosas.

Los diferentes módulos obtenidos a partir de la prueba de carga mediante gato son casi siempre menores que los que se miden en el laboratorio: es evidente, ya que la deformación de la red de fisuras naturales se suma a la deformación de la materia. Se tienen buenas razones para pensar que con las dimensiones y las fuerzas puestas en juego el volumen de roca que participa en la deformación bajo la carga del gato es del orden de 1 m^3 .

Se presenta una gráfica de las relaciones presión deformación obtenidas con placa flexible de 0.8 m^2 ; para determinar el módulo elástico se empleó el criterio del módulo secante con los siguientes datos: una presión de 40 kg/cm^2 , utilizando una relación de Poisson de 0.2 y valor de la deformación total de la

roca para esa presión, medida en un punto a 42 cm de profundidad en el centro de la placa de 0.15 mm.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$E = \frac{P}{\delta_z} \left\{ \left[(1-\nu)z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_1+z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_2+z^2)^{1/2}} \right] + 2(1-\nu)^2 \left[(a_2^2+z^2)^{1/2} - (a_1^2+z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

en donde:

- E = módulo de elasticidad
- p = presión de contacto
- z = profundidad del punto de medición
- ν = relación de Poisson
- δ_z = deformación a la profundidad medida
- a_1 = radio interior de la placa
- a_2 = radio exterior de la placa

Para el caso de terminar el módulo con placa rígida el equipo es el mismo que para placa flexible, empleando una placa con área 0.1 m^2 , transmitiendo la presión con un solo gato hidráulico y colocando entre la placa de contacto directo con la roca y el sistema de carga un gato tipo Freyssinet para control de la presión aplicada.

Se presenta una gráfica tipo con la relación presión-deformación de esta prueba. Los módulos elásticos se calculan con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{pa(1-\nu^2)}{w_z} \text{sen}^{-1} \frac{a}{r}$$

En donde,

- E = módulo de elasticidad
- p = presión de contacto
- a = radio de la placa
- ν = relación de Poisson
- r = distancia del punto de medición al eje de simetría de carga
- w_z = deformación en el punto de medición

ENSAYO DE DEFORMABILIDAD DE LA ROCA
PRUEBA DE PLACA FLEXIBLE

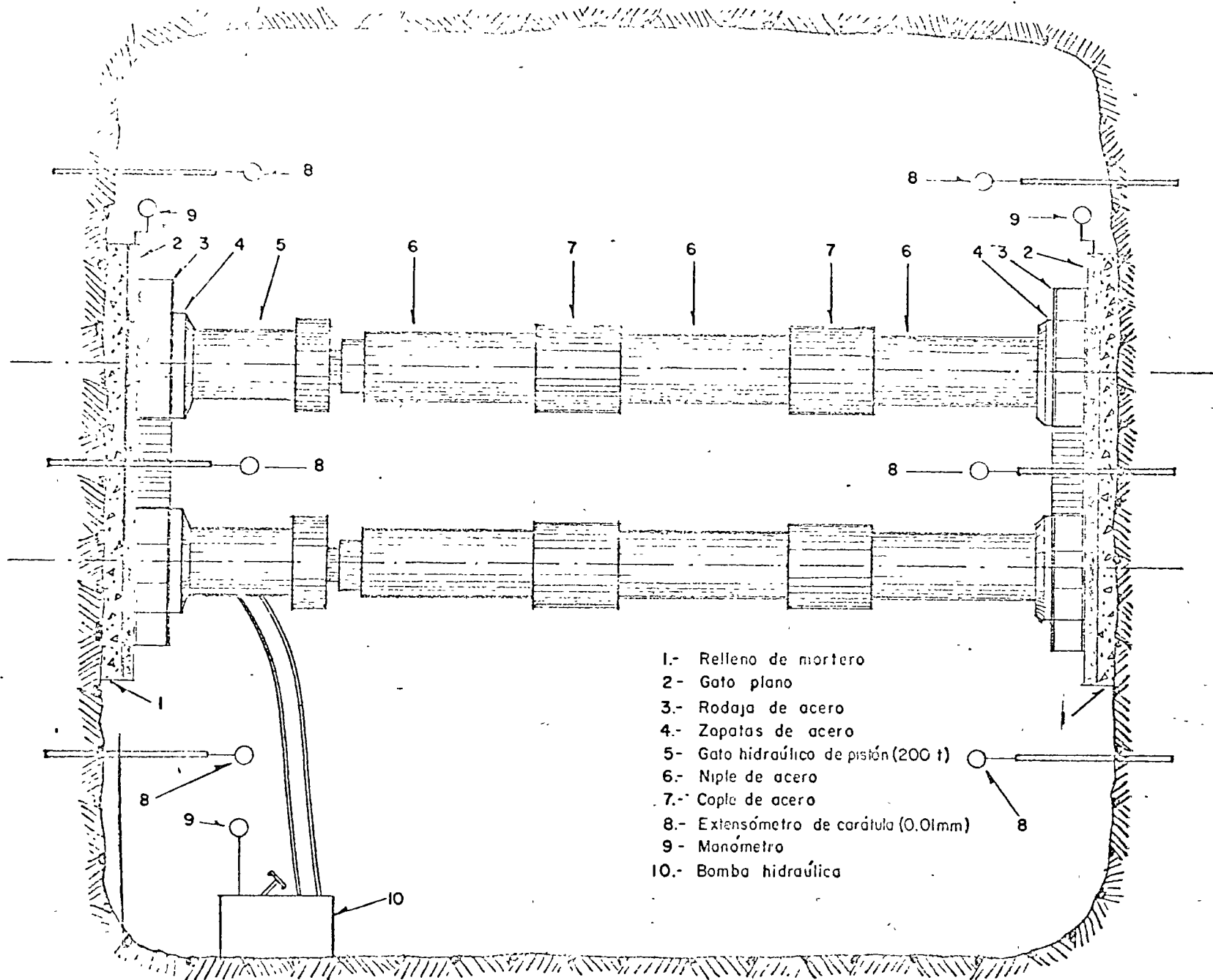
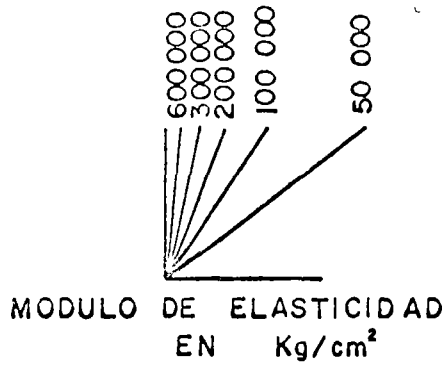
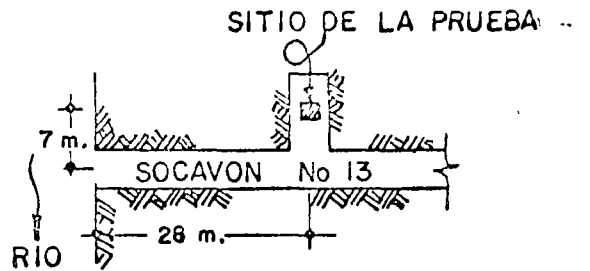
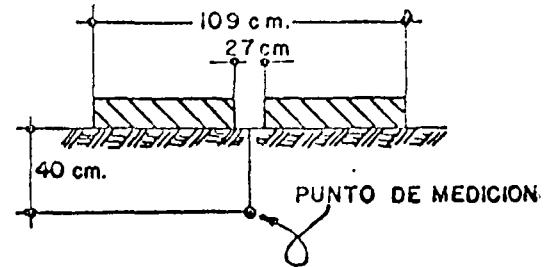
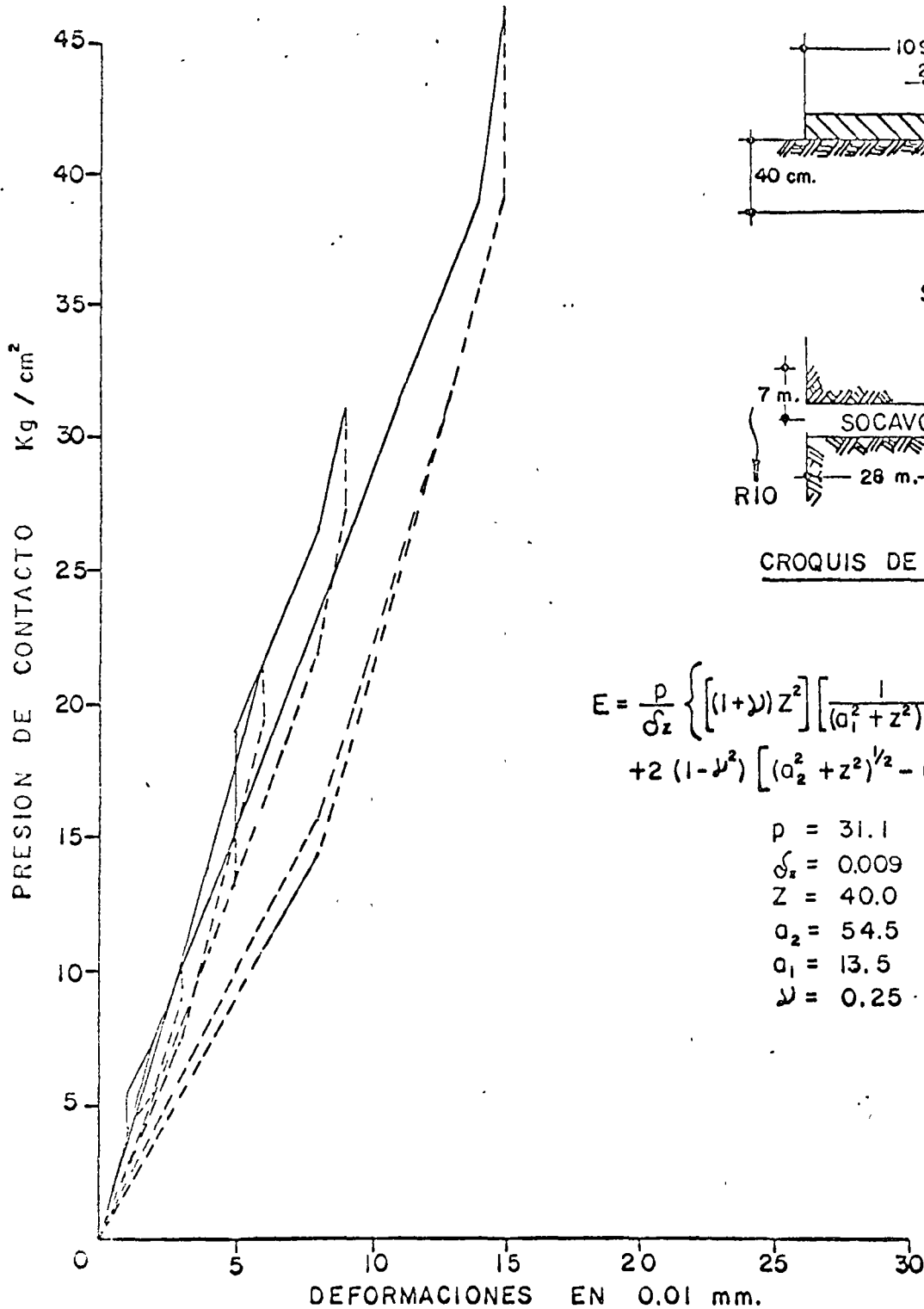


Fig. 2



P. H. CHICOASEN, CHIS.
 SOCAVON No. 13
 "PRUEBA DE PLACA"
 POSICION VERTICAL
 T E C H O
 21 - JUN - 1973



CROQUIS DE LOCALIZACION

$$E = \frac{p}{\sigma_z} \left\{ \left[(1+\nu) Z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{1/2}} \right] + 2(1-\nu^2) \left[(a_2^2 + z^2)^{1/2} - (a_1^2 + z^2)^{1/2} \right] \right\}$$

$p = 31.1 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_z = 0.009 \text{ cm}$
 $Z = 40.0 \text{ cm}$
 $a_2 = 54.5 \text{ cm.}$
 $a_1 = 13.5 \text{ cm.}$
 $\nu = 0.25$

2.1.2 Pruebas con gato Goodman

Diferentes procedimientos han sido ideados para medir la deformabilidad en el seno de un macizo, pero el principio siempre es el mismo. Se accede a la zona que se desea estudiar mediante una perforación; el instrumento para aplicar presión y provocar la deformación (vérin, gato) está constituido de dos conchas semicilíndricas que toman apoyo sobre la roca, o más simplemente, de una membrana que transmite una presión hidrostática. En el primer caso se puede efectuar la prueba en diferentes direcciones haciendo girar las conchas un cuarto de vuelta y valuando la anisotropía mecánica de la roca. En el segundo caso se mide una deformación media global.

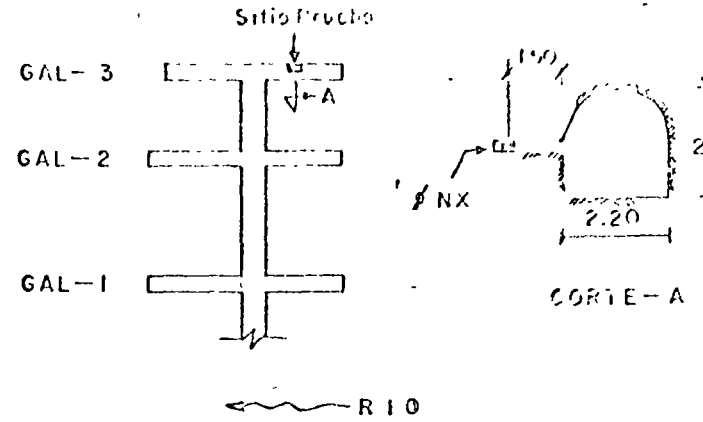
Este tipo de prueba es idéntico en principio a aquél que consiste en poner a presión un tramo de galería de una decena de metros de longitud, prueba utilizada desde hace mucho tiempo para el estudio en verdadera magnitud de los conductos forzados de las instalaciones hidroeléctricas; pero la prueba en una perforación es evidentemente mucho menos costosa y puede ser repetida numerosas veces.

Para determinar el módulo elástico "in situ" por este método se cuenta con el gato Goodman. Este es un dispositivo del tipo "probador" en perforaciones de placas rígidas móviles para la medición de deformaciones de las paredes en función de la presión aplicada. El módulo de elasticidad de la roca se obtiene a partir de la relación carga-deformación medida. El gato está diseñado para utilizarse dentro de perforaciones \varnothing NX. La presión hidráulica es transmitida a la roca a través de las placas móviles. Los desplazamientos se miden por medio de extensómetros eléctricos (LVDT) montados dentro del gato en ambos extremos de las placas móviles. El equipo también incluye un indicador portátil para medir los desplazamientos, bomba hidráulica, manómetros, mangueras y conductores eléctricos.

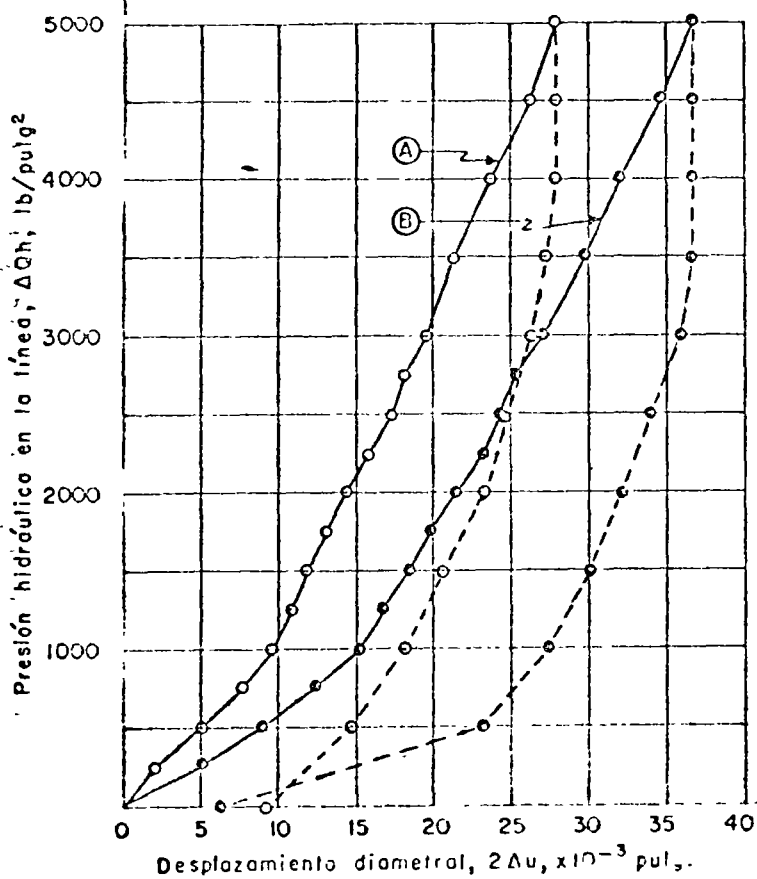
Se muestra aquí una gráfica tipo del ensayo en Goodman.

Para el empleo de placas rígidas, gato Goodman, o cualquier otro

P.H. ANGELOTTA, CHCO.
 SUBGERENTE DE LAS OPERACIONES
 DE ESQUELETO, SECCION DE LAS ROCAS
 "PRUEBA CON SATO GOODMAN"
 CASA DE MAQUINAS
 GAL. 3 PARED IZQUIERDA
 PROF. 1.50 m; HORIZONTAL



GALERIA DE INSTRUMENTACION SOBRE
 CASA DE MAQUINAS. ELEV. 455



(A) —○— CERCA (NEAR)
 (B) —○— LEJOS (FAR)

"Módulo de elasticidad" $E = 3.05 \frac{\Delta Qh}{2 \Delta u}$ — (1)

ΔQh = Intervalo de presión hidráulica en la línea de presión
 $2 \Delta u$ = Desplazamiento diametral total en el intervalo de presión aplicado

Intervalo de presión (ΔQh) lb/pulg ²	Desplazamiento ($2 \Delta u$) x 10 ⁻³ pulg.	Módulo Elástico, E lb/pulg ² x 10 ⁶	Elástico, E Kg/cm ² x 10 ³	Transductor
CARGA 1000-5000	18.3	0.67	47	Cerca
DESCARGA 1000-5000	9.8	1.24	87	(NEAR)
CARGA 1000-5000	21.4	0.57	40	Lejos
DESCARGA 1000-5000	9.2	1.33	93	(FAR)

(1) The measurement of rock deformability in bore hole R.E. Goodman,
 Tran K. Van, and Francois E. Heuze 10 th. Symposium on rock-
 Mechanics, May 1968, University of Texas U.S.A.

medio para determinar el módulo elástico "in situ" de la roca deben manejarse con cierto criterio para que la interpretación de los datos puedan emplearse lo mejor posible. El uso de uno u otro sistema depende de la masa de roca que se desee involucrar, así se tiene que con el sistema de placa se afecta una zona mayor que con el gato Goodman, con el cual se tienen zonas más bien delimitadas, puesto que en este caso depende de la zona en que se coloque el gato, por ejemplo si se trata en general de una roca dura pero que tenga muchas fracturas y grietas, y si el gato queda colocado entre ellas, el módulo será el representativo de una roca de buena calidad; más si el gato se sitúa en una zona blanda o cercana a una grieta el resultado nos indicaría una roca de inferior calidad.

2.2 Método geosísmico

La medición de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas es un método de reconocimiento que es muy empleado para el examen de un sitio.

Cuando se emplea este método se abarca zonas más amplias (más que con las placas) que nos da idea del comportamiento global de la masa rocosa.

El empleo de geosísmica y microsísmica para determinar los módulos será tratado más extensamente en la sesión correspondiente.

Con los 3 métodos anteriores, que pocas veces se tiene la oportunidad de hacerlos, se comprende bien que se obtienen 3 valores diferentes del módulo elástico. ¿Que valor escoger?.....La comparación de los módulos obtenidos y la experiencia nos darán el más representativo de la roca.

Una buena combinación de métodos pudiera ser, por ejemplo, la microsísmica y el gato Goodman.

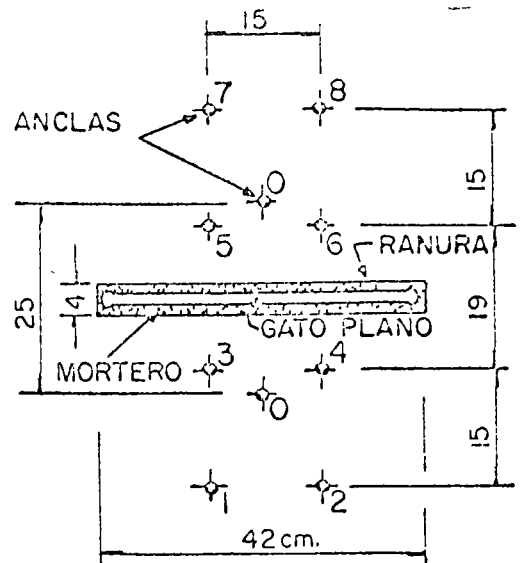
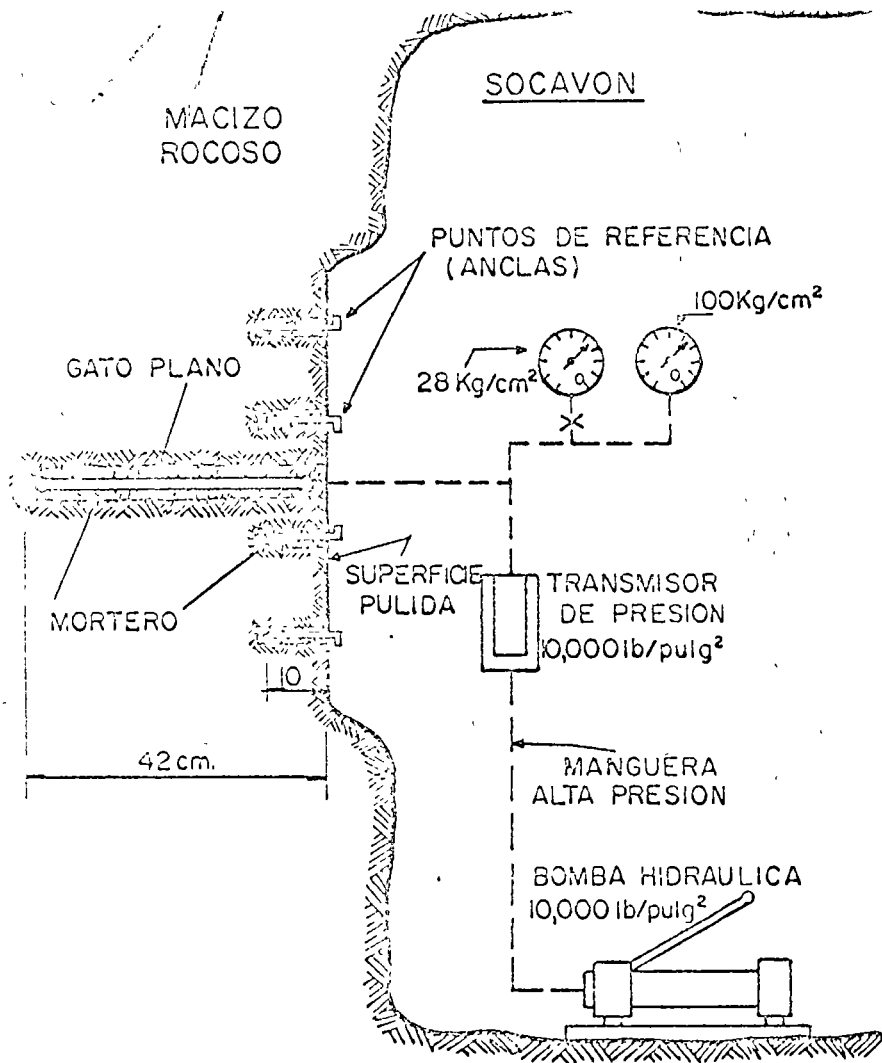
3- Determinación de esfuerzos en la roca

3.1 Prueba de gato plano

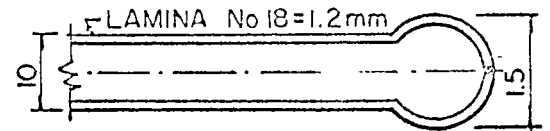
Estas pruebas se realizan con objeto de conocer el estado de es-

Tabla 1. Módulos de deformación determinados in situ. Calizas de la formación U2

sito	Tipo de prueba	Dirección	Módulo de deformación M, kg/cm ²	Intervalo de esfuerzos aplicados, kg/cm ²	Valor medio de M, en kg/cm ²	Comentarios
Galería de prueba 3	Placa rígida φ = 28 cm	//	14612	0-30	17520	Zona afectada por juntas perpendiculares a los estratos. Las pruebas se efectuaron paralela (//) y normalmente (⊥) a los estratos (⊥)
		//	8600	0-30		
		//	29340	0-30		
		⊥	63720	0-30		
		⊥	24349	0-30		
		⊥	29083	0-30		
	⊥	42480	0-30	40760		
	Placa flexible φ = 1.00 m	//	54100		0-30	
		⊥	50688	0-30	44840	
		⊥	38990			
Microsísmica	//	170000	0-30	170000		
Galería de prueba 2	Placa rígida φ = 28 cm	//	181602	0-30	130380	Las pruebas se efectuaron paralela (//) y normalmente (⊥) a los estratos
		//	113400	0-30		
		//	113400	0-30		
		//	113130	0-30		
		⊥	66960	0-30	43743	
		⊥	65340	0-30		
		⊥	25447	0-30		
		⊥	15319	0-30		
	⊥	24060	0-30			
	⊥	20520	0-30			
	Placa flexible φ = 1 m	//	165528	0-30	126825	
		//	167864	0-30		
		//	86362	0-30		
		//	87553	0-30		
		⊥	79785	0-30	55980	
		⊥	32171	0-30		
	Gato Goodman	//	43000	0-30	57500	
		//	65000	0-30		
//		61000	0-30			
//		68000	0-30			
//		51000	0-30			
//		57000	0-30			
⊥		50000	0-30	49000		
⊥	48000	0-30				
Microsísmica	//	190000		190000		
	⊥	15000		150000		



DISTRIBUCION DE ANCLAS

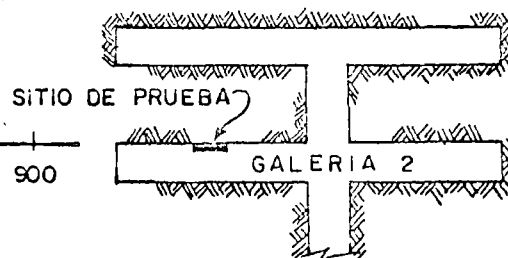
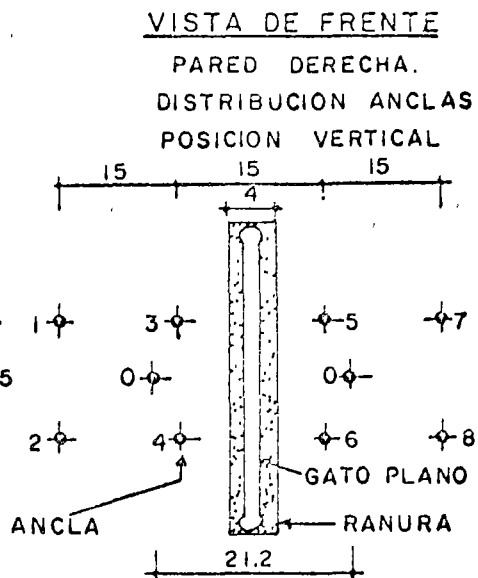
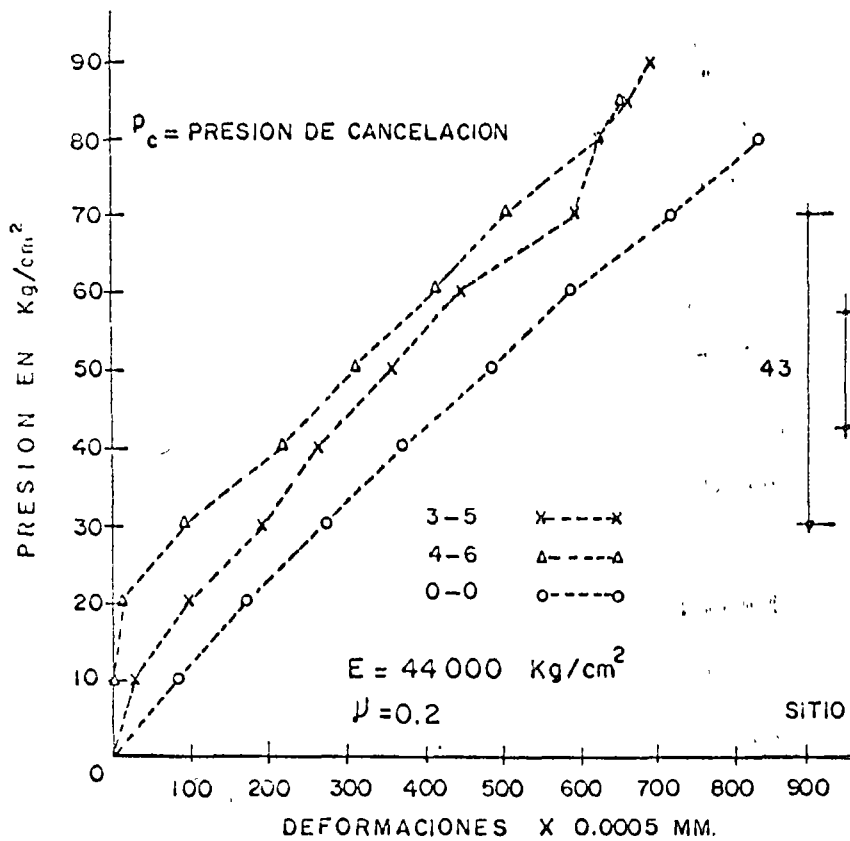


SECCION GATO PLANO

ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1.- Punto superficie de la roca.
- 2.- Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con separación mínima de 0.0005
- 4.- Barrenación de la ranura de 42x42x4 cm.
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6.- Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura.
- 7.- Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50Kg/cm² a los 7 días.
- 8.- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9.- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.



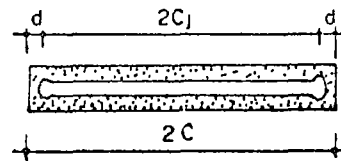
CROQUIS DE LOCALIZACION

LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO *

LINEA	LECTURAS		PARA PRESIONES DE		
	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	80	85	90 Kg/cm ²
1-3	180	430	160		
2-4	430	630			
3-5	1010	340	1030		
4-6	660	0	660		
0-0	105	240	1080		
5-7	330	464	330		
6-8	90	295	85		

PRUEBA DE GATO PLANO

POSICION VERTICAL



* EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES / MICRA

$$\sigma_n = \frac{P_c (C_j - d)}{C} = \frac{80(18.5 - 3)}{21.5}$$

$$\therefore \sigma_n = 58 \text{ Kg/cm}^2$$

C. F. E. OFICINA DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES.
MARZO 31 DE 1971

P. H. ANGOSTURA CHIAPAS.
SOCAVON DE CASA DE MAQUINAS
GALERIA N° 2

fuerzos interno de la masa de roca. Están basados en el método de relajación de esfuerzos y consiste en inducir artificialmente un cambio en el estado de esfuerzos interno original de la roca. Esto se logra rompiendo la continuidad del macizo rocoso, mediante la barrenación de una ranura que provoca deformaciones internas a la roca, midiéndose estas deformaciones entre varios puntos de referencia fijos a la superficie de la roca y alineados en dirección perpendicular a la de la ranura. Posteriormente se inserta en la ranura un "gato plano" de sección cuadrada ahogado en mortero, al cual se aplica una presión hidráulica hasta que la presión aplicada a la roca le produce deformaciones de una magnitud tal, que los puntos de referencia han alcanzado su posición inicial, a esta presión se le denomina "presión de cancelación" y se interpreta como el valor del esfuerzo interno del macizo rocoso en dirección perpendicular al plano de la ranura, en la vecindad inmediata a la excavación. Los valores de estos esfuerzos son aproximados en vista de que estas pruebas se realizan a poca profundidad en la roca desde la superficie de las paredes de galerías o túneles, que al ser excavados dan lugar a una decompresión de la roca en una zona anular alrededor de ellas, que es debida a fracturamiento causado por los explosivos y por el cambio del estado de esfuerzos original en el macizo rocoso. (Esto implica que los esfuerzos obtenidos mediante este método no son completamente representativos del estado general de esfuerzos de la masa de roca).

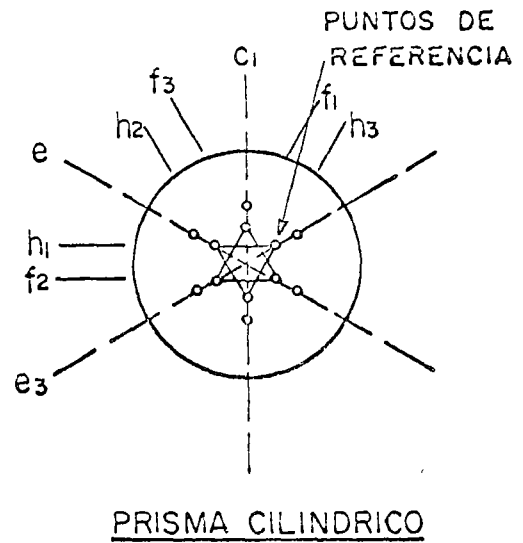
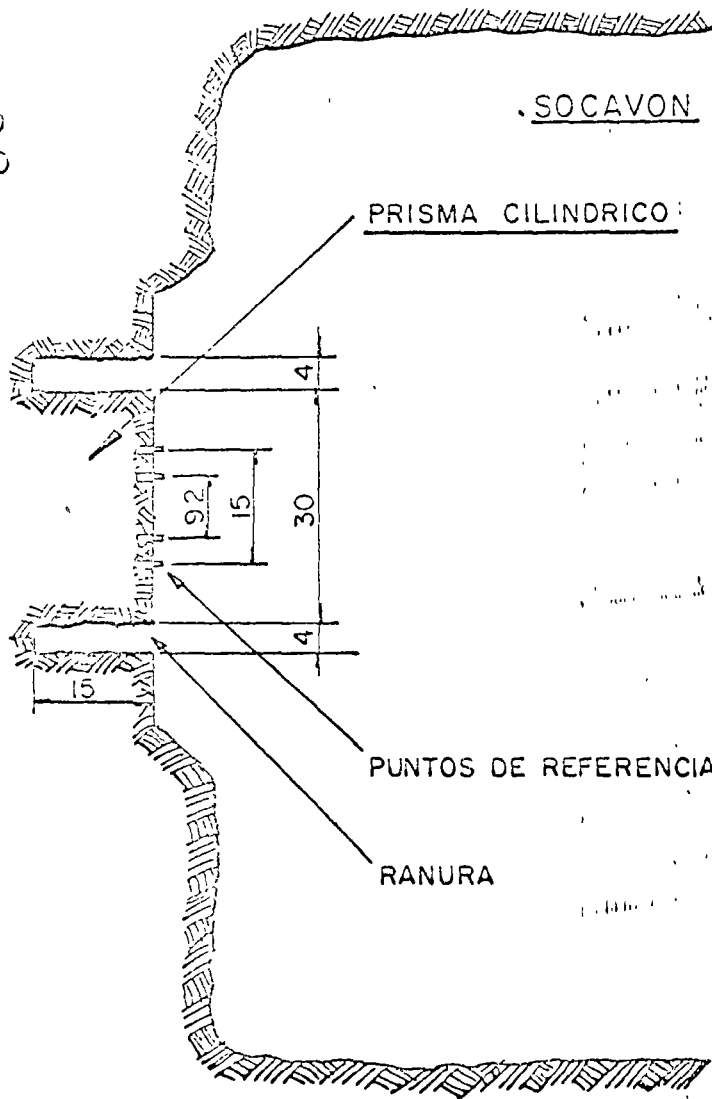
Se presenta la ejecución de la prueba desde la preparación del sitio hasta un esquema de los resultados de esta prueba.

3.2 Pruebas de roseta

Estas pruebas se efectúan para determinar la magnitud y direcciones principales de los esfuerzos internos de la roca, obtenidos indirectamente a partir de las deformaciones de la misma, producidas por relajación de esfuerzos.

La prueba consiste en medir las deformaciones internas de la roca en 3 direcciones a 60° en un prisma que queda aislado del macizo rocoso al barrenar una ranura de forma cilíndrica o cua-

MACIZO
F. ROSO



Acotaciones en cm.

"PRUEBA DE ROSETA"

DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1.- Pulido superficie de la roca.
- 2.- Colocación de puntos de referencia, fijándolas con epoxy.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001 mm.
- 4.- Boreado de la ranura de forma circular de 30 cm de diámetro, 15 cm de profundidad y 4 cm de ancho.
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilíndrico de roca).
- 6.- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60°.
- 7.- Obtención de la dirección de deformaciones principales.

drada, que produce deformaciones del prisma por relajación de esfuerzos al romperse la continuidad del macizo rocoso.

Una vez conocidas las deformaciones unitarias en las tres direcciones en un plano, se determina la dirección de las deformaciones principales ya sea en forma analítica o mediante el círculo de Mohr para el estado plano de esfuerzos y deformaciones.

Se presenta el procedimiento de la prueba desde la preparación del sitio, y el equipo empleado, hasta una gráfica tipo de la prueba datos y resultados obtenidos.

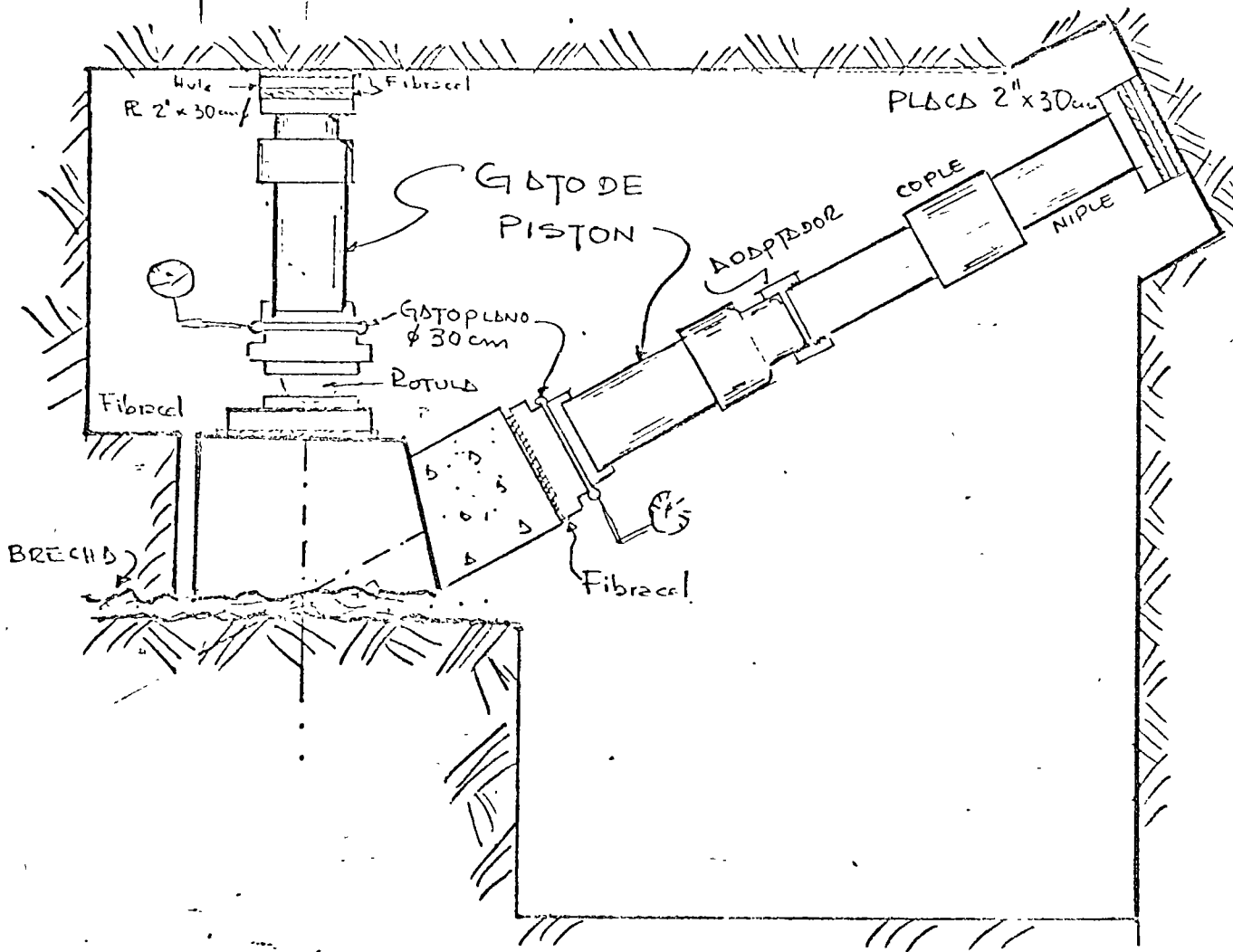
Para el estudio de la medición de esfuerzos se admite como hipótesis que la roca se encuentra en el campo elástico o cuando menos existe una reversibilidad de la curva esfuerzos deformaciones; la validez de esta hipótesis se puede comprobar en cada caso.

4.- Pruebas de corte directo en rocas estratificadas

Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante "in situ" esencialmente son pruebas de cizallamiento. La prueba es análoga a la de Casagrande en Mecánica de Suelos; la diferencia entre ellas estriba en que para rocas si se desean obtener valores medios correctos se necesitan muestras de grandes dimensiones y como la cohesión en la roca es grande es necesario aplicar fuerzas considerables. En algunos casos se han empleado bloques con planos de deslizamiento de 4 a 5 m².

Así que las pruebas se realizan con objeto de conocer la resistencia al esfuerzo cortante de planos débiles de la roca,. La C.F.E. realizó estas pruebas en bloques prismáticos labradas en la roca caliza con dimensiones, de 65 cm x 65 cm x 40 cm en los que el plano de falla fué el contacto de una capa de caliza con capa de caliza brechoide o arcilla que varía de 3 a 7 cm de espesor que son saturadas previamente a la ejecución de la prueba.

El equipo que se emplea puede ser el mismo que se emplea en la prueba de placa, como se puede ver en los esquemas de ellas.

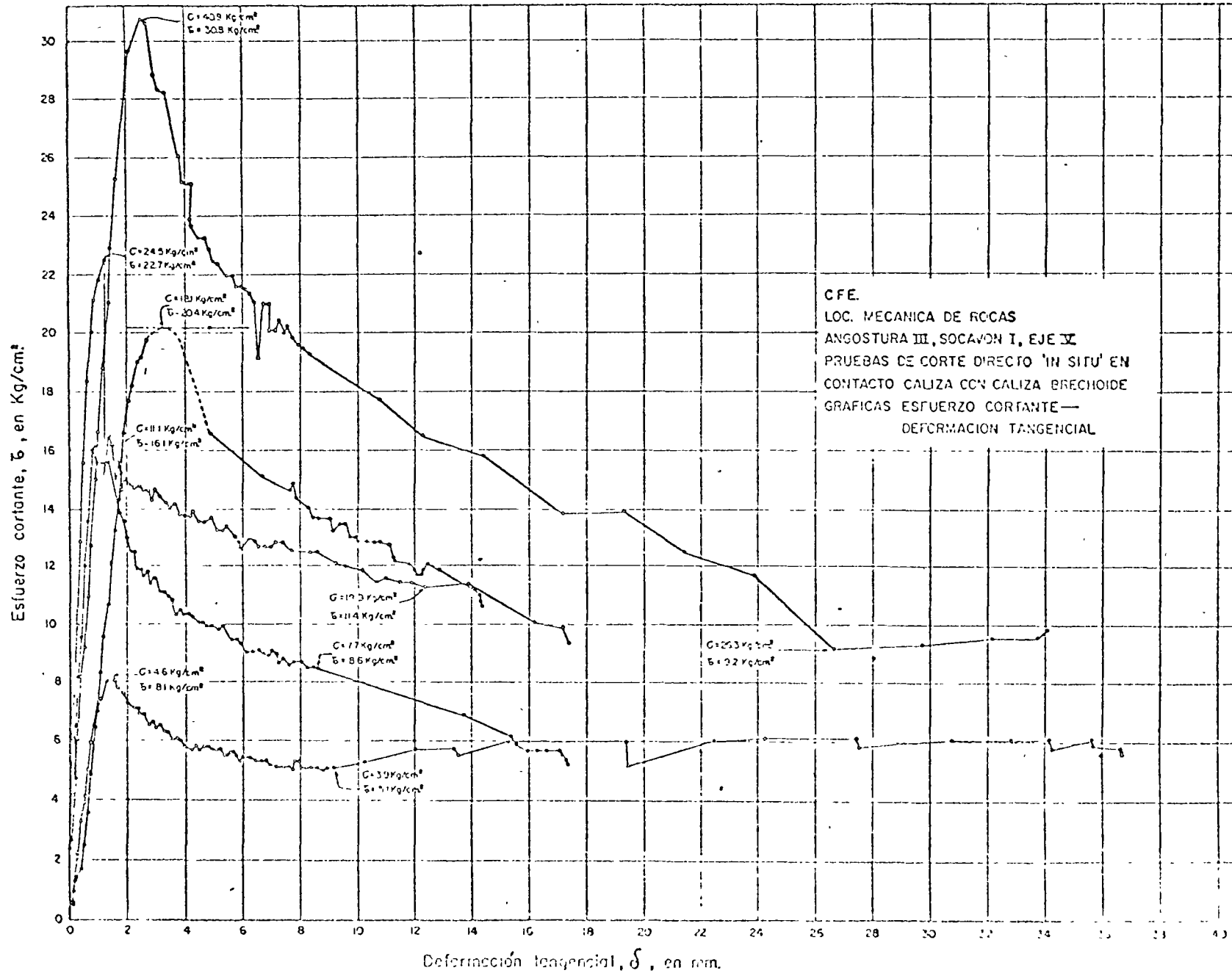


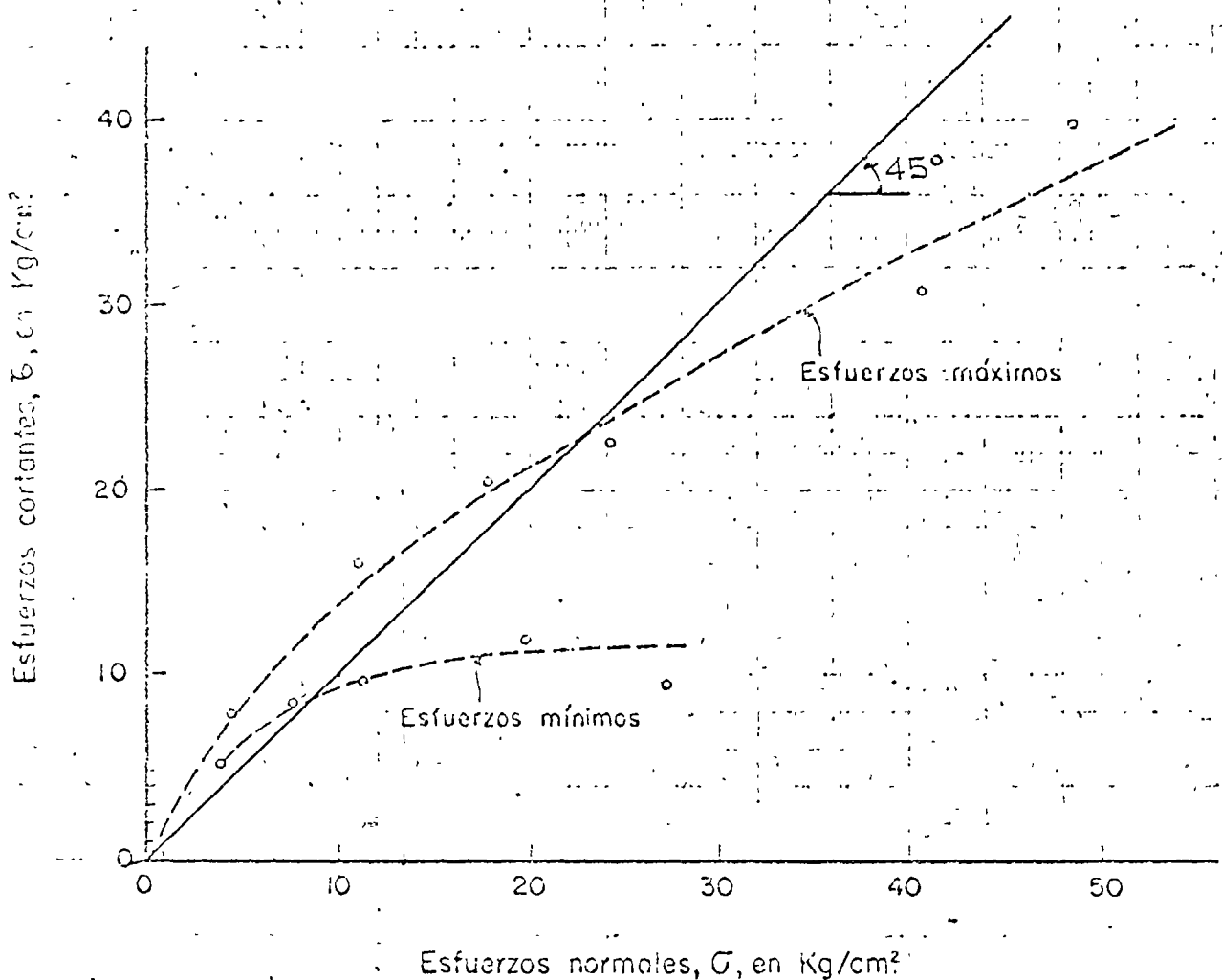
1 DISPOSITIVO PARA PRUEBA DE CORTE DIRECTO

La prueba consiste en aplicar una carga vertical de consolidación al bloque labrado, la cual se mantendrá durante toda la prueba, después se aplicará la carga horizontal, que es la que produce la falla de cortante, a una velocidad constante de deformación hasta que se produzca la falla que se busca. Esta velocidad depende de la consistencia del material que se pruebe, arcilla, breccia, etc, para el caso que se tenga arcilla se ha fijado algunas veces una velocidad de 0.1 mm a cada 5 minutos.

Se continúa aplicando la carga horizontal hasta provocar la falla, que para el caso de arcillas se ha considerado que se ha presentado cuando el bloque labrado se ha desplazado en sentido horizontal de 5 a 7 cm.

Se presenta en la gráfica las relaciones esfuerzo-deformación tangencial y las envolventes de Mohr para los valores de los esfuerzos máximos y mínimos respectivamente de una prueba efectuada.





ENVOLVENTE DE MOHR

C. F. E.
 L.O.C. MECANICA DE ROCAS
 ANGOSTURA III, SOCAVON 1, EJE V

PRUEBAS DE CORTE DIRECTO "IN SITU" EN
 CONTACTO CALIZA CON CALIZA BRECHOIDE EN
 PROBETAS PRISMATICAS DE 65x65x40 CM.

ENERO 1969.

FIG. 3

FIG. 53

CARACTERISTICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y ENSAYOS DE CAMPO
=====

SEGUNDA PARTE

CONFERENCIA: ING. RAYMOND VIGNAUD

27 junio 1974

Tema 4

CARACTERISTICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y ENSAYOS DE CAMPO
=====

27 de junio de 1974

R. VIGNAUD

1) - Antecedentes y Generalidades

El conocimiento de las características mecánicas estáticas y dinámicas de las rocas "in situ" así como de su comportamiento, ha llegado a constituir, actualmente, una necesidad ineludible para el Ingeniero Proyectista a fin de poder dar los valores adecuados para cada obra de Ingeniería Civil que se construye sobre ellas.

La construcción de una obra de Ingeniería Civil pone en evidencia un conjunto de materiales homogéneos, tales como el concreto o bien el acero, cuyas características perfectamente conocidas permiten sentar las bases de un cálculo con toda seguridad.

En cambio, los macizos rocosos de cimentación son constituidos por materiales naturales complejos cuyas propiedades son susceptibles de variar dentro de un amplio rango de valores. Para integrarlas en el cálculo de una obra, generalmente, el calculista se apoya sobre hipótesis simplificadas e introduce coeficientes de seguridad muy importantes.

A fin de poder eliminar las hipótesis simplificadas y cambiarlas por datos representativos, es necesario tener en cuenta la complejidad del macizo rocoso.

Los estudios de un proyecto de cimentación deben tener en cuenta la definición de las diferentes heterotropias y anisotropias naturales del macizo rocoso así como las características - de los diferentes materiales que lo constituyen.

Las heterotropias naturales de los macizos rocosos corresponden a las variaciones litológicas ligadas por una parte al tipo de formación de la roca y por otra a los fenómenos superficiales de decompresión y de alteración.

Las anisotropias son las consecuencias de la estructura de la roca y de las direcciones de discontinuidad del macizo, tales como juntas de estratificación, esquistosidad, diaclasado, fallas, etc.

De lo anterior, es indispensable realizar ensayos "in situ", para estudiar el comportamiento del macizo rocoso, en su conjunto, incluyendo así todas las anomalías naturales existentes.

Los ensayos "in situ" son de dos tipos, se realizan a dos escalas y en dos etapas diferentes.

El primer ensayo "in situ" se realiza en conjunto con la etapa del anteproyecto o del estudio de factibilidad de la futura obra a construir. Además de las observaciones geológicas superficiales, análisis de fotografías aéreas y terrestres, -- sondeos y galerías de observación, etc., es indispensable ejecutar un estudio geofísico de conjunto. Dicho estudio sirve de complemento al estudio geológico e integra los datos obtenidos a partir de las perforaciones y galerías. Así se tiene una mejor seguridad para ubicar definitivamente la obra.

Una vez definido el proyecto y el lugar donde se realizará la obra, paralelamente a la construcción de ella, se ejecuta un segundo estudio "in situ" que consiste en afinar los diferentes parámetros referentes al macizo rocoso; parámetros - que permitirán hacer colaborar dicho macizo a la estabilidad - de la obra.

2) - Problemas a resolver

Los principales problemas a resolver en el caso de un estudio de cimentación de cualquier obra son la estabilidad de ella y la deformabilidad de la base sobre la que descansará.

Por estas razones, el conocimiento físico del apoyo rocoso permitirá resolver los problemas de estabilidad y deformabilidad.

En la primera etapa (anteproyecto) es necesario determinar el espesor de las coberturas superficiales, la delimitación de las zonas de roca alteradas y/o decomprimidas, la posición en profundidad de los contactos litológicos, la diferenciación entre conjuntos rocosos diferentes y su estructura respectiva eventualmente así como una orientación sobre el valor de los coeficientes de elasticidad.

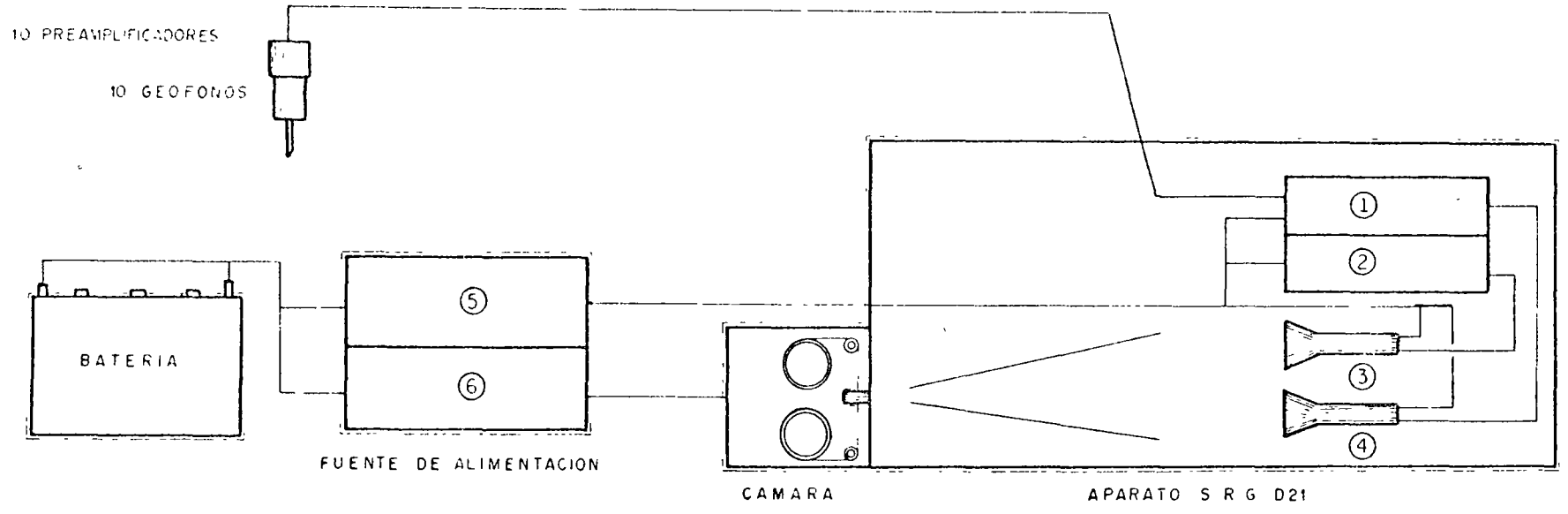
En la segunda etapa (proyecto definitivo) se afinarán parámetros tales como zonas decomprimidas, zonas débiles como consecuencia de fracturación o fallas, etc., dándole un valor cuantitativo a cada zona por medio de exploraciones directas "in situ" a base de perforaciones, socavones, calicatas, etc., a fin de poder aplicar los métodos de medida estáticos y dinámicos.

En el caso de una cimentación al aire libre o superficial, los aspectos relativos al espesor de las formaciones superficiales, delimitación de zonas alteradas o decomprimidas, prevalecen.

En el caso de una cimentación subterránea, los aspectos de perforación y excavación, asociados a la posición de las diaclasas con la orientación de la obra, predominan.

En el caso de una excavación del tipo de explotación cantera, la rotura natural del material y su volumen total disponible es uno de los problemas principales a resolver.

ESQUEMA SIMPLIFICADO DEL EQUIPO DE REGISTRO SISMICO S.R.G. D 21



- ① - MODULO DE AMPLIFICACION
- ② - MODULO DE BASE DE TIEMPOS
- ③ - 10 TUBOS DE RAYOS CATODICOS

- ④ - TUBO BASE DE TIEMPOS
- ⑤ - MODULO DE ALIMENTACION
- ⑥ - MODULO DE REGULACION CAMARA

3) - Ensayos realizados "in situ" y aparatos empleados

Para poder aportar valores representativos al cálculo de cimentación de una obra, es necesario conocer y determinar -- cualitativa y cuantitativamente el mayor número de parámetros desconocidos del macizo rocoso.

Los métodos que permiten determinar los parámetros físicos son de dos tipos: los estáticos y los dinámicos.

a) - Métodos estáticos:

Se agrupan bajo esta denominación los métodos de ensayos y medidas que utilizan presiones impuestas durante un período de tiempo variable, generalmente desde unos minutos hasta horas y en algunos casos días.

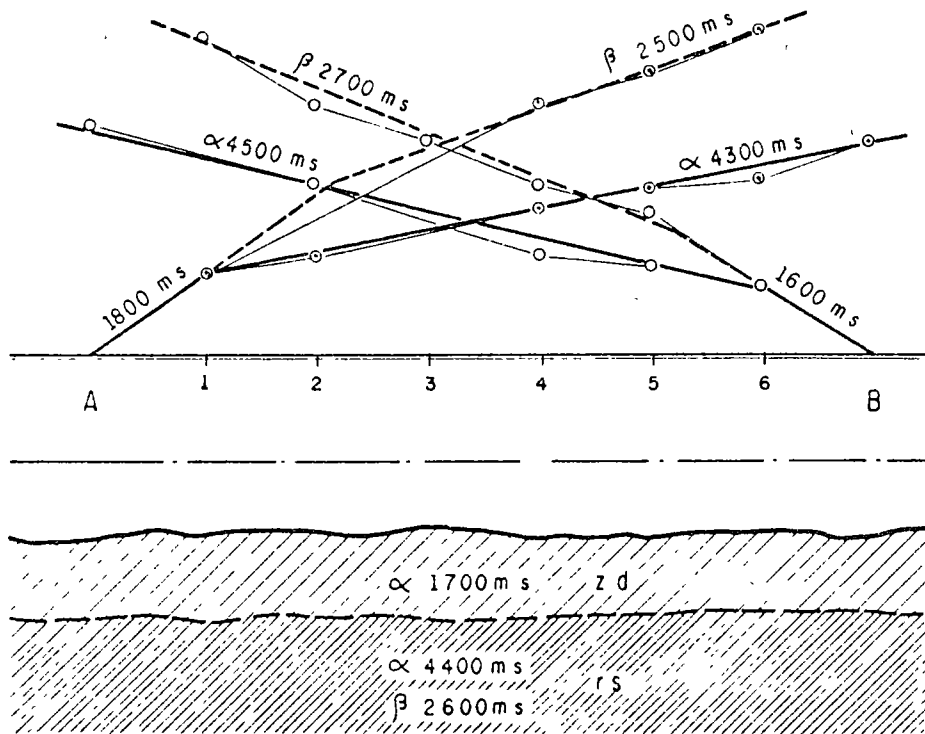
Esto permite poner en evidencia deformaciones diferidas y estudiar el comportamiento bajo presiones muy diversas que pueden rebasar considerablemente las de trabajo, previstas para la obra.

En la mayoría de los casos, los resultados son obtenidos a partir de gatos hidráulicos por medio de placas rígidas o no, cuyas dimensiones varían desde decenas de centímetros cuadrados hasta un metro cuadrado, o bien a partir de gatos planos injertados en un corte pre-existente, cuyas dimensiones pueden variar entre decenas de centímetros cuadrados y diez metros cuadrados, y transmitir presiones del orden de varias decenas de miles de toneladas.

La interpretación de los resultados de los ensayos presenta problemas para la evaluación de la influencia de la deformación de la superficie de los ensayos y las hipótesis sobre la distribución de los esfuerzos al interior del macizo rocoso.

RESULTADOS DE DETERMINACIONES MICROSISMICAS DE

LA ROCA DE UNA GALERIA



(RESULTADOS PARCIALES EN LA GALERIA DE ROSELAND, FRANCIA)

Los ensayos sobre superficie preparada mecánicamente son mucho más representativos que los realizados a partir de socavones abiertos con ayuda de explosivos.

En este tipo de ensayo, las características esenciales son:

- La superficie, según si se trata de placas rígidas o deformables, para la repartición de los esfuerzos.
- La presión de ensayo.
- Las deformaciones obtenidas.
- El tiempo empleado entre operaciones de medida.

b) - Métodos dinámicos:

Se agrupan bajo esta denominación todos los métodos que emplean esfuerzos rápidamente variables, producidos por vibraciones u ondas elásticas.

Las particularidades de estos métodos, aunque muy importantes en las aplicaciones prácticas, además de las medidas de celeridad de las ondas longitudinales y transversales, están íntimamente ligadas a las características del fenómeno vibratorio y a las condiciones de propagación.

El origen de las vibraciones puede ser discontinuado, con producción de movimientos aislados (grupos de ondas) o bien continuo. Para el primer caso, lo más usual, es el empleo de explosivo o de una excitación mecánica. El segundo caso corresponde al empleo de una fuente vibratoria cuya energía y frecuencia pueden regularse.

El nivel de energía, y como consecuencia, la amplitud para cada frecuencia, tiene una influencia considerable sobre el régimen de propagación.

Conviene hacer notar que las excitaciones con energía - sobrepasada pueden provocar esfuerzos sobre la roca que rebasa los límites de resistencia y se abran fisuras. Este tipo de vibraciones se propaga con celeridades diferentes de las ondas elásticas, a causa de la rotura o recolocación de la roca "in situ".

Para niveles de energía muy bajos, se produce, en la -- práctica, una difracción de esa energía y las ondas y frecuencias características de un cierto tipo llegan a propagarse - más allá de límites alcanzados por otras ondas. Es el caso - de las ondas transversales de celeridad β que se propagan - muchas veces más allá de las ondas de compresión de celeridad α , en una roca muy sana.

La figura 1, muestra el esquema de principio de un equipo para realizar esta clase de medidas. Con su auxilio se pueden registrar fotográficamente, los valores de tiempo de las ondas que se propagan en el material estudiado y calcular, a partir de los registros, las velocidades de propagación, frecuencia y amplitudes de las distintas oscilaciones.

Dentro de ciertos límites de aproximación, es posible establecer las relaciones matemáticas de propagación de las ondas producidas por la perturbación y los módulos de elasticidad y de rigidez del material. Utilizando estas relaciones matemáticas, a partir de las velocidades de las ondas propagadas, respectivamente, por compresión y por esfuerzo cortante, es posible calcular el valor de los módulos correspondientes.

Este método tiene también la ventaja de permitir la determinación de la forma y dimensiones de los sólidos, en los cuales se propagan las ondas, teniendo en cuenta las refracciones y reflexiones que se muestran en ellas.

IMPLANTACION			Características de estabilidad				Características de Deformabilidad											Viscosidad interna		
			C Kg/cm ²	φ grados	ψ grados	R kg/cm ²	α_m m/s	β_m m/s	E Tn/cm ²	ν	D 80 Tn/cm ²	D 160 Tn/cm ²	S 80 Tn/cm ²	S 160 Tn/cm ²	D 80 Tn/cm ²	D 160 Tn/cm ²	E 80 Tn/cm ²	E 160 Tn/cm ²	μ 1 Poise	μ 2 Poise
Gc	5	V	3	31°	42°20'	—	3,000	1,620	130	0.30	50	57.8	28.2	34.5	26.5	21.4	87	124	—	—
			2	22°30'	33°	—					21.8	25	22.5	28.1	13.3	11.0	45	53.5	—	—
	6	H	4	29°	41°	—					48.5	56.1	15.0	18.0	30.5	38.8	97	10.6	0.1 10 ¹⁵	2 10 ¹⁸
			2.6	29°	41°	—					28	45.2	16.1	12.0	26.6	35.6	75	11.5	0.06 10 ¹⁵	2 10 ¹⁸
G 11	7	V	—	—	—	150	2,800	1,600	160	0.28	7.8	—	5.1	—	3.5	—	19	—	—	—
			—	—	—	150					7.8	—	—	—	—	—	14.7	—	—	—
	8	H	2.5	8°	13°40'	—					12.5	7.8	24	11.5	7.9	9.1	20	27.5	0.02 10 ¹⁵	2 10 ¹⁸
			2.5	28°	33°40'	—					5.0	5.2	22.5	16.0	23.6	42.7	72.5	13.5	0.02 10 ¹⁵	10 ¹⁸
G 12	9	V	7.5	20°30'	32°30'	—	4,000	2,400	280	0.22	20.3	22.7	40.5	4.7	8.5	12.6	52.1	10.6	—	—
			6	33°30'	46°30'	—					23.5	32.8	32.5	5.2	26.6	38.9	9.8	12.4	—	—
	10	H	2.5	27°30'	39°20'	—					48.5	66.5	16.1	18.6	26.6	37.5	13.2	18.0	0.7 10 ¹⁵	10 ¹⁸
			2.5	21°30'	31°	—					61.5	82.8	10.7	16.1	4.71	6.10	18.6	26.4	0.8 10 ¹⁵	10 ¹⁸
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18

1 — Cohesion 2 — Angulo de fricción interna 3 — Angulo de fricción física 4 — Carga crítica bajo punzón de 280mm de Ø en promedio de kg/cm 5 — Celeridad de las ondas longitudinales 6 — Celeridad de las ondas transversales 7 — Módulo elástico de HOOKE 8 — Coeficiente de Poisson 9 — Deformabilidad total bajo punzón de 280mm de Ø a 80 kg/cm² 10 — Deformabilidad total bajo punzón de 280mm de Ø a 160 kg/cm² 11 — Coeficiente de compacidad, para 80 kg/cm² 12 — Coeficiente de compacidad, para 160 kg/cm² 13 — Deformabilidad reversible, para 80 kg/cm² 14 — Deformabilidad reversible, para 160 kg/cm² 15 — Modulo elastico para 80 kg/cm² 16 — Módulo elástico para 160 kg/cm² 17 — Viscosidad interna del fenómeno viscoelastico 18 — Viscosidad interna permanente (fluencia)

Aunque en principio, el método parece tener aplicaciones a la mayor parte de los problemas de mecánica de rocas, presenta algunas limitaciones importantes. En primer lugar, proporciona solamente las características del estado actual de los materiales, lo cual obliga a tener muy en cuenta la posible modificación de los mismos por cargas importantes o por evolución de su naturaleza. Por otra parte como intervienen en los cálculos las características de forma de los elementos, si estas características no se conocen con suficiente precisión, se puede incurrir en errores importantes en los resultados. Los errores de cálculo, en los casos en que se aplican las fórmulas generales en el macizo indefinido, con placas de poco espesor, o con piezas prismáticas pueden superar el 40%.

Como ejemplo, sobre la manera de proceder, para conocer las características mecánicas de un macizo rocoso en el cual se efectúan medidas por este método, indicamos en la figura No. 2 los resultados de las medidas en la roca de las paredes de la conducción bajo presión del Salto de Roselend en los Alpes Franceses.

La parte superior de la figura representa una gráfica de espacio-tiempo, que corresponde a un perfil tomado a lo largo de una pared. La longitud total del perfil A-B es de 15 m y en el eje horizontal se representa la posición de los distintos captores de onda. En ordenadas se representan los tiempos empleados por las ondas elásticas en recorrer la distancia -- desde el punto de origen A o B hasta el captor respectivo. Como puede observarse, existen dos series de puntos que corresponden cada una a los orígenes A y B. A partir de cada origen se observa, en primer lugar, una velocidad de propagación lenta, del orden de 1,600 a 1,800 m/s, que corresponde a la capa superficial de roca perturbada por la excavación de la galería.

Más allá se pueden identificar bien dos velocidades correspondientes a las ondas de compresión y esfuerzo cortante. Los valores medios respectivos son de 4,400 m/s y 2,600 m/s. A partir de ellas resulta fácil calcular los valores de la resistencia del macizo a compresión y esfuerzo cortante, por las fórmulas generales del macizo indefinido que son aplicables en este caso.

Se obtiene:

$$E = 388 \text{ T/cm}^2 ; \nu = 0,24; \quad G = 247 \text{ t/cm}^2.$$

De los registros dinámicos se pueden deducir además, propiedades referentes a la absorción de energía y determinar el coeficiente de absorción intrínseco de la roca. Este coeficiente permite cálculos de amortiguamiento en los casos en que se estudian las vibraciones producidas por máquinas y, en general, de todos aquellos en que pueden tener importancia las características visco-elásticas.

En ciertos casos, también permiten estos métodos obtener una idea de la distribución de las zonas de fisuración o deformación plásticas, ya que las ondas no elásticas tienen particularidades características en su propagación.

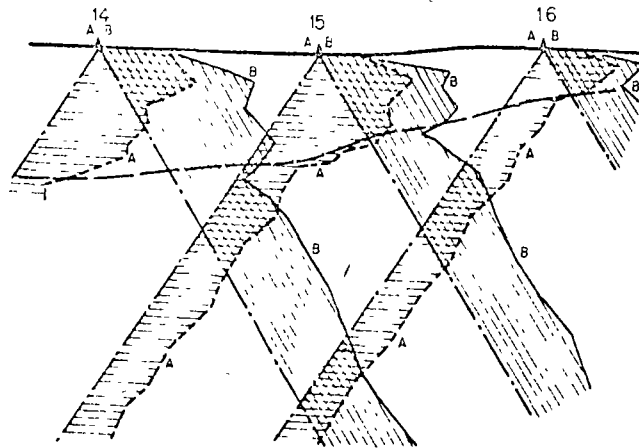
4) - Conclusiones

El empleo de ambos métodos "in situ" permite aportar datos concretos sobre el macizo rocoso para el cálculo del proyecto.

En conclusión y como ejemplo de coordinación de datos de ambos métodos, se indican en la tabla de la figura No. 3 las características de los apoyos de una presa bóveda. Dicha tabla corresponde a las características geotécnicas de los apoyos de una presa cimentada sobre una roca cristalina antigua. Se trata de la presa de SUSQUEDA sobre el Río Ter, en el Noreste de España (Cataluña).

METODO DE RESISTIVIDADES CRUZADAS

Ejemplo de investigación realizado en Figueira da Foz, Portugal



Entre numerosos estudios realizados por este método, se puede citar los realizados en relación a la Presa de Kruth (Francia), Presa de Valdesia (Rep Dominicana), Figueira da Foz (Portugal) y galería a presión de 8 Km en Bubal (España)

El empleo del método microsísmico en cualquier tipo de excavación en roca (sobre todo en túneles y excavaciones subterráneas), da informaciones importantes para el proyecto y la ejecución del revestimiento. Permite además definir zonas de validez de los ensayos mecánicos y se complementan muy útilmente con ellos.

Con estos procedimientos. las medidas técnicas substituyen el empirismo de las apreciaciones y permiten una mayor seguridad para las obras. Al mismo tiempo estos reconocimientos son susceptibles de permitir economías considerables para el tipo de obras que se propone construir, disminuyendo los "coeficientes de incertidumbre" a favor de los de seguridad.

Numerosas aplicaciones de estos métodos han sido ya realizadas para obras superficiales o subterráneas, así como para el control del estado de revestimiento, del efecto de los tratamientos de terreno por inyecciones y de la evolución de un macizo rocoso con el tiempo.

En anexo, se incluye una publicación del Dr. Ing. Mariano Fernández Bollo, para la Primera Reunión sobre prospección geofísica organizada por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa - Portugal - en octubre de 1960.

1a. REUNIAO SOBRE
PROSPECCAO GEOFISICA

METHODE SISMO-ELASTIQUE DANS
LES RECHERCHES GEOMECANIQUES

PAR

M. FERNANDEZ BOLLO

LABORATORIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

Lisboa, Outubro de 1960.

CONFERENCE LISBOA

Méthode sismo-élastique dans les recherches géomécaniques

I - DEFINITION

Les méthodes géophysiques d'études sur la structure du sous-sol cherchent les moyens de compléter les recherches structurales de la géologie avec des données quantitatives. Ces renseignements obtenus peuvent être du type "planimétrique", telle que la situation d'un accident du banc de rocher sous une couverture alluviale, définir "profondeurs" ou "épaisseurs" de diverses couches ou formations ou bien fournir des données sur la qualité physique ou chimique d'un matériel appartenant à la structure.

Les recherches sur les caractéristiques géomécaniques des roches appartiennent à ce dernier groupe. Dès les premières applications des méthodes géophysiques, des applications de ce genre ont été tentées avec résultats très variables, par des procédés utilisant les bases physiques les plus diverses.

C'est ainsi qu'une vaste littérature existe sur la question, mais, toutes ces tentatives examinées sous l'aspect de l'application immédiate et pratique à l'art de l'ingénieur, il en résulte qu'il y a peu des méthodes d'un intérêt général.

Je vais m'occuper des bases physiques, interprétation et discussion des résultats obtenus par l'étude

de la propagation d'ébranlements isolés produits en points bien définis et enregistrés à l'aide de capteurs de vibrations et appareils à canaux multiples permettant l'étude de l'ébranlement au fur et à mesure qu'il se propage. Ces méthodes sont appelées souvent sismiques pour analogie avec la méthode géophysique de reconnaissance structurale ou sismo-élastique pour indiquer l'emploi d'un ébranlement isolé créant un train d'ondes élastiques. D'autres méthodes très importantes se basent sur la propagation d'une vibration entretenue et peuvent être désignées comme élastiques oscillatoires.

II - REALISATION PRATIQUE DES RECHERCHES

La mise en oeuvre de ces recherches, précise pratiquement la création de l'ébranlement, la disposition de capteurs-transducteurs, de caractéristiques adéquates aux oscillations et l'enregistrement de ces ondes pour son étude ultérieure. La description technique complète de cet appareillage sort des possibilités de cette conférence, mais en ce qui correspond aux appareils créés et utilisés par les Sociétés qui travaillent sous ma direction technique, on peut consulter des publications sur Geologie und Bauwesen (Heft 26 n^o. 1) Revue de la Fédération Int. du Bâtiment et Travaux Publics (n^o. 25-1960) Revista de Obras Publicas (Nos Ene-Abr. 51) Annales du Bâtiment et Travaux Publics (No 126-1958).

III - REALISATION DES MESURES

Pour donner une idée générale sur l'appareillage la fig. 1 reproduit un appareil enregistreur du type que je viens de faire construire à LISBOA (type D 15) avec 9 canaux, 8 destinés à l'enregistrement sismique et 1 aux mesures de temps auxiliaires.

La commande de cet appareil se fait par synchronisation avec l'ébranlement et les ondes sont enregistrées sur un film photographique par une caméra à vitesse réglable. Les capteurs disposés sur le terrain sont reliés à cet appareil par des lignes de basse impédance.

L'ébranlement peut être produit avec une faible charge explosive, car l'appareillage à une sensibilité de 3 à 20 fois supérieure à un appareil sismique standard. Pour les études géomécaniques complètes, il est préférable de se servir, tout au moins en partie d'un générateur mécanique, pendule ou simple masse, ou bien d'un générateur de secousses électriques.

Il est indispensable d'utiliser des distances très variables entre capteurs, passant de quelques décimètres quelques décimètres, suivant le cas et l'appareillage doit être connu pour cette possibilité, aussi bien du point de vue caractéristiques de réponse mécanique et électrique que du point de vue sensibilité et netteté de l'enregistrement final.

IV - CARACTERISTIQUES DE DEFORMABILITE & RUPTURE

Dans l'ensemble ouvrage-terrain qui doit être considéré pour un projet, l'ouvrage est prévu compte tenu d'un certain état de contraintes qu'il doit produire sur le terrain.

Deux conditions doivent être remplies:

a) Rupture :

Les contraintes sur le terrain ne doivent pas dépasser la résistance à la rupture.

b) Déformabilité :

Sous les efforts transmis par l'ouvrage la déformabilité du terrain ne doit pas produire des déplacements qui risquent de produire sur l'ouvrage un état de contraintes différent des prévisions établies.

Les recherches pour l'étude du terrain comprendront en premier lieu la définition de la structure géologique et par la suite celle des caractéristiques géomécaniques de chaque formation.

La fig. 2 montre les assises du barrage voûte d'Avène dans le département de l'Hérault (FRANCE). On peut examiner les résultats d'une étude de ce genre sur chaque zone différents on indique les caractéristiques de déformabilité prévisibles à la suite d'essais sismiques et de sa corrélation avec essais mécaniques.

Dans les paragraphes suivants nous allons considérer et discuter les moyens d'obtenir des résultats de ce genre qui correspondent le plus possible à la réalité.

Le n^o. 4 considère rapidement les éléments du comportement rhéologique du terrain. La partie 5 considère les bases de l'interprétation sismique. Finalement la 6 réunit les indications essentielles pour obtenir des résultats applicables au projet des ouvrages.

V - CARACTERISTIQUES GEOMECHANIQUES

Le comportement réel d'une formation géologique sous les contraintes est généralement assez lointain de celui du solide élastique simplifié utilisé pour le calcul de la plupart des ouvrages. Cela se doit au fait de ce que la plus grande partie de ces formations est constitués par des éléments solides à comportement élastique individuel tels que les cristaux non altérés d'un granit sain ou des éléments d'une argile, remis par agrégation ou agglomération, avec présence de liquides ou gas dans les interstices.

En plus, dans toutes les roches qui se trouvent dans un état fragile il y a un réseau de fractures à des distances variables entre 1 km et les fractions de mm de la micro-fissuration. De l'eau libre peut se trouver dans ces fractures. Si elles sont ouvertes par la décompression, l'eau peut arriver à circuler par les réseaux.

La circulation d'eau produit des dissolutions, altérations et dépôts. Dans le cas de relaxations anciennes on peut trouver actuellement des altérations et fissures semi-ouvertes dans un massif aujourd'hui comprimé.

Les déformations pour un état de contraintes donné, seront le résultat d'un phénomène complexe où interviendront:

- le comportement élastique des éléments solides.
- Les modifications d'équilibre des liaisons entre éléments.
- Les modifications des inclusions liquides et gazeuses.

- Les mouvements relatifs des éléments complexes différenciés par la fissuration et plus ou moins reliés par le serrage ou remplissage des fissures.

Des changements de situation géomécanique peuvent se produire sous l'effet des contraintes, par exemple, quand des éléments solides allongés subissent des efforts excessifs et se brisent. La roche se tasse par expulsion du remplissage interstitiel et peut devenir plus rigide.

Dans le comportement rhéologique interviendront des phénomènes des 5 types suivants :

- a) - Elasticité parfaits :
Les déformations sont proportionnelles à la contraintes et instantanées.
- b) - Frottement solide :
Les déformations apparaissent à partir d'un seuil de contraintes et sont illimitées.
- c) - Viscosité des fluides interstitiels:
Produit des déformations proportionnelles au temps d'application de la force.
- d) - Remaniement de la fissuration
Déformations par déplacement des éléments séparés par les fissures.
- e) - Modifications de la structure interne sous la contrainte
Relai d'une partie des éléments résistants par d'autres.

Ces divers phénomènes peuvent être étudiés par des essais sous contrainte à l'aide de galerie ou forages d'essai ou bien sur des échantillons.

Il est très important de bien définir l'essai qui convient à chaque cas, car le problème peut être complexe et peut être des renseignements d'un essai ne sont pas applicable au calcul que l'on désire établir.

Ainsi l'évaluation de la charge portante d'un massif rocheux pour un appui ne peut pas prendre comme base la rupture d'un échantillon de 30cm de coté car le massif sera très probablement fissuré. L'essai Casagrande à l'effort tranchant pour ce même calcul fournira un angle de frottement qui incorpore la rupture d'éléments et sera toujours plus haut que l'angle de frottement suivant les fissures préexistantes.

Dans beaucoup des calculs pratiques ont est bien obligé de considérer une déformabilité du type module d'élasticité (E) mais qui souvent est distinguée d'un vrai module élastique parfait par l'appellation de module de déformation D . Cette valeur correspond dans chaque cas à la valeur de la déformation pour une contrainte bien définie aussi bien en magnitude et forme d'application que dans son évolution dans le temps.

Dans le cas du solide élastique parfait $D = E$, pour un matériel à viscosité parfaite on aurait $D = \frac{\eta}{t}$ (η coefficient de viscosité).

Dans le cas du solide visco-élastique (Kelvin) avec liquide interstitial visqueux.

$$D = \frac{E}{1 - e^{-kt/\eta}} \quad (E \text{ module élastique limite})$$

Pour le solide élastique-visqueux (Maxwelle) à liens visqueux entre éléments solides:

$$D = E \left(1 + \frac{E}{\eta} t \right)^{-1} \quad (E \text{ module élastique initial})$$

Finalement pour un solide géologique on peut utiliser assez exactement l'hypothèse d'un solide parfaitement élastique en parallèle avec un solide de Maxwell. Cela donne:

$$D = E_1 \left(1 - \frac{E_2 e^{-t/t_1}}{E_1 + E_2} \right)$$

où $E_1 + E_2$ représente le module initial E_0 et E , le module final

$$t_1 = \eta \frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2}$$

Comme but final de l'étude géomécanique il y aura lieu de déterminer les valeurs de la déformation réelle pour les conditions de contrainte du projet et la loi de variation de la contrainte avec le temps. Il sera aussi très important de vérifier que les contraintes ne se rapprochent pas des conditions de rupture, c'est-à-dire, du diagramme intrinsèque.

Le rapide exposé qui précède montre que la solution du problème géomécanique précisera des études détaillées et complètes pour pouvoir aboutir à des résultats relativement précis.

VI - MOUVEMENTS ONDULATOIRES

L'établissement d'un mouvement ondulatoire dans un solide élastique parfait est facile à étudier du point de vue mathématique. Il suffit de considérer les forces agissant sur un élément de volume dx, dy, dz pour obtenir les équations classiques.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \rho X$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \rho Y$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z$$

En fonction des forces les transformant en déplacements en fonction des paramètres élastiques on a :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + G \nabla^2 u + \rho X$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial y} + G \nabla^2 v + \rho Y$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial z} + G \nabla^2 w + \rho Z$$

ou:
$$\Delta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

représente la "dilatation" et:

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

le symbole de Laplace.

De ces équations on obtient l'équation du mouvement ondulatoire par différentiation respect x y z respectivement et addition, après faire X Y Z constantes:

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = \left(\frac{\lambda + 2G}{\rho} \right) \nabla^2 \Delta$$

Cette équation peut admettre des solutions par variation de la dilatation qui se propagent avec une célérité α :

$$\alpha = \left[(\lambda + 2G) / \rho \right]^{1/2} = \left[G(2-2\nu) / (1-2\nu) \right]^{1/2}$$

Des solutions par la rotation () donnent une autre célérité β :

$$\beta = \left[G / \rho \right]^{1/2} = \left[(1-2\nu) / (2-2\nu) \right]^{1/2} \alpha$$

Ondes longitudinales

Les déplacements dans le premier cas sont :

$$U = C_1 e^{ik(x - \alpha t)} \quad ; \quad v = \omega = 0$$

C'est-à-dire des compressions et dilatations alternatives dans le sens du mouvement se propagent avec la célérité α .

Ondes transversales

Les déplacements dans le deuxième cas seront:

$$U = 0 \quad ; \quad v = C_2 e^{ik(x - \beta t)} \quad \omega = C_3 e^{ik(x - \beta t)}$$

se propagent avec la celerité $(\frac{c_1}{2})$.

Ondes conditionnées par le contour

Si le milieu n'est pas infini, il est possible de trouver d'autres solutions de l'équation d'onde. On a ainsi, près d'une surface plane, les ondes de Rayleigh dans un milieu à deux couches on a le type de Love qui dans les cas d'une dalle appuyée sur un fond moins rigide donne les ondes de Pickett et pour une couverture à faible ν sur un fond à ν fort plus rigide les ondes de Serawa et Kanai. Les ondes de surface du type Rayleigh se propagent à une celerité inférieure aux ondes transversales qui pour $\nu = 0,25$ est de $0,919 (\frac{c_1}{2})$. D'autres ondes peuvent atteindre des vitesses intermédiaires entre $(\frac{c_1}{2})$ et $(\frac{c_2}{2})$ (Pickett) ou inférieures à $(\frac{c_1}{2})$ (certains type Love). Dans les ondes qui subissent l'influence des limites, la fréquence peut modifier aussi les conditions de propagation. Il est facile d'établir mathématiquement les phénomènes de dispersion dus à la forme des limites pour des ondes de Pickett ou autres du groupe Love.

Vibrations imparfaitement élastiques

Les mouvements ondulatoires se trouvent modifiés dans les solides réels qui possèdent des comportements différents de l'élasticité parfaite. Si la déformabilité est du type élastique-plastique indiqués dessus :

$$D = E_1 \left(1 - \frac{E_2}{E_1 + E_2} e^{-c_1 t} \right)$$

les conditions de propagation seront influées par le rapport entre C_1 et la fréquence. Cela produira une dispersion très appréciable car pour f très haut D se rapproche de $E_1 + E_2$ et pour f bas de E_1 qui dans certains cas s'ajoutera à la dispersion de forme.

Pour les solides fissurées a très grande échelle les ondes se propagent par réfraction dans les fractures et absorption locale en elles, mais dès que la fissuration se rapproche des dimensions du phénomène ondulatoire elle intervient par des conditions de forme et de frottement interne. Si la fissuration est relativement uniforme elle peut agir en réseau de diffraction comme il est possible de vérifier assez souvent dans la nature. Dans les cas de fissuration fin dans des zones peu comprimées le frottement solide interne intervient et D diminue rapidement à partir d'un seuil.

Ainsi sur la fig. 6 on présente les ondes anélastiques avec célérité faible et grande dissipation d'énergie qui produisent les tirs pour abattage du rocher sur les chantiers.

VII - INTERPRÉTATION GÉOMÉCANIQUE DES
PHÉNOMÈNES ONDULATOIRES

Pour un solide parfaitement élastique il est facile de déduire les caractéristiques importantes ν et E des simples celerités α et β . Des formules déjà indiquées on obtient:

$$\nu = \frac{\alpha^2 - 2\beta^2}{2(\alpha^2 - \beta^2)}$$

$$E = \alpha^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

Il est facile de constater par des essais réels l'exactitude du calcul sur des matériaux tels que l'acier ou les échantillons décimétriques des roches dures non fissurées pour des mesures suffisamment rapprochées ou qui tiennent compte de la forme de l'échantillon. Ainsi, pour une barre prismatique très longue :

$$E = \alpha^2 \cdot \rho$$

pour ν définit comme avant l'emploi des formules générales pour ν et E dans les cas pratiques des milieux réels fourniront des valeurs de ν_a et E_a , désignés souvent comme "apparents". Ils correspondent au ν et E qui, sur un massif infini, donneraient la même célérité moyenne.

Ces valeurs subissent l'influence de la forme du type de comportement rhéologique et de la fissuration. Mais ils permettent déjà l'étude des formes et dimensions par les procédés de la sismique et donnent des idées relatives sur la qualité.

C'est ainsi que les différentes limites des zones de la fig. 2 ont été obtenues.

Définies les formes une première correction des valeurs apparentes est possible. Les résultats de cette correction seront les valeurs particulières de V et D pour l'état naturel des formations, soumises aux contraintes de cet état. Habituellement on les désigne V_0 et E_0 .

Pour prévoir la déformabilité réelle pour un projet donné il faudra tenir compte du comportement du matériel. Cette recherche échappe souvent aux possibilités des méthodes ondulatoires et demande des études pétrographiques et mécaniques pour définir les caractéristiques considérées sur la partie V . Une fois connu le type de comportement de la formation une correlation pourra être établie entre E_0 et la valeur de D (E_1) qui peut être utilisée pour le calcul.

La précision du résultat sera fonction de celle des essais ondulatoires et mécaniques et aussi de la fidélité de la corrélation qui dépend du type de solide. Un solide approximativement élastique, tel que les roches cristallines peu altérées ou fissurées, ou certains calcaires, donneront des résultats précis à moins de 10%. Par contre, les terrains à comportement visco-élastique (Kelvin) présenteront des E_0 très différent de E_1 si K est grand (voir partie V). Pour ces terrains la précision réelle sera moins bonne.

Les vérifications de résistance à la rupture sont par sa nature en dehors du procédé ondulatoire, mais il est possible d'établir des correlations résistance-module avec les essais mécaniques. Cette méthode très utilisée actuellement pour le contrôle non destructif des éprouvettes de béton et des rapport du type utilisé pour ce matériel :

$$R = C_1 E^{c_2}$$

avec C_1 de 10 à 80, c_2 de 1,5 à 2,5 peuvent être obtenu pour le granit et les grès mollassiques durs.

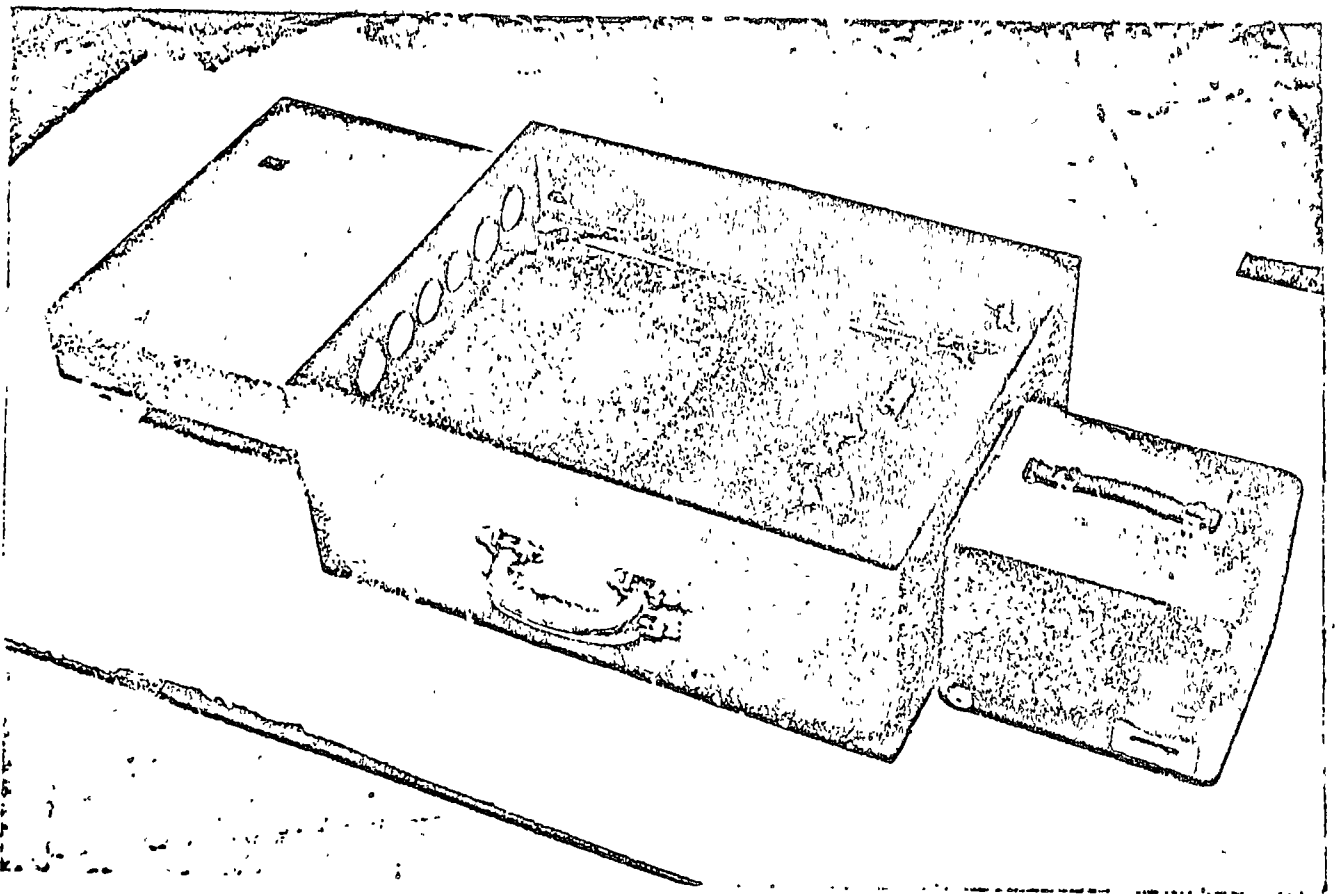
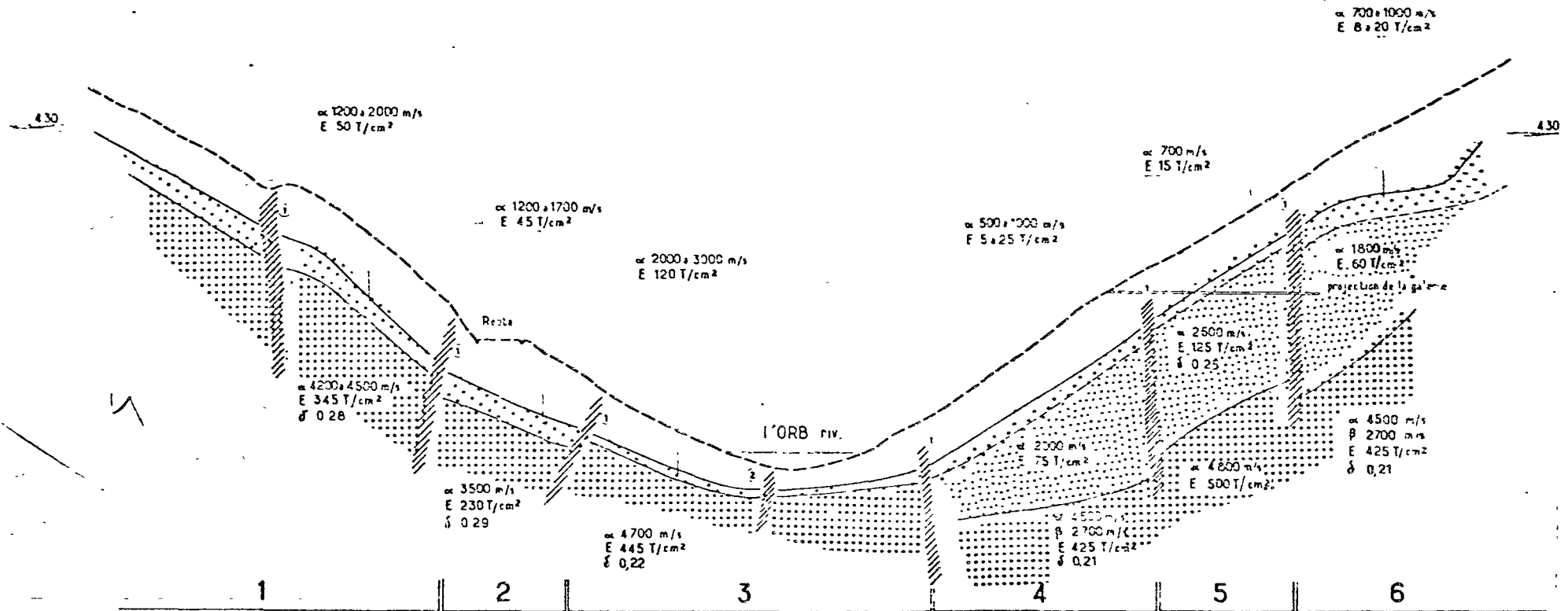


FIG.1 PHOTO APP. SISMIQUE

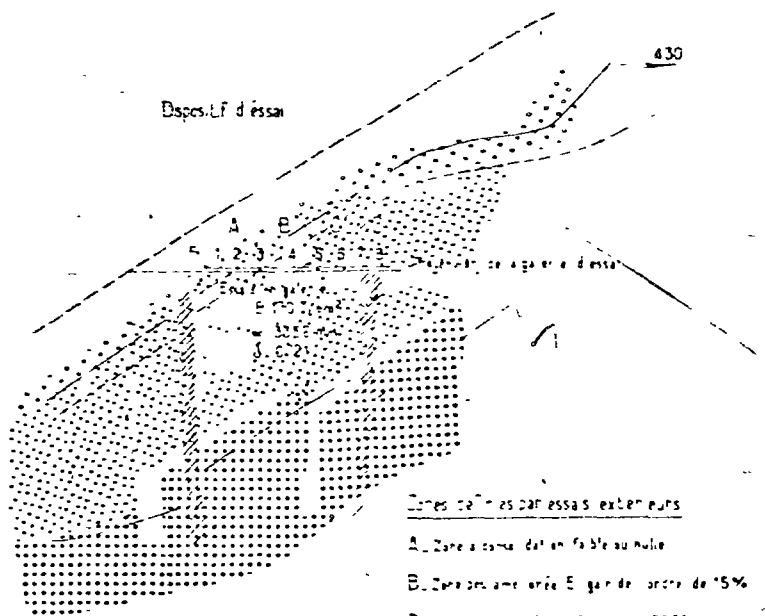
PROFIL DES RESULTATS AU DROIT DU BARRAGE



① Accident entre couches assez décomprimées

② Faille d'aspect très comprimée

NE



Zones de tests par essais extérieurs

- A. Zone à come de en faible ou nulle
- B. Zone avec une arête E gain de ordre de 15%
- C. Zone avec comelice E gain de 36%
- D. Zone avec comelice mais plus faible à l'origine
E neste également inferieur au gain de la zone B

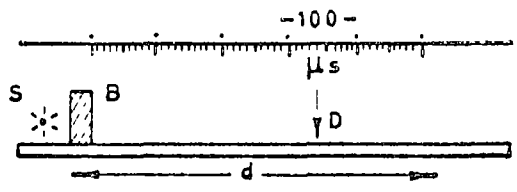
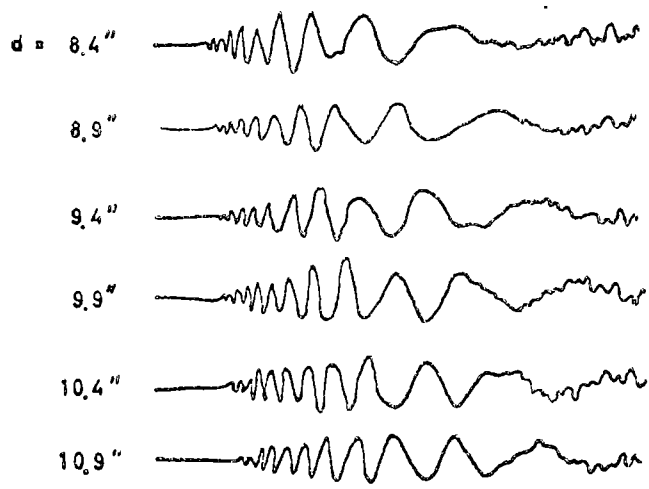


FIG. 3-DISPERSION DE FORME

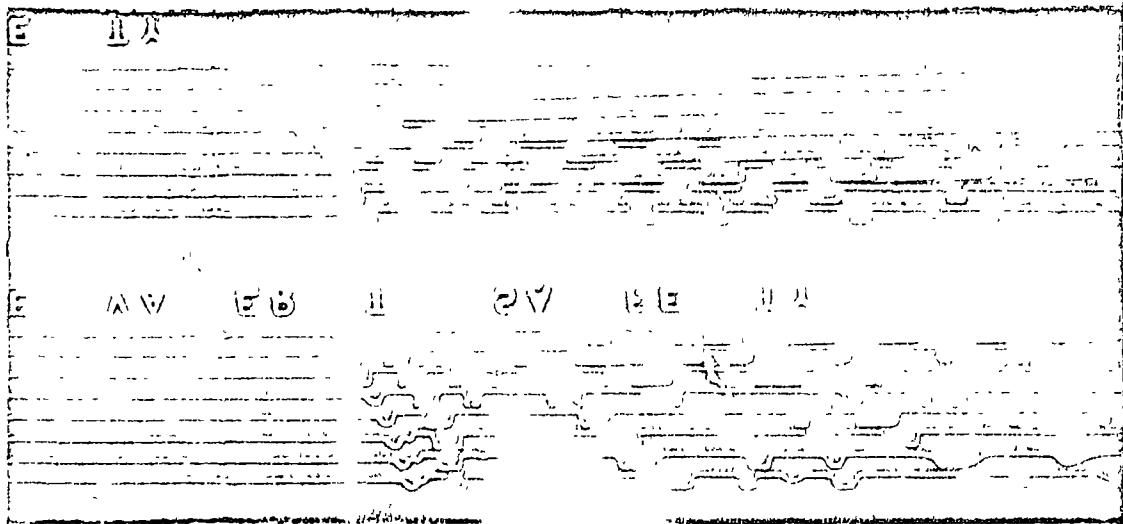
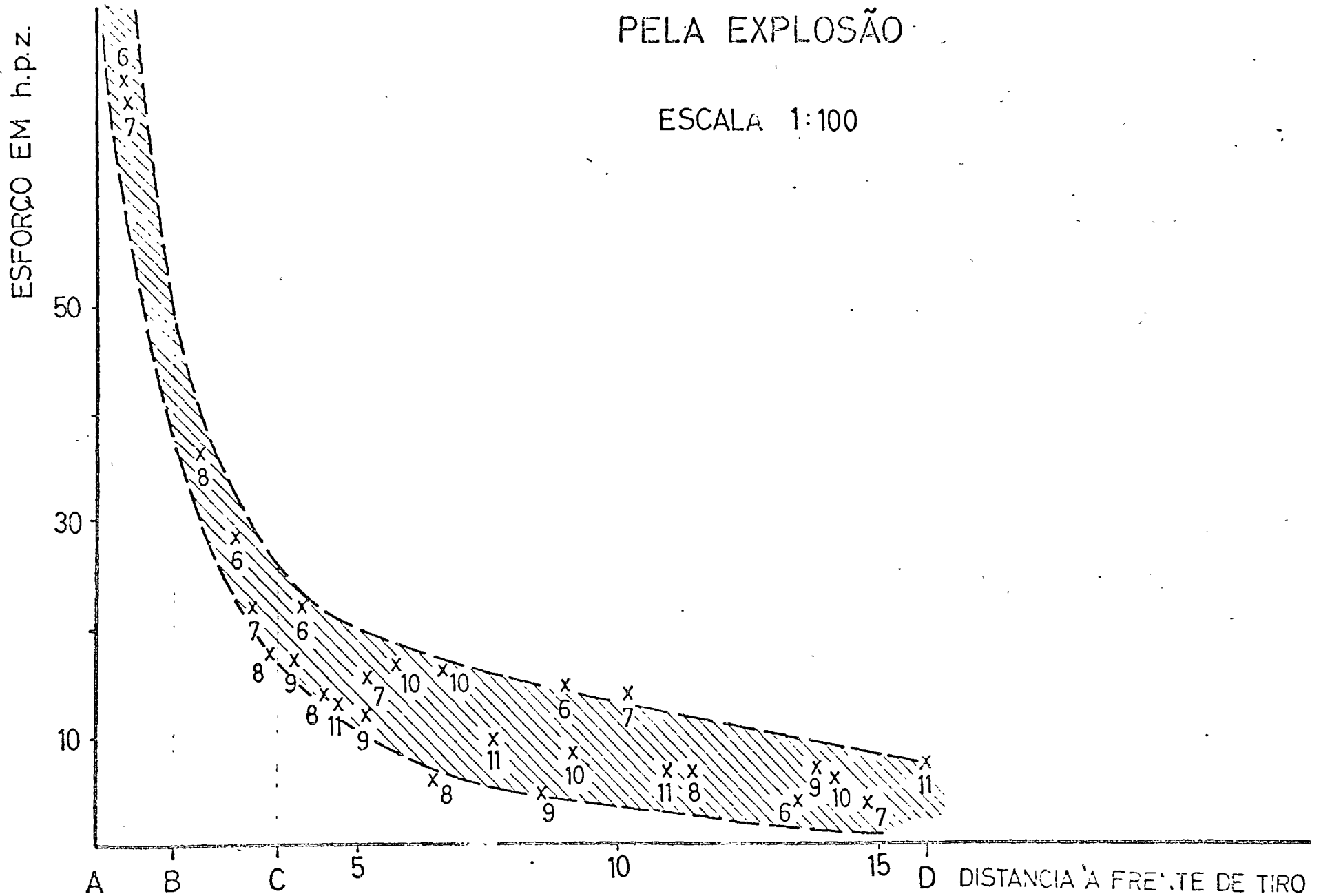


FIG. 4 _ DISPERSION PLASTIQUE



ESFORÇOS MÁXIMOS D. ONDA PRODUZIDOS PELA EXPLOSÃO

ESCALA 1:100



DROMOCRÓNICA

ESCALA 1:50

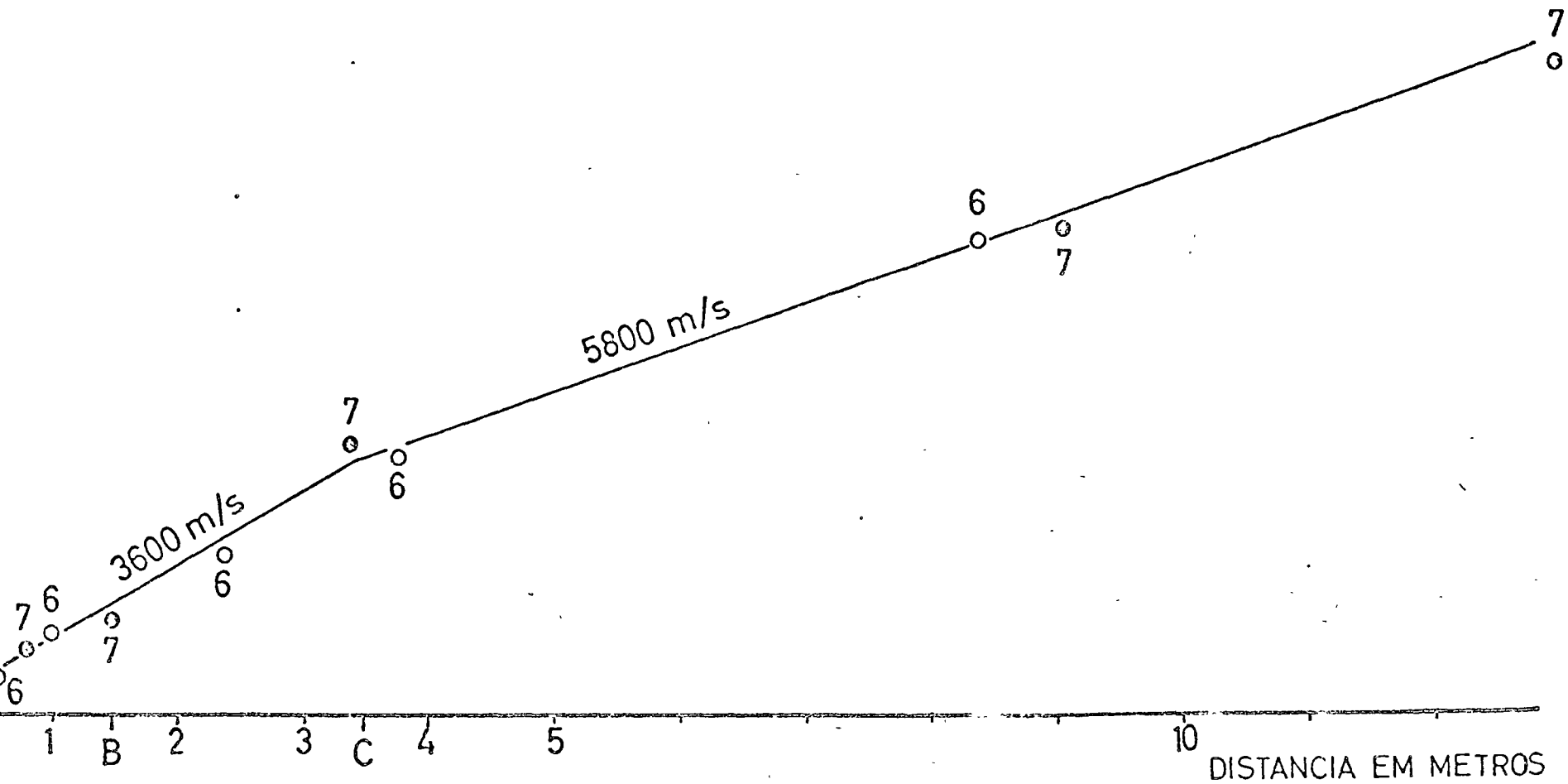
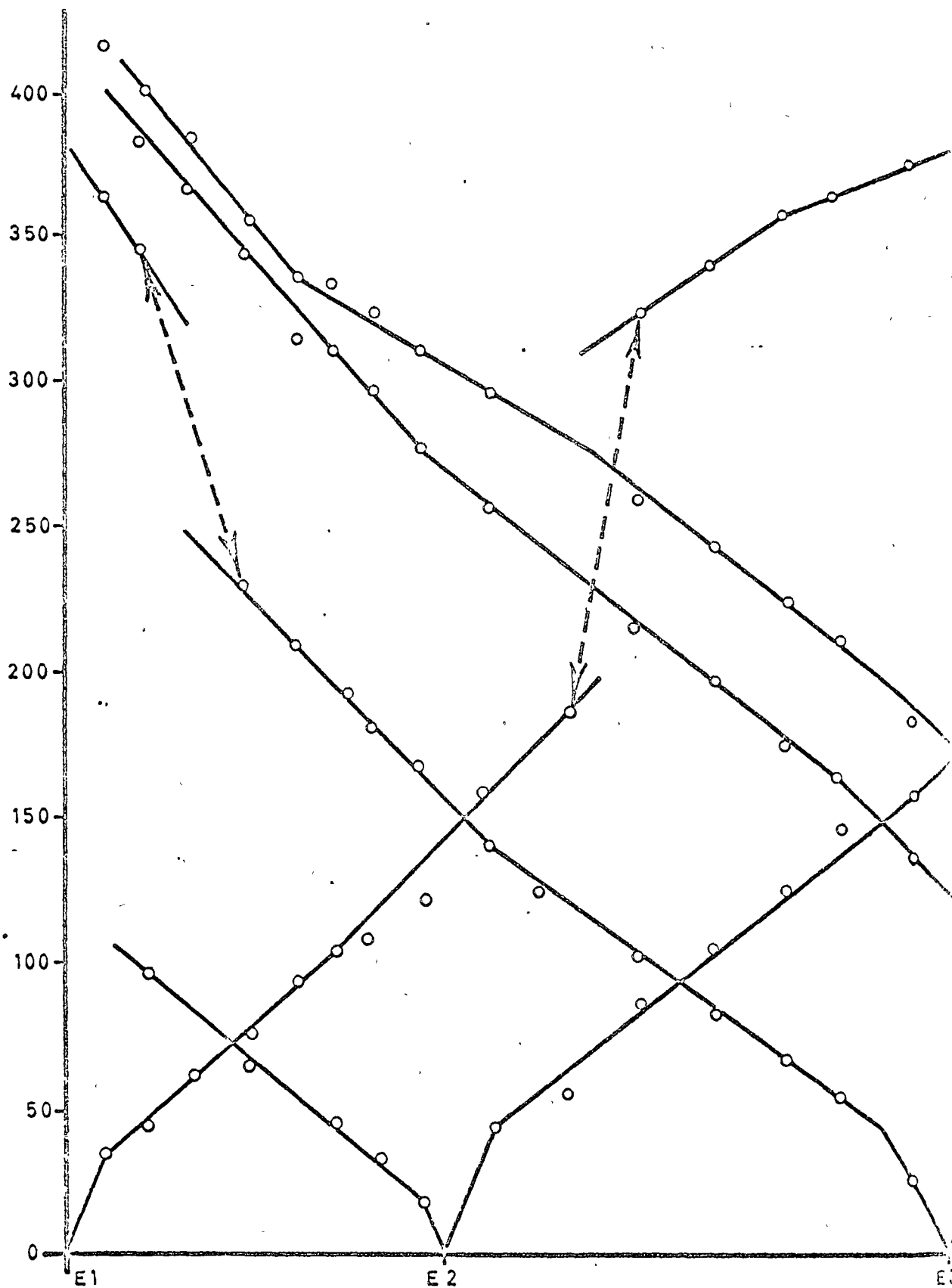


Fig. 6





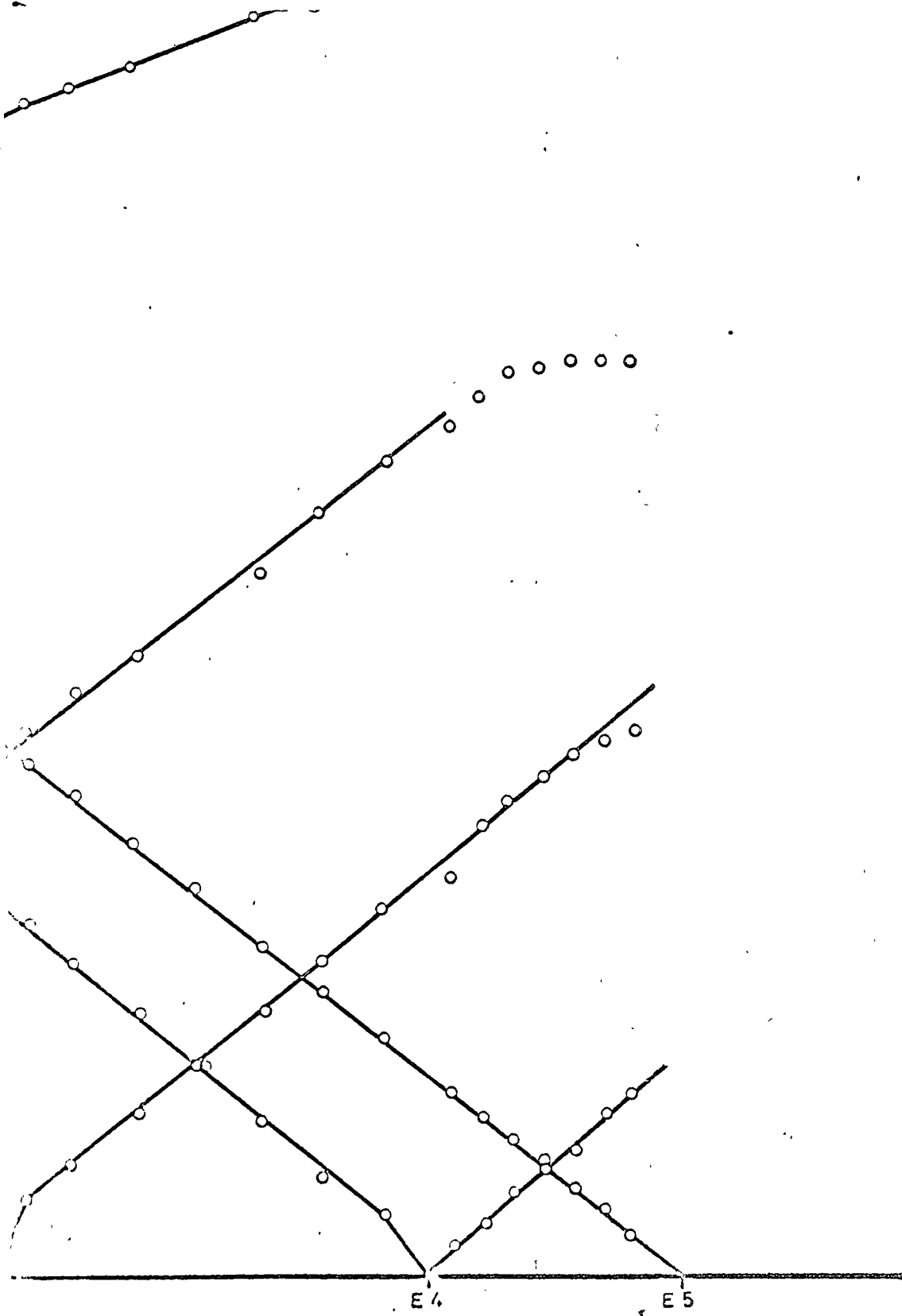
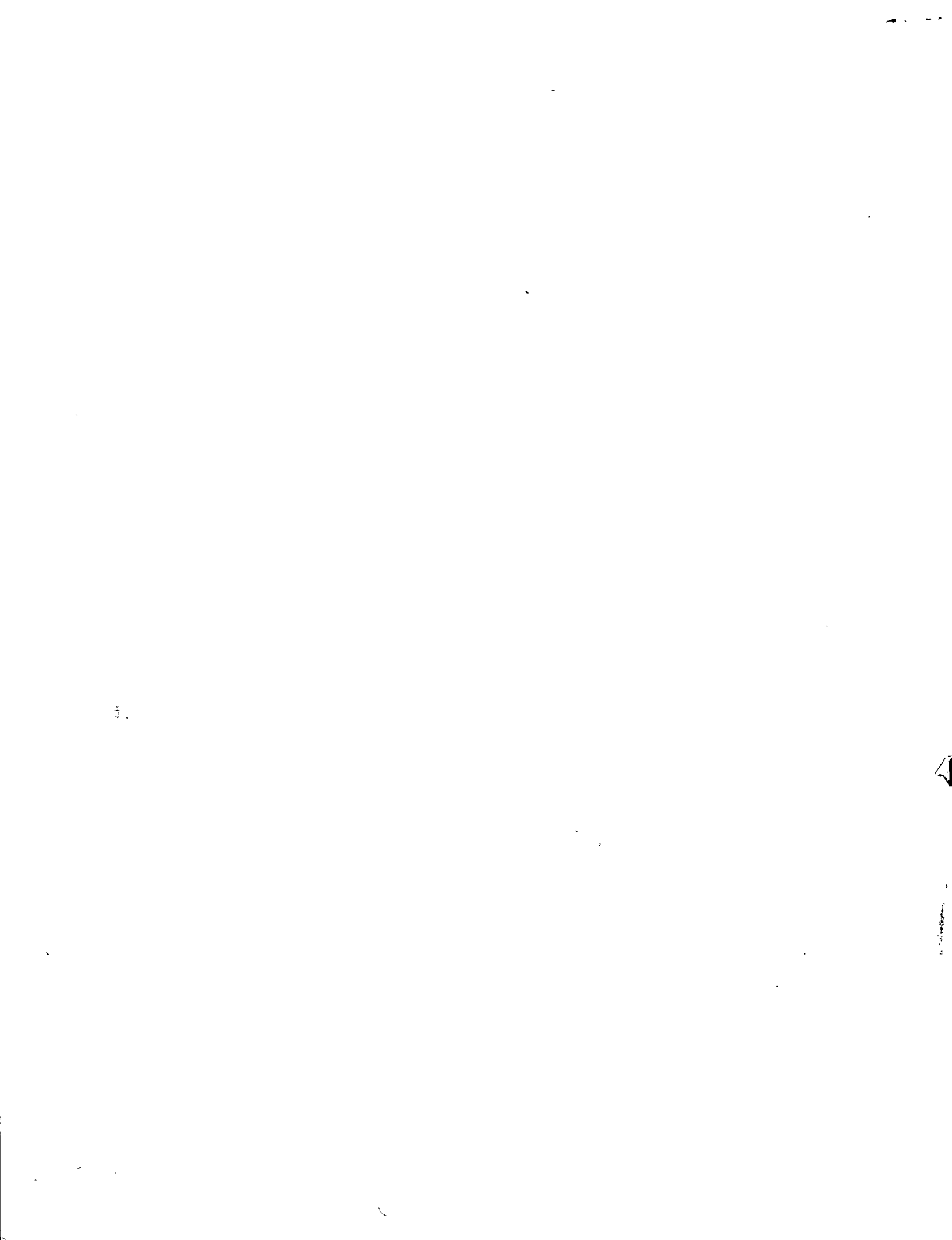


FIG. 5 ANNULATION DE L'ENERGIE ONDULATOIRE
PAR DIFFRACTION



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

Curso de Mecánica de Rocas Aplicada a las Obras de Ingeniería

Comportamiento de Macizos Rocosos

Jesús Alberro A.
Leopoldo Espinosa G.

INTRODUCCION

El análisis de la estabilidad de una masa rocosa consta de tres partes:

a) Obtención de las características geométricas y mecánicas del macizo. Es fundamental efectuar un levantamiento de las discontinuidades geológicas presentes en el sitio y determinar el ángulo de fricción entre los bloques de roca delimitados por juntas, fallas o planos de sedimentación. Las pruebas in situ descritas en el cap 11 y los levantamientos geológicos proporcionan dicha información. Es importante, además, determinar la localización del nivel freático, y en ciertos casos el estado de esfuerzos tectónicos y la deformabilidad de la masa rocosa.

b) Idealización del problema analizado. Con base en los datos obtenidos durante la etapa de reconocimiento, se elabora una idealización cualitativa del comportamiento del macizo bajo el efecto de las cargas impuestas por la obra. Por ejemplo, tratándose de taludes, deben definirse los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, de acuerdo con la configu

ración geométrica de las discontinuidades geológicas de la masa. En esta etapa del proceso de análisis también tienen que cuantificarse las sollicitaciones impuestas por la obra al macizo, particularmente las cargas hidráulicas ocasionadas por el flujo de agua en las fracturas.

c) Análisis cuantitativo de la estabilidad. Al respecto, el ingeniero emplea métodos de análisis adaptados a la idealización cualitativa del problema, utilizando parámetros de resistencia y deformabilidad convenientes e introduciendo las sollicitaciones predeterminadas. Por ejemplo, al evaluar la estabilidad de un talud usará un método de análisis límite en el que intervienen únicamente los parámetros de resistencia, mientras que, tratándose de una excavación subterránea, es necesario determinar el estado general de esfuerzos y deformaciones en su contorno, para lo cual debe valorar la deformabilidad de las masas de roca involucradas.

Como la mecánica de las rocas se encuentra en una etapa preliminar de desarrollo, los métodos de análisis plenamente confirmados por la experiencia son reducidos. A continuación se presentan algunos ejemplos de análisis de las cargas hidráulicas generadas por el flujo de agua en la cimentación de una presa y de la estabilidad de taludes naturales en roca y de excavaciones subterráneas.

1 FLUJO DE AGUA Y NIVELES PIEZOMETRICOS

Se presenta el análisis del flujo de agua a través de un macizo rocoso, insistiendo sobre la magnitud de las sollicitaciones impuestas a la masa por el agua, a fin de incorporar este dato en el análisis de su estabilidad.

El modelo matemático propuesto toma en cuenta la anisotropía en el flujo inducida por las fisuras, definidas mediante su profundidad, ancho medio y distribución geométrica. Al no considerar esta anisotropía, los modelos de flujo en medios porosos, homogéneos e isótropos, conducen, en el

caso de estructuras rocosas, a resultados erróneos.

1.1 Modelo matemático. El que se ha planteado (Cruickshank, (1970a)) utiliza las hipótesis:

- a) las fracturas son verticales y con ancho medio variable, desde 1 mm hasta 2 cm, constante en toda su profundidad
- b) las fracturas se extienden desde la superficie del terreno hasta la cota del lecho del río

En esa forma, el sistema de fracturas puede estudiarse como una red de canales en que los extremos de cada uno son los cruces de las fracturas, o sea los nudos de la red.

La solución de la red se obtiene planteando la ecuación de fricción hidráulica para cada canal. Se tomó para el coeficiente de fricción hidráulica f el valor dado por la ecuación

$$\sqrt{f} = \frac{48}{Re\sqrt{f}} + \frac{\tanh \left(e^{(k_s/w)^{1/2}} \frac{\ln Re\sqrt{f} - 5.12 + 2(k_s/w)^{1/3}}{1.33 + 3.25(k_s/w)^{1/3}} \right)}{0.8 \ln 10 w/k_s} \quad (16.1)$$

donde k_s es la rugosidad absoluta de las paredes (altura de las asperezas), w ancho del canal y Re número de Reynolds.

Los valores del coeficiente de fricción proporcionados por dicha expresión se ajustan satisfactoriamente a los resultados experimentales, para valores de la rugosidad de las paredes $k_s/w > 0.001$ (Cruickshank, 1970a).

Si el flujo en el canal es unidimensional y paralelo al fondo (hipótesis de Dupuit), entonces se describe mediante

$$Q = \sqrt{\frac{4 \sigma w^3}{3 f_m L} (h_1^3 - h_2^3)} \quad (16.2)$$

donde:

h_1 y h_2 cargas piezométricas en los nudos 1 y 2 que constituyen los extremos del canal considerado

f_m valor medio del coeficiente de fricción para el flujo considerado, igual $\alpha \left(\frac{1}{\nu Re} \right)^2 \frac{4 g w^3 (h_1^3 - h_2^3)}{3 L \left(\frac{h_1^3 + h_2^3}{2} \right)^{2/3}}$

L longitud de flujo en el canal

ν viscosidad cinemática del agua

Con base en las anteriores relaciones la ecuación de continuidad de los gastos en el nudo j , al cual concurren los n canales (i, j) que unen los nudos i con el nudo j , puede escribirse

1.
plantear \rightarrow

$$\sum_{i=1}^n \pm \sqrt{\frac{4 g w_i^3}{3 f_{ij} L_i}} (h_i^3 - h_j^3)^{1/2} = 0 \quad (16.3)$$

En esta suma el signo de cada término se toma de acuerdo con el de la diferencia $(h_i - h_j)$. El planteamiento de la ec 16.3 para cada nudo de la red en el que se desconoce la carga piezométrica, conduce a un sistema de ecuaciones no lineales en h_i que debe resolverse a través de un proceso de aproximaciones sucesivas. El método de solución fue expuesto por Cruickshank (1970b).

1.2 Aplicación del modelo matemático. El modelo descrito se aplicó a la red de fracturas localizadas en el sitio de la presa La Angostura (fig 16.1). También se consideró un sistema ficticio de fracturas, de 120 m de profundidad desde la cota de embalse máximo, formando una red cuadrada con separación de 300 a 400 m, anchos medios de flujo entre 0.5 y 5 mm y una diferencia de carga total de 95 m.. Los gastos correspondientes a los diversos casos analizados se presentan en la fig 16.2, en función del ancho de las fracturas.

[ENTRAN FIGS 16.1 Y 16.2]

Se analizaron diversas alternativas tendientes a apreciar la influencia de algunas variables, obteniendo los resultados que se discuten a continuación.

245 curs. #

Efecto de la rugosidad relativa. Se estudiaron alternativas con rugosidad relativa desde 0.02 a 1.0 y se observó que al cambiar esta variable entre dichos límites, el gasto se reduce en un 50 por ciento. Correlativamente, al incrementarse la rugosidad relativa de 0.02 a 1.0, la carga piezométrica en los nudos disminuye.

246 curs. #

Efecto de la posición de la cortina. Se efectuó el cálculo de las cargas piezométricas en los nudos de la malla y de los correspondientes gastos de filtración real para dos posiciones del eje de la cortina, denominados ejes 5 y 6 del sitio Angostura III (figs 16.3 a 16.6.)

[ENTRAN FIGS. 16.3 a 16.6]

El eje 5 se encuentra localizado aguas arriba del sitio, en tal forma que solo existen cinco canales conectados al embalse y 14 de salida al cauce aguas abajo (figs 16.3 y 16.4). El eje seis está situado cerca del centro del sitio, resultando nueve canales conectados al embalse y diez al cauce (figs 16.5 y 16.6). El gasto de las dos alternativas es muy semejante (curvas 1 y 2, fig 16.2), aunque las cargas piezométricas en los nudos de la malla de fracturas resultan notoriamente diferentes para las dos posiciones analizadas. La cortina en el eje 6 produce mayores diferencias de carga en la red cercana al cauce que si se localizara en el eje 5.

1.3 Conclusión. Se ha establecido un modelo matemático que proporciona la distribución de las cargas piezométricas y el gasto de filtración en una masa rocosa surcada por fracturas verticales de profundidad, anchura y rugosidad dadas. Cabe mencionar que Louis (1968) presenta un método de análisis de flujo de agua en fracturas de inclinación cualquiera, conceptualmente idéntico al descrito antes.

⑥

Para proseguir con estas investigaciones, conviene desarrollar procedimientos de campo y determinar la anchura, rugosidad y profundidad de las fracturas. Además, deberá tomarse en cuenta en el modelo la variación del ancho de las fisuras inducida por la modificación del estado de esfuerzos a causa de la obra construida.

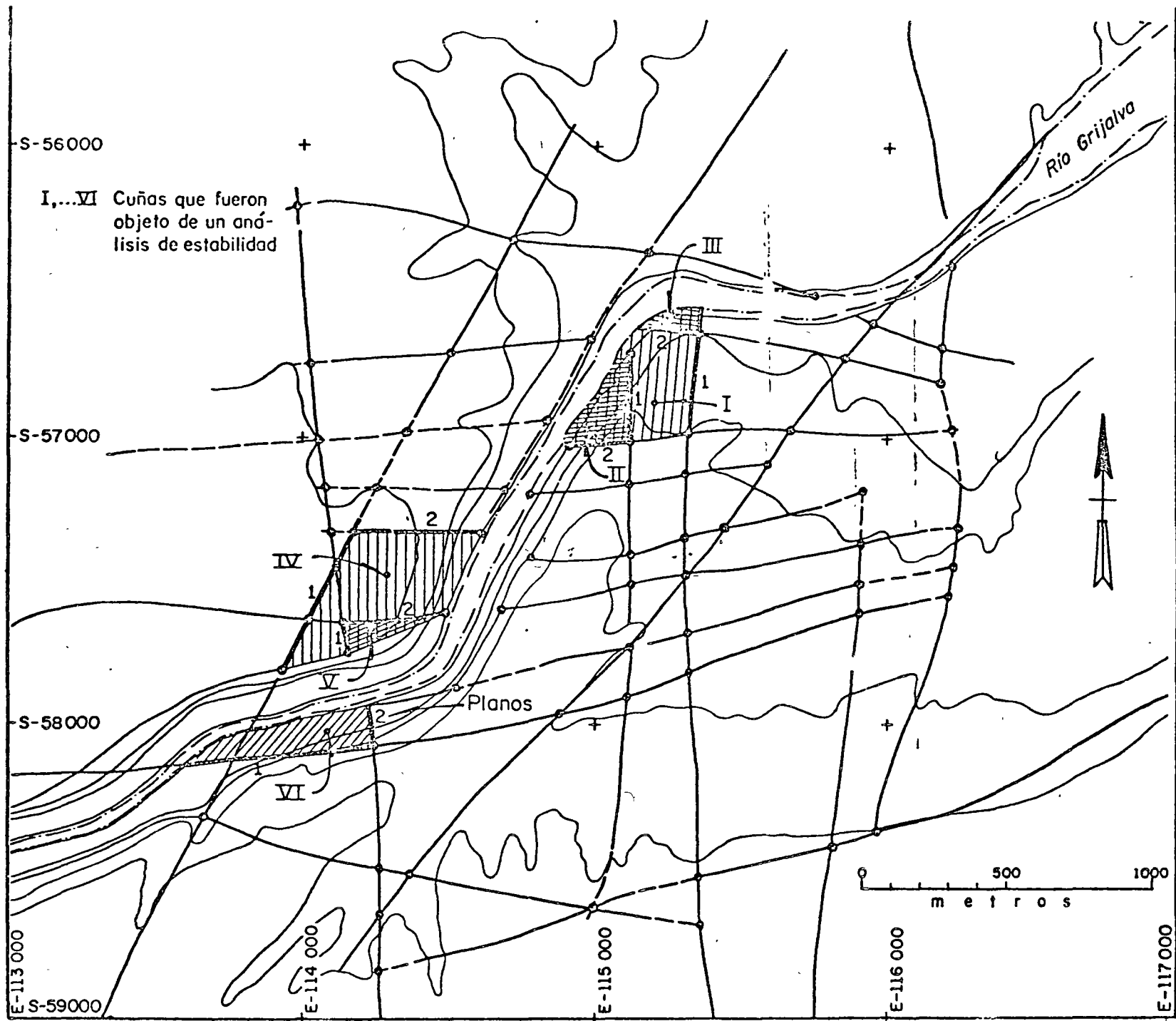


Fig 16.1 Sistemas de fracturas en la presa La Angostura, Chiapas

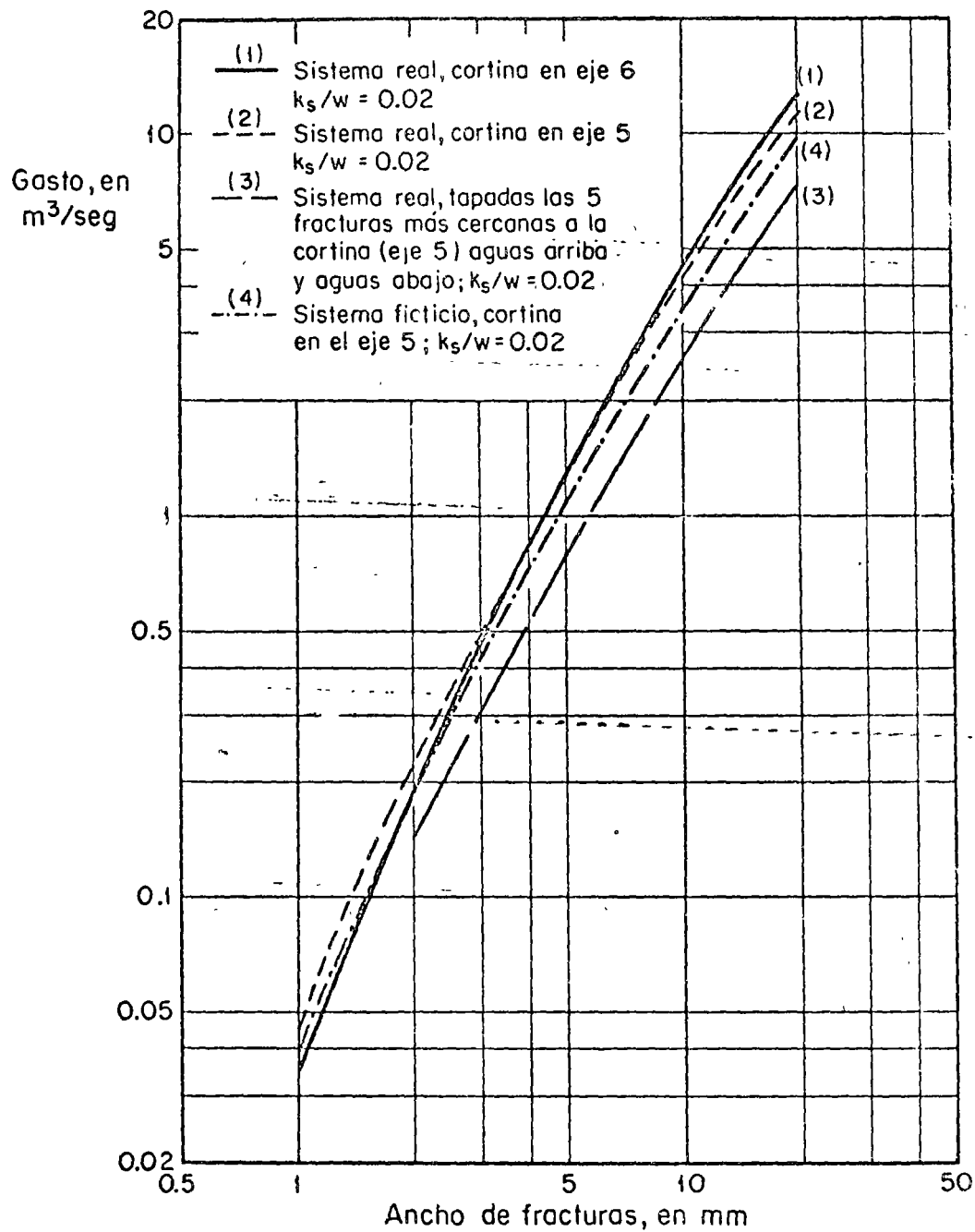


Fig 16.2 Gastos de filtración en función del ancho de la fractura. Presa la Angostura

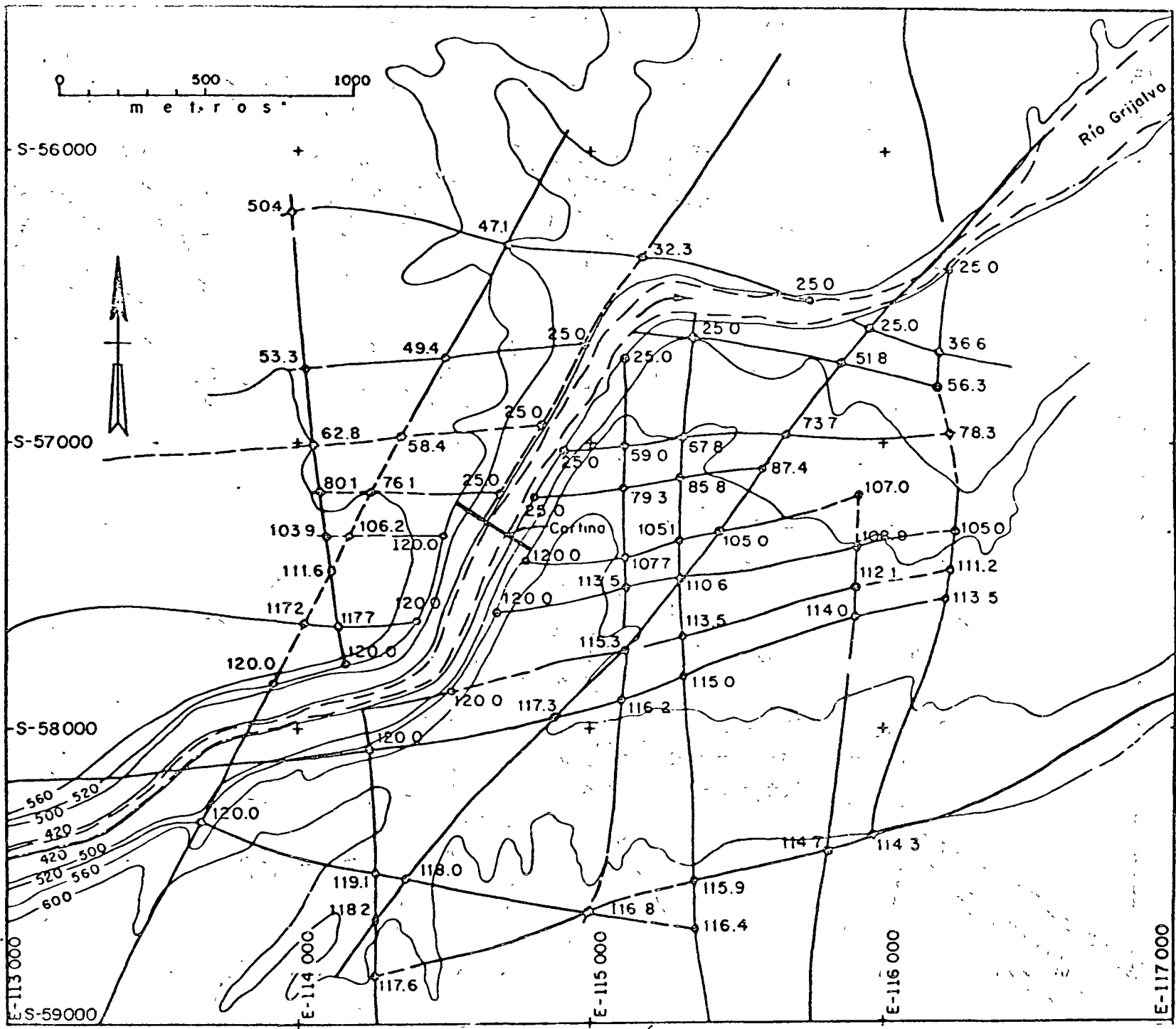


Fig 16.5 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.020 m .Cortina en eje 6. Gasto de filtración, 1117 m³/seg . Presa La Angost Chiapas



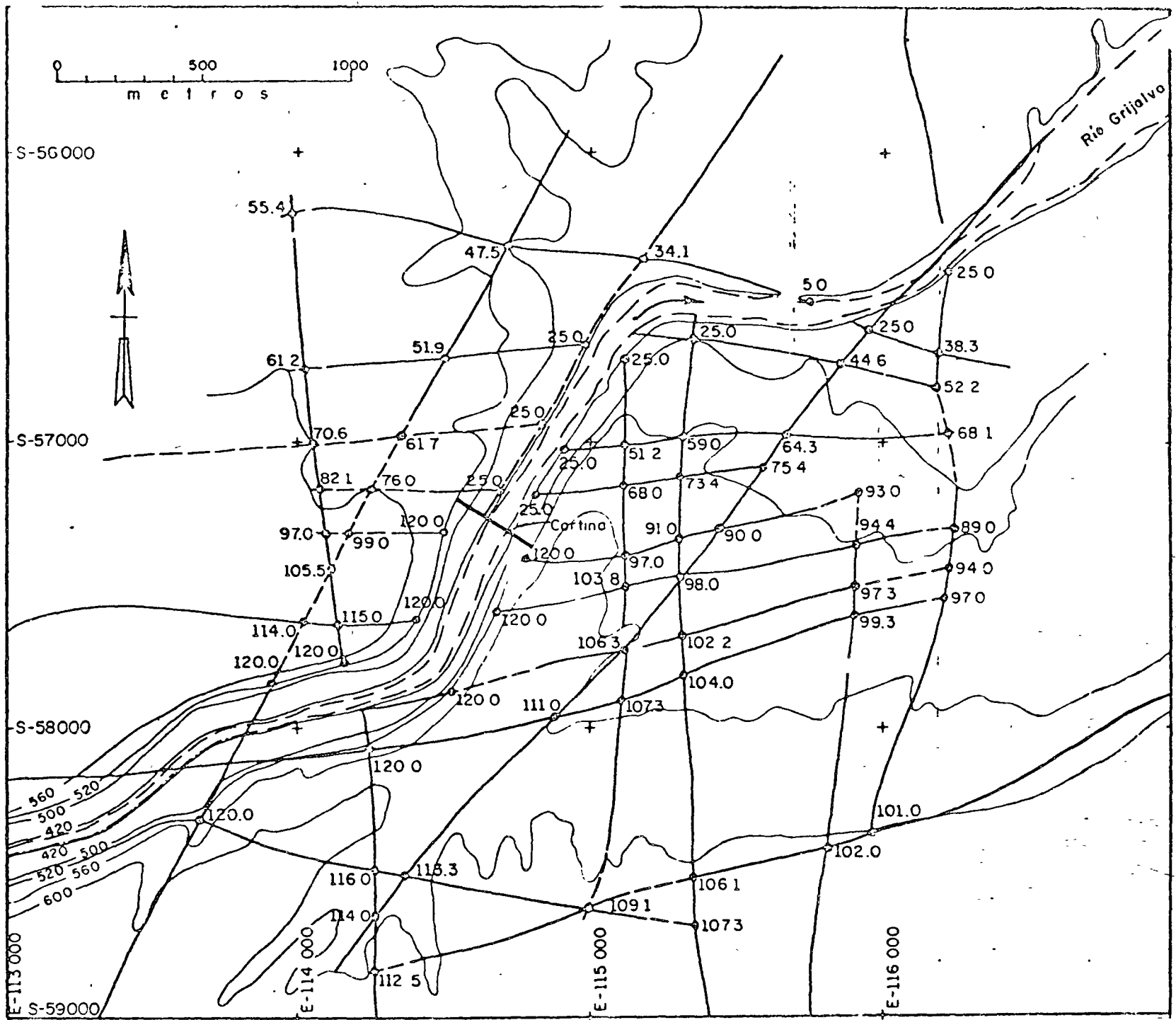


Fig 16.6 Presión en los cruces para un ancho constante de fracturas de 0.001 m. Cortina en eje 6. Gasto de filtración, 0.03 m³/seg. Presa La Angostura, Chiapas

2. FILTRACIONES Y ESTADOS DE ESFUERZOS



La variación de la permeabilidad en función del estado de esfuerzos aplicado, que constituye la base del concepto de sensibilidad, no solo permite valorar la intensidad de la fisuración de una muestra de roca, sino interpretar los resultados de las pruebas de permeabilidad Lugeon efectuadas en el campo (Sabarly, 1968). El gasto q de inyección de agua con presión p en una masa de roca fisurada que se comporta elásticamente, sigue la ley

$$q = A p^4 \quad (11.3)$$

siendo A una constante.

En otros términos, la permeabilidad de la masa rocosa depende de la magnitud de la presión aplicada, pues provoca la apertura de las fisuras preexistentes en el medio. Esta ley se ha verificado en ciertos casos, como los presentados por Sabarly (1968) o la fig 11.7.

Figura 11.7

En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable en función del estado de esfuerzos aplicados, por su efecto en el ancho de las fisuras tanto microscópicas como macroscópicas. La falla de la presa Malpasset en Francia, así como la variación del gasto de filtración en la cimentación en función del nivel del agua en el embalse, son manifestaciones a gran escala de este fenómeno (Sabarly, 1968); asimismo, en la presa Santa Rosa, Jal., se observaron filtraciones en la galería al arenaje del arco de concreto (Jaeger y Cook, 1969) que aumentan conforme al nivel del embalse de acuerdo con la ley presentada en la fig 11.8 según la cual

$$\frac{q}{q_1} = \left(\frac{Z - Z_0}{Z_1 - Z_0} \right)^{10} \quad (11.4)$$

en que q y q_1 son los gastos de filtración correspondientes a los niveles



Z y Z₁ del embalse. Esta ley de variación corresponde a la siguiente idealización del fenómeno de apertura y cierre de las fisuras; puede suponerse que el gasto de filtración en la cimentación de la fusa es proporcional al cubo del ancho e de las fisuras y a la carga de agua h. A su vez, el ancho de las fisuras varía con el estado de esfuerzos en la cimentación de la fusa que modifica de acuerdo con el nivel h del agua en el embalse. Suponiendo que el ancho e de las fisuras en la cimentación aguas arriba de la fusa varía proporcionalmente al momento de empotramiento del arco, en su base resulta que

$$e \approx h^3$$

⊖
↗
↘
por lo cual

$$q \approx h e^3 \approx h^{10}$$

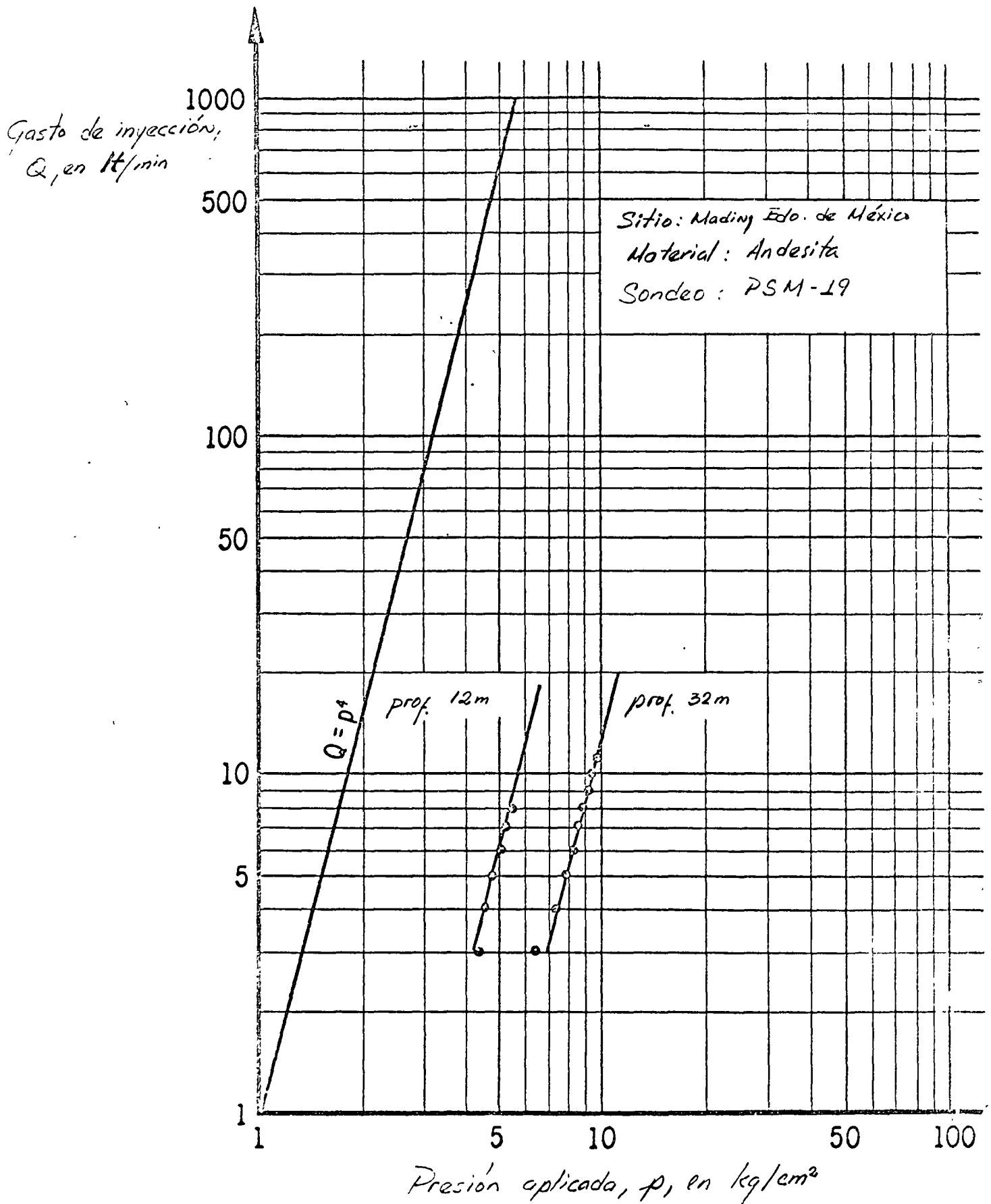


Fig 11.7 Resultados de las pruebas Lugeon

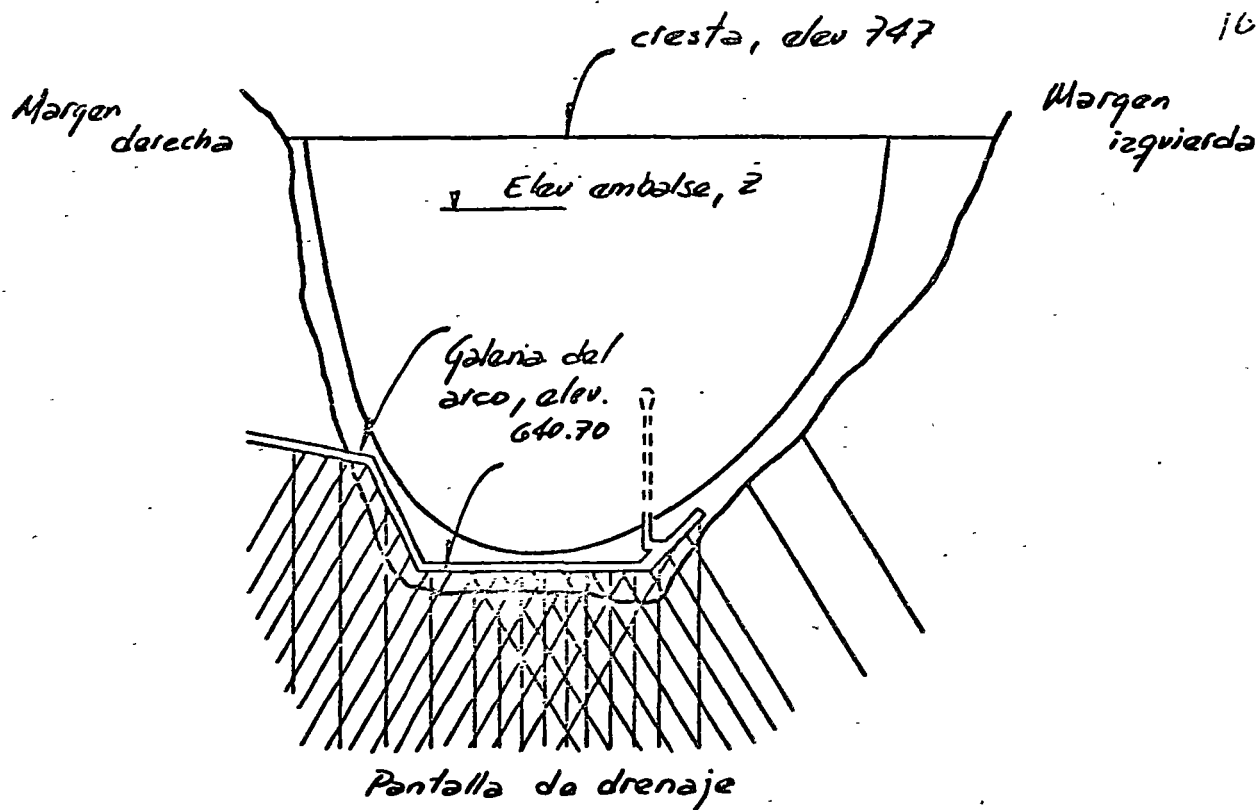


Fig 11.8a Presa Sta. Rosa, Jal. Vista desde aguas abajo

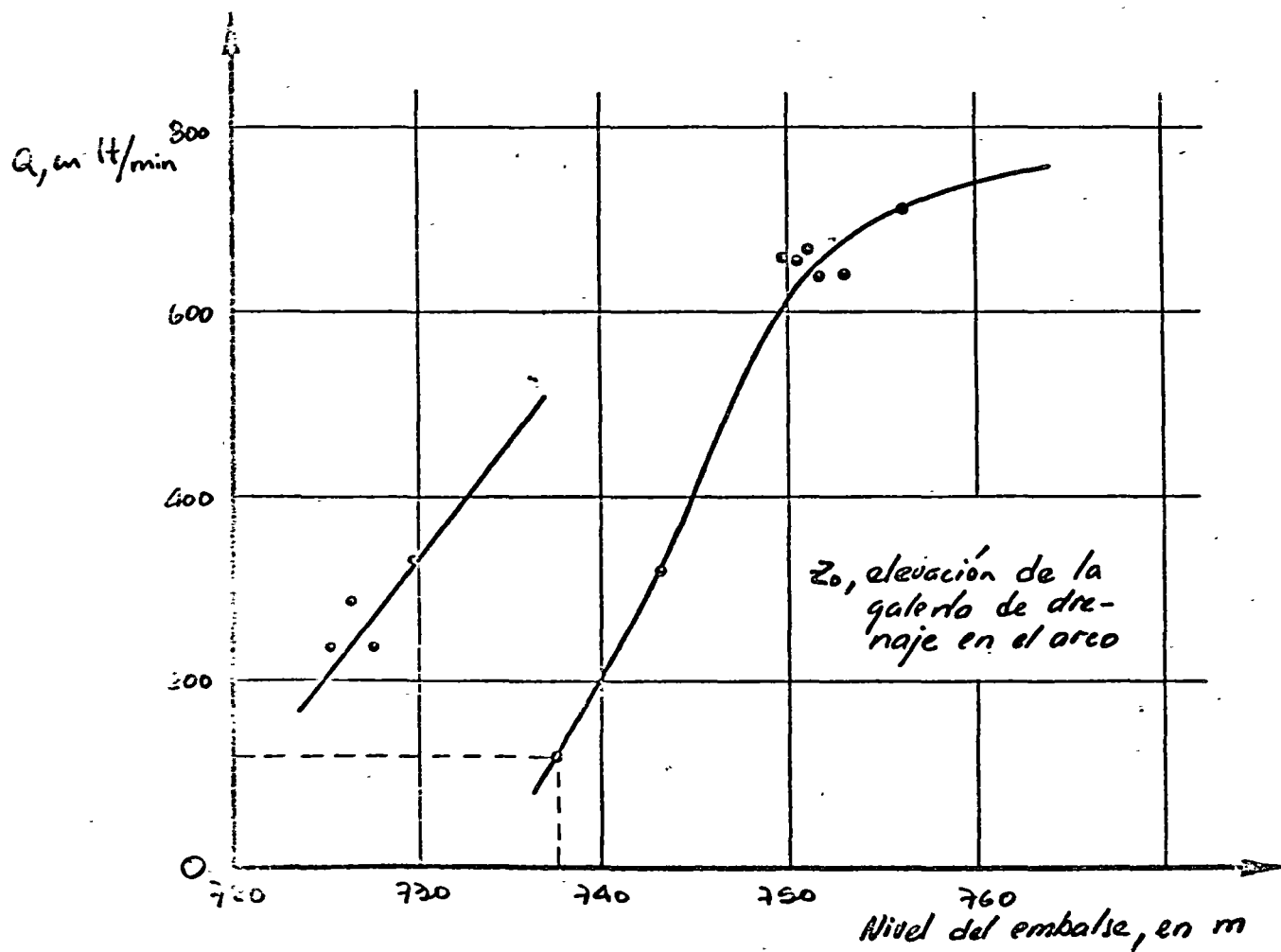


Fig 11.8b Variación de los gastos de filtración en la galería del arco vs elevación del agua en el embalse

5 Deslizamiento por traslación de un bloque tridimensional, limitado por planos de debilidad. El método de análisis utilizado es el propuesto por P. Londe (1965). La masa de roca analizada se asemeja a un conjunto de bloques tetraédricos, limitados (fig 16.10) por los planos ACD, BCD y ABC, que coinciden con discontinuidades geológicas observadas en el sitio. La falla ocurre por deslizamiento de la cuña ABCD considerada como cuerpo rígido sobre uno o dos de los planos de apoyo. Por tanto, los seis tipos de falla cinemáticamente admisibles (fig 16.11) pueden agruparse en dos familias de sistemas:

Sistema i: falla del bloque al abrirse la cara \underline{i} ($i = 1, 2, 3$) y deslizar el tetraedro manteniendo los planos \underline{j} ($j = 2, 3, 1$) y \underline{k} ($k = 3, 1, 2$) en contacto.

Sistema i, j: falla del bloque al abrirse las caras \underline{i} ($i = 1, 2, 3$) y \underline{j} ($j = 2, 3, 1$) deslizando el tetraedro según el plano \underline{k} ($k = 3, 1, 2$).

[ENTRAN FIGS 16.10 y 16.11]



c) las discontinuidades geológicas forman una red de canales verticales que permiten la circulación de agua. Se supone que los máximos empujes de agua en las caras DAC y DBC del bloque de roca bajo estudio (fig 16.10) corresponden a superficies libres de escurrimiento del agua y que las trazas de dichas superficies son rectas que unen la cúspide D del tetraedro y los puntos A y B, respectivamente.

Los empujes del agua en las caras 1, 2 y 3 se expresan de acuerdo con las ecuaciones:

$$u_1 = \frac{U_1}{U_{1T}} ; u_2 = \frac{U_2}{U_{2T}} ; u_3 = \frac{U_3}{U_{3T}}$$

siendo U_1 , U_2 y U_3 los empujes actuantes en las caras 1, 2 y 3, respectivamente, y U_{1T} , U_{2T} y U_{3T} los empujes máximos en cada una de ellas. Los ángulos de fricción necesarios para asegurar el equilibrio en las caras 1, 2 y 3 de la cuña, son ϕ_1 , ϕ_2 y ϕ_3 .

Las curvas $u_1 = 1$, $u_1 = 0$, así como las $u_2 = 0$, $u_2 = 1$ para distintos valores de u_3 , permiten localizar el punto representativo del equilibrio de la cuña analizada para un conjunto de valores dados de u_1 , u_2 y u_3 siguiendo el procedimiento gráfico presentado en la fig 16.12. Por ejemplo, para $u_1 = 0.4$, $u_2 = 0.7$ y $u_3 = 0.5$, a partir del punto P tal que $u_3 = 0.5$ trazan paralelas a los ejes u_{10} y u_{20} que cortan, respectivamente, las curvas $u_1 = 0.4$ en Q y $u_2 = 0.7$ en R. Los puntos Q y R quedan definidos por las relaciones entre longitudes de segmentos:

$$\frac{\overline{P_1' Q}}{\overline{P_1' P_2'}} = 0.4 ; \frac{\overline{P_1'' R}}{\overline{P_1'' P_2''}} = 0.7$$

Se supone también que la cohesión y la resistencia a la tensión son nulas a lo largo de las superficies de discontinuidad. Las fuerzas, directamente aplicadas que se toman en cuenta para el estudio de la estabilidad de la cuña, son: su peso W , el empuje Q aplicado a la superficie libre del terreno y las fuerzas de subpresión U_1 , U_2 y U_3 que actúan sobre las caras 1, 2 y 3, respectivamente. Como ejemplo de un análisis de este tipo, a continuación se presenta el estudio de la estabilidad de las márgenes rocosas del sitio de la presa La Angostura, México (Alberro y León, 1970), cuya cimentación está formada por depósitos sedimentarios de calizas con intercalaciones de lutitas de espesores variables. En las cercanías del sitio el echado de los estratos de caliza es de 9° y su rumbo N 48° W.

Mediante levantamientos geológicos superficiales se comprobó la existencia, en ambos márgenes, de tres familias de fracturas verticales (fig 16.1) que limitan tetraedros cuya estabilidad es objeto del análisis.

La estabilidad de los tetraedros limitados por dos fracturas verticales, un plano de debilidad con echado de 9° y la superficie libre del terreno se analizó con base en las hipótesis:

- a) las fracturas verticales quedan abiertas desde la superficie libre del terreno hasta la elevación del lecho del río. Se ha podido comprobar, mediante socavones, que las fracturas tienen tendencia a cerrarse conforme aumenta el espesor de material suprayacente. La hipótesis utilizada es conservadora
- b) la resistencia al corte en las caras del tetraedro es puramente friccionante. De acuerdo con los resultados de pruebas de corte directo efectuadas in situ, el mínimo ángulo de fricción (resistencia residual) de los estratos de lutita es igual a 15° y este valor se adoptó para el análisis

La paralela a u_{20} trazada por el punto Q y la paralela a u_{10} traza da por el punto R se cortan en el punto S, representativo del estado consi derado $u_1 = 0.4$, $u_2 = 0.7$, $u_3 = 0.5$.

[ENTRA FIG 16.12]

El punto S queda localizado en la región del sistema 2, lo cual im plica que en caso de falla, esta ocurre por deslizamiento de la cuña mante niendo en contacto los planos 1 y 3. Los valores interpolados de $\lambda_s = -5^\circ$ y $\mu_s = 26^\circ/30'$ permiten construir la recta (F_1) en el diagrama ϕ_1 y ϕ_3 . El punto de coordenadas α_1 y α_3 , valores reales de los ángulos de fricción en las caras 1 y 3, debe quedar localizado fuera de la zona sombreada para que sea posible el equilibrio.

En caso que el punto representativo del conjunto de valores del em puje del agua actuante en las caras 1, 2 y 3 quede localizado en el campo del sistema de falla 1-2, el único factor que influye en el equilibrio es el valor del ángulo de fricción α_3 . Si $\alpha_3 > \phi_3$, el equilibrio queda ase gurado.

Los resultados del análisis de la estabilidad de la cuña III, loca lizada aguas abajo de la presa (fig 16.1), se presentan en la fig 16.13. Considerando los conjuntos de valores u_1 , u_2 y u_3 correspondientes a diver sas condiciones, resulta que:

- a) si no llueve en la zona y el embalse está lleno, las presiones del agua en las caras de la cuña, de acuerdo con los datos pre sentados en la fig 16.3, son nulas, o sea $u_1 = u_2 = u_3 = 0$. La cuña permanece en equilibrio
- b) si el embalse se encuentra lleno y está lloviendo en la zona, por efecto de la precipitación las presiones del agua en las caras de la cuña pueden alcanzar valores $u_1 = u_2 = u_3 = 1.0$.



$m u$
griega

Alfa
griega

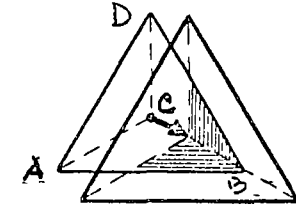
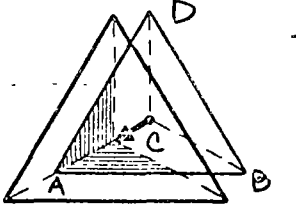
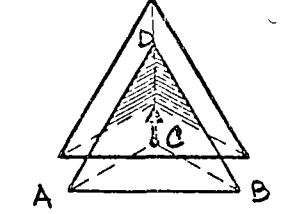
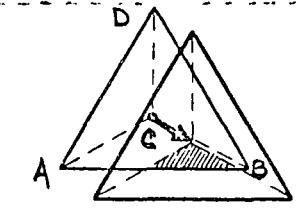
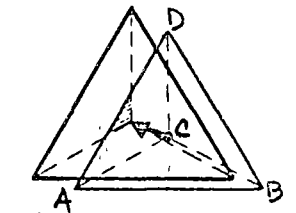
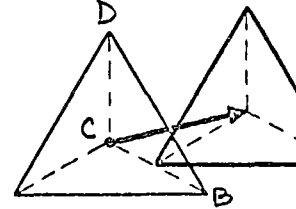
lambda
griega

Fi
griega

En tal caso la cuña falla, pues el ángulo de fricción ϕ_3 necesario para asegurar el equilibrio es igual a 60° . La experiencia demuestra que las lluvias normales en la zona no han ocasionado la falla de esta cuña, por lo cual se supone que no son suficientemente intensas para dar lugar a la condición $u_1 = u_2 = u_3 = 1.0$

- c) al derramar el vertedor, la lluvia artificial generada por la disipación de energía al caer la masa de agua al lecho del río puede alimentar las discontinuidades geológicas que limitan el bloque analizado en forma más desfavorable que las lluvias normales. En tal caso se producirá la falla de la cuña. Obsérvese en la fig 16.13 la influencia de la presión u_2 en las condiciones de equilibrio de la cuña. Las presiones u_1 y u_3 pueden variar de cero a uno manteniendo la presión u_2 constante sin que el ángulo de fricción ϕ_3 necesario para asegurar el equilibrio varíe notablemente. Esto implica que para asegurar el equilibrio de la cuña analizada, el drenaje de la cara 2 es fundamental. Se recomendó, en consecuencia, sellar la fractura 2 en la superficie del terreno y drenar el plano de la discontinuidad 2 con objeto de favorecer el equilibrio de esta cuña.

[ENTRA FIG 16.13]

TIPO DE FALLA	NATURALEZA DEL DESLIZAMIENTO	CARAS EN CONTACTO	CARAS ABIERTAS	ESQUEMA
1	Dirección CB	2 y 3	1	
2	Dirección CA	3 y 1	2	
3	Dirección CD	1 y 2	3	
2	En el plano 3. Dirección indeterminada CB y CA	3	1 y 2	
3	En el plano 1. Dirección indeterminada CA y CD	1	2 y 3	
2	En el plano 2. Dirección indeterminada entre CD y CB	2	1 y 3	

Clasificación de las fallas por traslación de una cuña de roca

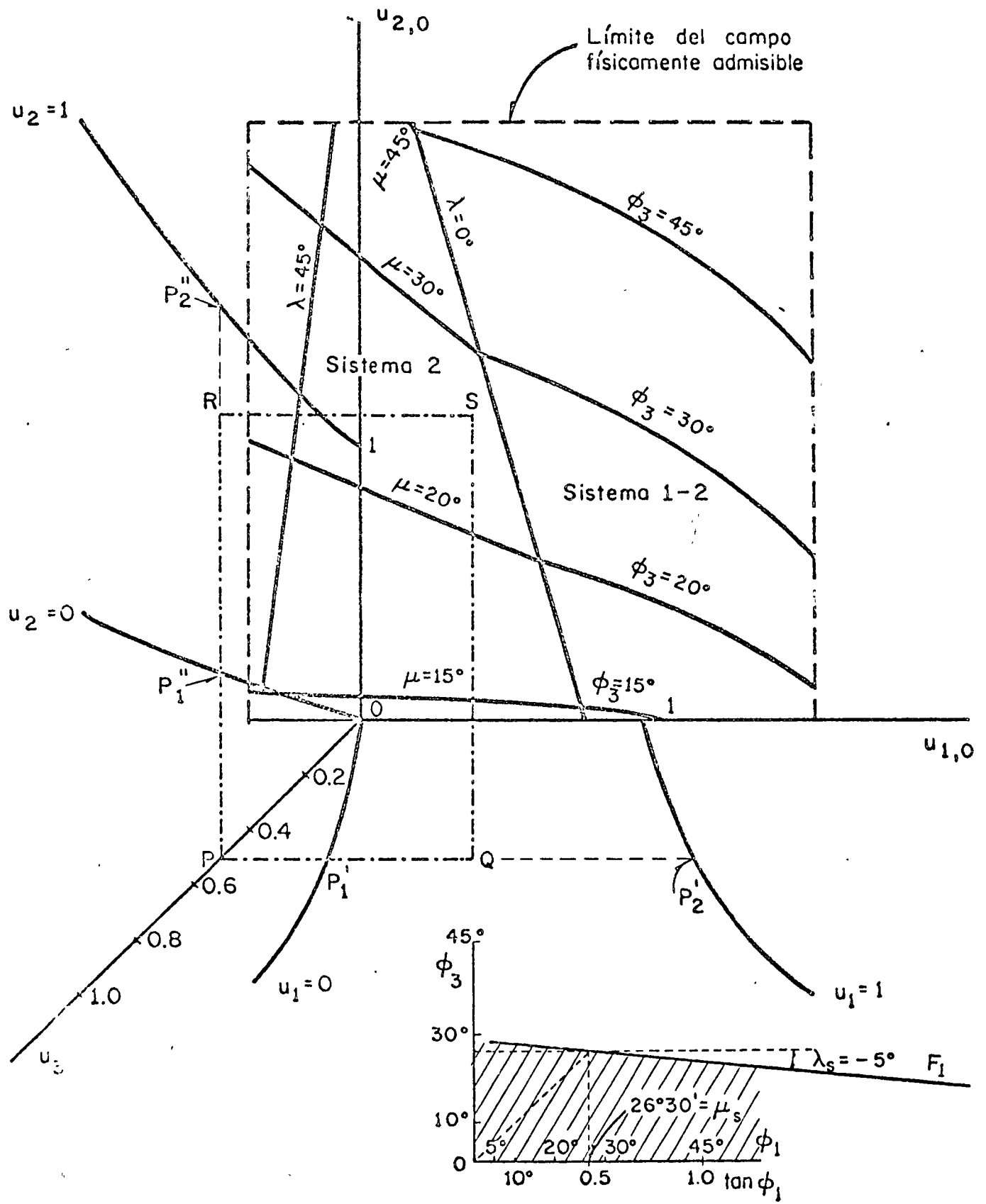


Fig. 12 Análisis de estabilidad de una cuña de roca. Interpretación gráfica de los resultados

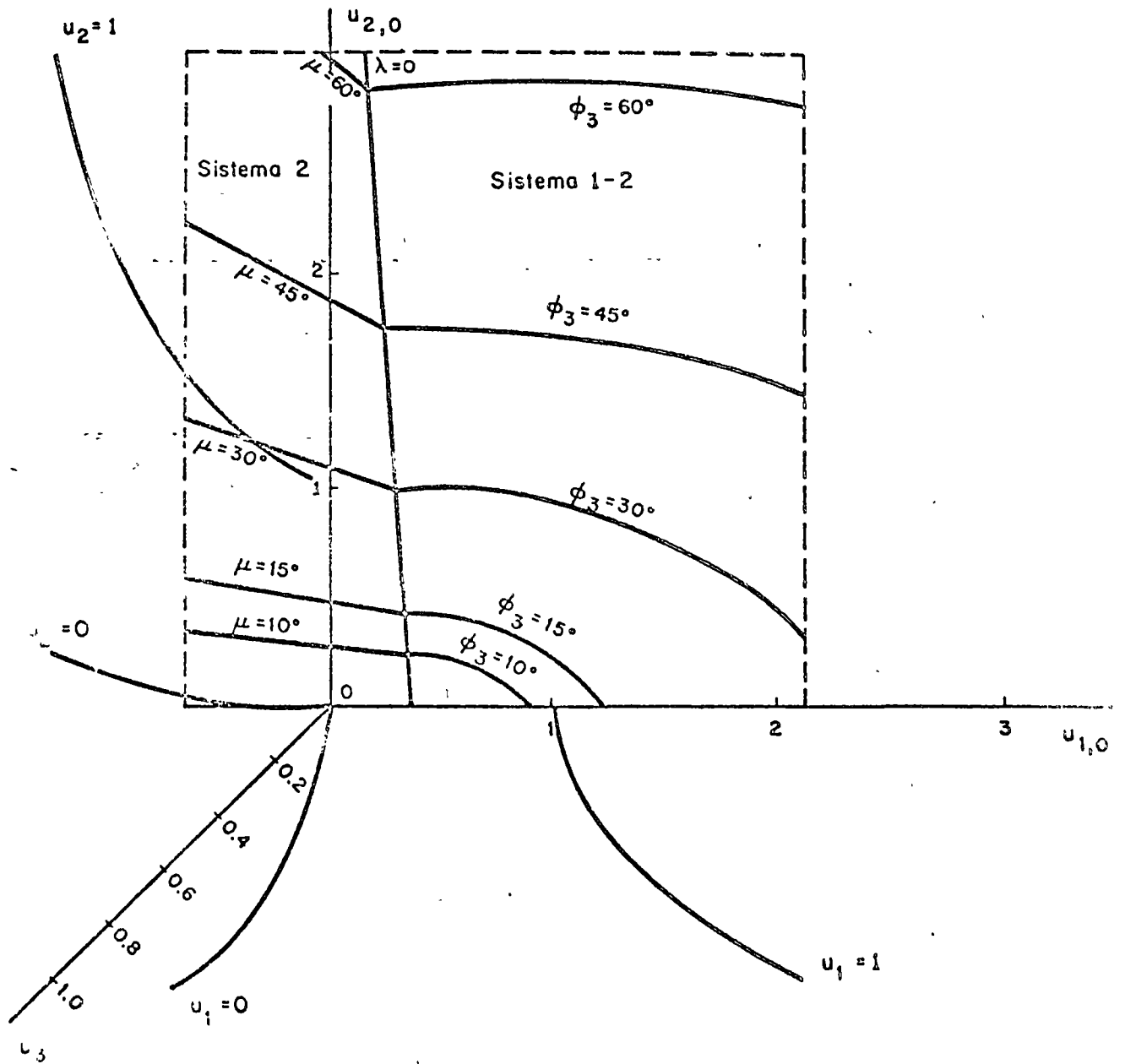


Fig 16.1a Análisis de estabilidad de la cuña III. Presa La Angostura, Chis.

4. Efecto de escala. Los resultados numéricos de las pruebas de resistencia realizadas con muestras cilíndricas de igual relación de esbeltez, varían con el volumen de las probetas ensayadas. Esta propiedad es característica de los medios fracturados o discontinuos.

La interpretación teórica de la disminución de resistencia en compresión simple al aumentar el volumen se basa en conceptos probabilísticos expuestos por Weibull (Jaeger y Cook, 1969), como el del "eslabón más débil" de una cadena. Según este concepto, la resistencia de un material surcado por discontinuidades, queda condicionada por la resistencia del elemento de volumen que contiene la zona más débil, o sea la más fisurada. Si para una densidad de fisuración dada el volumen de la probeta crece, el número total de discontinuidades aumenta, así como la probabilidad de incluir una fisura grande en la muestra.

Suponiendo una función de densidad probabilística de la resistencia, se puede establecer una relación entre el volumen de la muestra y su resistencia. De acuerdo con la función exponencial para la densidad probabilística de la resistencia, propuesta por Weibull, la relación entre la resistencia media en compresión simple, \bar{R}_c , de una probeta y su volumen, V , es dada por

$$\bar{R}_c = (\alpha V)^{-1/m} \left\{ \frac{1}{m} \Gamma \left(\frac{1}{m} \right) \right\} \quad (11.5)$$

I →

en que α y m son constantes características del material y Γ es la función gamma. También se puede establecer que la variancia de la resistencia es igual, en esas condiciones, a

$$\sigma^2 = (\alpha V)^{-2/m} \left\{ \left(\frac{2}{m} \right) \Gamma \left(\frac{2}{m} \right) - \frac{1}{2} \Gamma^2 \left(\frac{1}{m} \right) \right\} \quad (11.6)$$

Con base en las relaciones anteriores se obtiene que el coeficiente

de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras de una misma roca es

D →

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m l}{(1/m l)^2} - 1} \quad (11.7)$$

Este resultado es interesante, pues indica que el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión simple de un lote de muestras es, de acuerdo con la teoría de Weibull, independiente del volumen de la probeta. La experiencia muestra que, por lo menos en ciertos casos (Bernaix, 1967), este coeficiente de variación es efectivamente independiente del volumen de los especímenes probados y, por tanto, constituye un parámetro característico de la roca ensayada, en el sentido de que depende únicamente de m, que es una constante para cada material.

Tomando entonces como valor índice del efecto de escala, el cociente de las resistencias a la compresión simple de probetas de relación de esbeltez 2 y diámetros 1 cm y 6 cm, resulta, de acuerdo con la ec 11.5:

$$\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}} = (216)^{1/m} \quad (11.8)$$

D ← y

$$\frac{\sigma}{\bar{R}_c} = \sqrt{\frac{2/m l}{(1/m l)^2} - 1} \quad (11.9)$$

D ↓

Ambas ecuaciones dependen únicamente del parámetro m y, en consecuencia, no son independientes. En la fig 11.9 se presentan las variaciones de los parámetros $\frac{\bar{R}_c \phi_{10}}{\bar{R}_c \phi_{60}}$ y $\frac{\sigma}{\bar{R}_c}$ en función de m.

figura 11.9

De acuerdo con la ley de Weibull (fig 11.9), a mayor valor de m menor efecto de escala y menor coeficiente de variación de los resultados. En

TABLA 11.2. EFECTO DE ESCALA

Roca	Fisuración	m	$\frac{\bar{R}_c}{R_c}$	$\frac{\bar{R}_c}{R_c} \sqrt{\frac{10}{60}}$	Referencia
Gneiss de Malpasset margen derecha	Microfisuración y macrofisuración muy intensas	5	0.37	2.9	Bernaix (1967)
Gneiss de Malpasset margen izquierda	Microfisuración y macrofisuración intensas	8	0.30	1.9	Bernaix (1967)
Carbón de Duffryn	Surcado de fisuras y debilidades visi bles	9.4	0.29	1.8	Jaeger y Cook (1969)
Caliza fisurada	Microfisuración dé bil. Macrofisura ción intensa	16	0.25	1.4	Bernaix (1967)
Gneiss con biotita y muscovita	Microfisuración me dia	30	0.22	1.2	Bernaix (1967)
Carbón de Barnsley Hards	Macrofracturación nula	17.5	0.19	1.35	Jaeger y Cook (1969)
Caliza de Saint Vaast	Fisuras inexisten tes	∞	0.05	1.00	Bernaix (1967)

otros términos, a mayor grado de fisuración de la roca, mayor efecto de escala y mayor dispersión.

La tendencia mostrada por los resultados experimentales es la misma (fig 11.9). Con estos mismos datos reportados por Bernaix (1967) y Jaeger y Cook (1969), que se obtuvieron ensayando un número grande de probetas, se formó la tabla 11.2.

Aunque la aplicación de la ley de Weibull al caso de las rocas sea conceptualmente discutible (Bernaix, 1967; Hudson, 1958), los resultados obtenidos en pruebas de compresión simple verifican satisfactoriamente esta ley.

El efecto de escala es un factor fundamental para el diseño de los pilares de excavaciones subterráneas. La resistencia a la compresión simple de un pilar de una mina puede ser notablemente inferior a la de corazones de roca de tamaño reducido, si esta se encuentra muy fisurada. La dispersión de los resultados experimentales de pruebas de compresión simple permite orientar la elección del parámetro m que rige la magnitud del factor de escala.

El factor de escala disminuye al aumentar la presión confinante que actúa sobre la muestra, pues induce el cierre de las fisuras preexistentes y, por tanto, pierde importancia el carácter discontinuo de la roca (Habib y Vouille, 1966). Correlativamente, cuando aumenta la presión de confinamiento, disminuye el coeficiente de variación de la resistencia al corte.

La comparación de las resistencias al esfuerzo cortante determinada en el laboratorio, con probetas de dimensiones reducidas, e in situ, en áreas grandes, muestra también que el efecto de escala es tanto más pronunciado cuanto mas acentuado es el carácter discontinuo de la roca.

Por ejemplo, Rocha (1964) muestra que al aumentar el grado de alteración de un granito, o sea al disminuir su carácter de material fisurado, el efecto de escala disminuye (fig 11.10).

figura 1110

En conclusión, y de acuerdo con lo expresado en el inciso 11.1.1, la sensibilidad de una roca así como el factor de escala o la dispersión de su resistencia a la compresión simple, son manifestaciones de una misma realidad: su fisuramiento. En consecuencia, no es raro que estos parámetros no sean independientes. De hecho, se ha establecido (Bernaix, 1967; Habib y Bernaix, 1970) una correlación entre la sensibilidad S , el coeficiente de variación $\frac{\sigma}{R_c}$ y el factor de escala $\frac{R_c \phi_{10}}{R_c \phi_{60}}$: a mayor sensibilidad, mayor dispersión de la resistencia a la compresión simple y mayor factor de escala.

D →

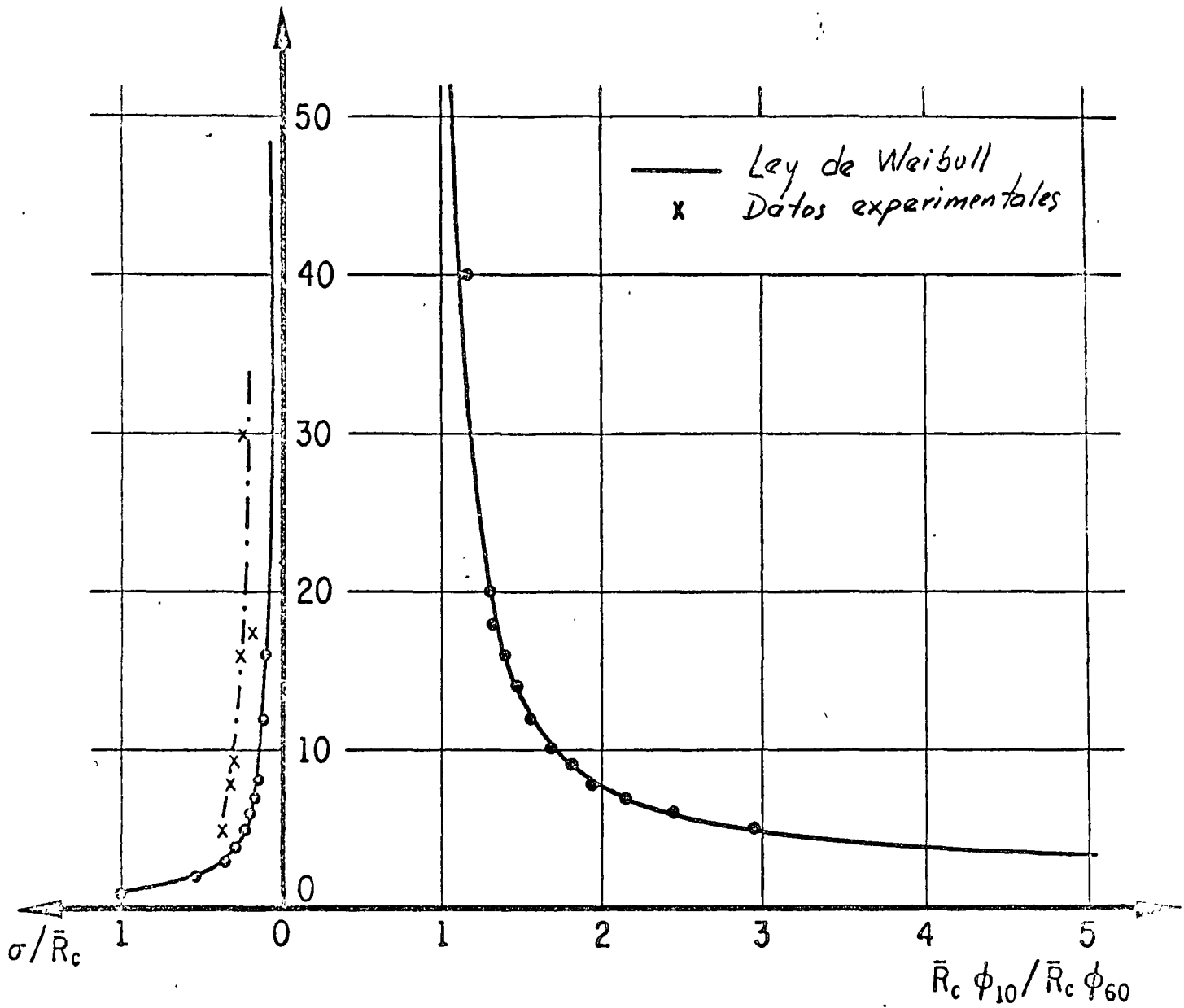


Fig 11.9 Efecto de escala vs dispersión de los resultados de resistencia a la compresión simple.

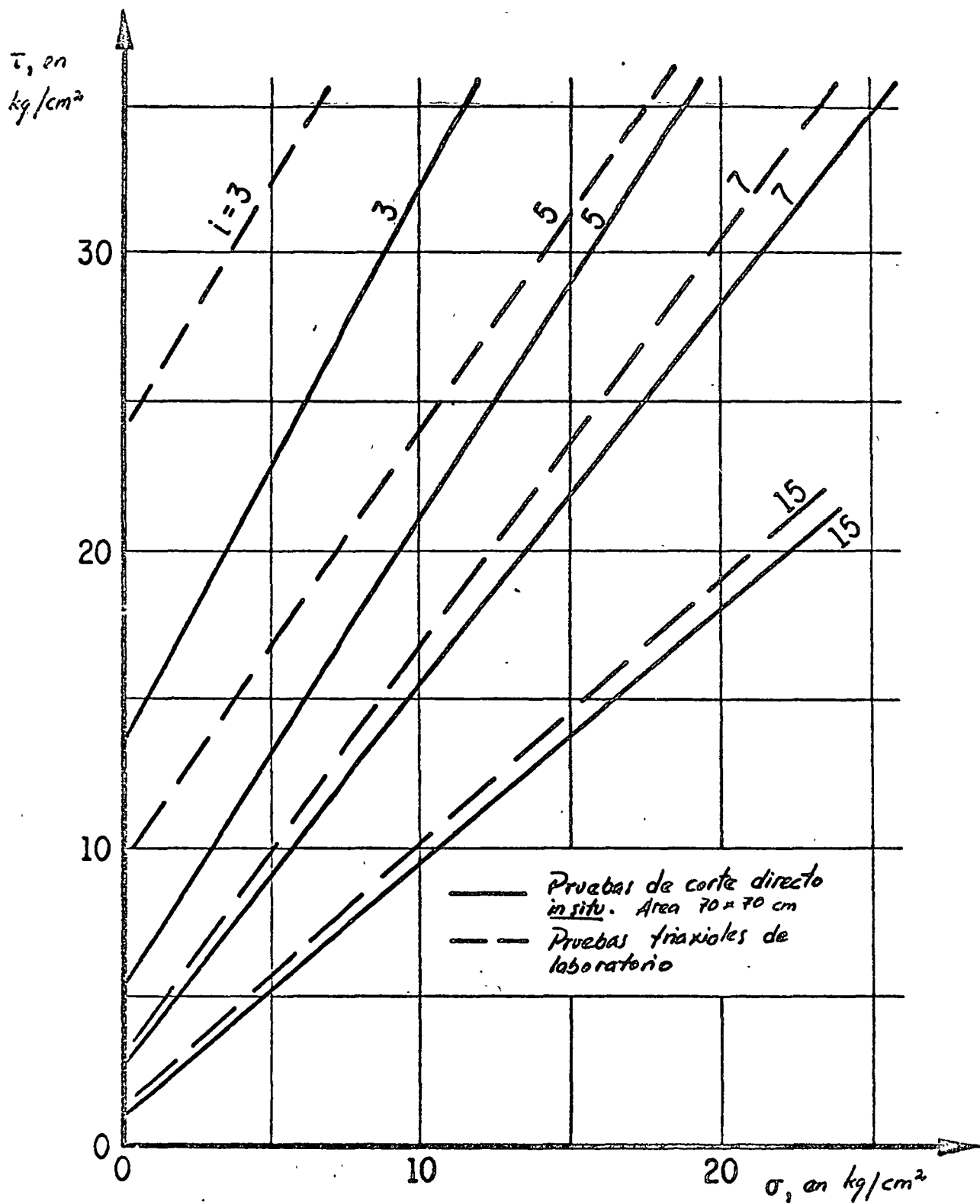


Fig 11.10 Disminución del efecto de escala con el aumento del grado de alteración

(5)

5. PROYECTO Y OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CASA
DE MAQUINAS SUBTERRANEA DE LA PRESA
LA ANGOSTURA, MEXICO

5.1 ~~LA~~ INTRODUCCION

La construcción de la presa La Angostura, a cargo de la Comisión Federal de Electricidad de México, constituye un paso importante para el aprovechamiento del sistema hidrológico Grijalva-Usumacinta, cuyo desarrollo integral permitirá instalar una potencia próxima a los 5000 MW.

Situada en un cañón angosto, esta presa consta de una casa de máquinas subterránea cuyo comportamiento ha sido objeto de numerosos estudios, pruebas de campo y mediciones in situ.

La presente comunicación se aboca esencialmente a la presentación de la mediciones de desplazamientos, efectuadas durante la excavación de esta casa de máquinas, y a su comparación con las predicciones obtenidas mediante el uso del método del elemento finito. Sin embargo, y con el fin de justificar las hipótesis básicas utilizadas durante el análisis numérico de esta estructura, se describirán primero las caracterís

ticas geológicas del sitio.

5. 2x GEOLOGIA

El cañón de La Angostura se localiza a 45 km al sureste de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chis., en el altiplano chiapaneco, limitado al norte por las sierras de Independencia y San Cristobal y al Sur por la Sierra Madre del Sur. Esquematisando las características estructurales y tectónicas de la costa sur de Chiapas, (figura 1), puede dividirse la zona en bloques, limitados por fallas normales, (ref 1). La frontera sur del continente queda muy cercana a una zona de subducción en la que el basamento basáltico del Pacífico, penetra bajo el continente (ref 2).

En el sitio propiamente dicho de la presa, el río Grijalva labra su curso en materiales sedimentarios estratificados, formados por calizas y lutitas que buzán hacia el noreste con un echado variable entre 3 y 12° (figura 2). Las formaciones U₂ y U₃ que afloran en el vaso y la boquilla de la presa están constituidas respectivamente por calizas arcillosas del cretácico superior y calizas finas, arrecifales ó interestratificadas, del cretácico inferior. Las calizas de la formación U₂ no presentan, en general, cavernas de disolución y se pueden considerar, para los fines de almacenamiento, como impermeables. Por el contrario las calizas de la formación U₃ que subyace a la U₂ son altamente permeables en masa, a causa de los numerosos kaists presentes en ellas.

El levantamiento de las fracturas tectónicas, en el sitio de la presa, revela que estas se agrupan en tres familias de rumbos N-S, N 45°E y N 80°E respectivamente (figura

2); los reconocimientos geológicos efectuados, mediante sondeos y socavones, indican que estas fracturas, aún las mas grandes, se cierran rapidamente en profundidad, Además de las tres familias de fracturas mencionadas existen grietas de tensión paralelas a los taludes del cauce; su apertura y número disminuyen al alejarse del talud.

5.3 ~~X~~ PRUEBAS DE MECANICA DE ROCAS

La casa de máquinas subterránea proyectada se localiza en la margen derecha del rio, a 120 metros de profundidad bajo la superficie libre del terreno. A fin de poder analizar, mediante métodos numéricos, el comportamiento de esta excavación de 20 m de ancho, 30 m de alto y 100 m de largo, resultaba necesario determinar, in situ las características de deformabilidad de las formaciones rocosas involucradas (fig 3b) así como la magnitud y dirección de los esfuerzos tectónicos preexistentes. Para cumplir con este requisito se efectuaron en varios sitios, cuya localización aparece en la figura 3a pruebas de relajación de esfuerzos, de gato plano, de placa y de microsísmica. Los resultados que se obtuvieron de estas se presentan a continuación.

5.3.1 Módulos de deformación

En la tabla 1, se presenta un resumen de los valores de los módulos de deformación estáticos y dinámicos obtenidos con pruebas de placa, rígida ó flexible, de gato Goodman y de microsísmica en las calizas de la formación geológica U₂.

Sito	Tipo de prueba	Dirección	Módulo de deformación M, kg/cm ²	Intervalo de esfuerzos aplicados, kg/cm ²	Valor medio de M, en kg/cm ²	Comentarios
Galería de prueba 3	Placa rígida φ = 28 cm	//	14612	0-30	17520	Zona afectada por juntas perpendiculares a los estratos. Las pruebas se efectuaron paralela (//) y normalmente a los estratos (⊥)
		//	8600	0-30		
		//	29340	0-30		
		⊥	63720	0-30	40760	
		⊥	24349	0-30		
		⊥	29083	0-30		
	Placa flexible φ = 1.00 m	⊥	42480	0-30	54100	
		//	54100	0-30		
		⊥	50688	0-30		
	Microsísmica	⊥	38990			
//		170000	0-30	170000		
Galería de prueba 2	Placa rígida φ = 28 cm	//	181602	0-30	130380	Las pruebas se efectuaron paralela (//) y normalmente (⊥) a los estratos
		//	113400	0-30		
		//	113400	0-30		
		//	113130	0-30		
		⊥	66960	0-30	43743	
		⊥	65340	0-30		
		⊥	25447	0-30		
		⊥	15319	0-30		
	⊥	24060	0-30			
	⊥	20520	0-30			
	Placa flexible φ = 1 m	//	165528	0-30	126825	
		//	157864	0-30		
		//	86362	0-30		
		//	87553	0-30		
		⊥	79785	0-30	55980	
		⊥	32171	0-30		
	Gato Goodman	//	43000	0-30	57500	
		//	65000	0-30		
		//	61000	0-30		
		//	68000	0-30		
//		51000	0-30			
//		57000	0-30			
⊥		50000	0-30	49000		
⊥		48000	0-30			
Microsísmica	//	190000		190000		
	⊥	150000		150000		

Es notable la satisfactoria concordancia entre los valores de los módulos estáticos medidos en sentido normal a los estratos, sea cual sea el método de medición utilizado, y en ambas galerías de prueba. Los módulos de deformación en sentido paralelo a los estratos es muy variable; en particular, en la galería 3 próxima a una zona afectada por fracturas verticales, los módulos de deformación en sentido horizontal son reducidos mientras que, en la galería 2 excavada en una zona sana estos módulos son grandes. También cabe notar el valor reducido de los módulos determinados en sentido horizontal con el gato Goodman y en la galería de prueba 2. Una posible explicación a este dato es la presencia de esfuerzos tectónicos horizontales y en dirección normal al eje del sondeo utilizado para las mediciones (cf inciso 3.2), esfuerzos que pueden ocasionar grietas horizontales de tensión en la roca aledaña al sondeo.

De acuerdo con los datos proporcionados por el estudio geofísico, la frecuencia de las ondas transversales varía, para las mediciones en sentido horizontal entre 280 y 340 hertz siendo de 320 hertz la dominante, y entre 220 y 260 hertz con dominante de 250 hertz para el caso de la medición en sentido vertical. Esta diferencia en la frecuencia de las ondas transversales, de acuerdo con su sentido de propagación señala el carácter anisotrópico de la formación rocosa involucrada. Al aplicar la correlación establecida experimentalmente (ref 3) entre las frecuencias de las ondas transversales que transitan por un macizo rocoso y sus módulos estáticos de deformación, estos resultan iguales, en sentido vertical y hori

zontal, a 50.000 y 90.000 kg/cm² respectivamente. Estos valores coinciden satisfactoriamente con los arrojados por las pruebas estáticas de carga efectuadas en las calizas de la formación U2.

En el laboratorio, se realizaron pruebas en numerosas muestras de los barrenos CM1, CM2 y CM3 ubicados en la cercanía de la futura casa de máquinas (ref 4). En la tabla 2, se presentan los valores medios, desviaciones estándar y coeficientes de variación de la porosidad, resistencia a la compresión simple, resistencia a la tensión en prueba brasileña, y módulo de deformación al 50% de la carga de ruptura en una prueba de compresión simple. Los coeficientes de variación de los módulos de deformación son elevados tanto para las calizas de la formación U2 como para las de la U3.

Para elegir los valores de los módulos de deformación de las calizas de las formaciones U2 y U3, que se integrarían en el análisis numérico de la estabilidad de esta casa de máquinas, se utilizaron los resultados de las anteriormente mencionadas pruebas de laboratorio y de campo. En la tabla 3 se proporcionan los valores de los módulos de deformación y de las relaciones de Poisson elegidos para las diversas formaciones rocosas afectadas durante la excavación.

5.3.2 Estado de esfuerzos tectónicos

En los sitios de prueba, cuya localización aparece en la figura 3a, se realizaron también pruebas de relajación de esfuerzos y de gato plano con objeto de conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos tectónicos preexistentes a la excavación.

Tabla 2. Resultados de las pruebas de laboratorio. Calizas de las formaciones U2 y U3.

Concepto	Unidad	Barreno CM-1				Barreno CM-2				Barreno CM-3			
		n	\bar{x}	σ	V%	n	\bar{x}	σ	V%	n	\bar{x}	σ	V%
Porosidad	U2	44	14.1	9.1	64.6	62	10.7	2.6	24.6	75	13.7	5.7	41.8
	U3	38	22.8	5.0	21.9	33	15.4	2.7	17.8	23	22.6	6.3	27.7
Resistencia a la comp.simple	U2	55	404	95.5	23.6	56	405	126.6	31.2	65	420.0	156.7	37.3
	U3	51	202	78.6	38.8	42	280	119.2	42.5	19	288.5	71.5	24.8
Resistencia a la tensión, R_t	U2	23	32.4	46.4	69.8	15	38.4	11.5	30.1	27	36.9	15.3	41.5
	U3	20	22.9	10.7	46.6	7	20.1	4.6	22.7	10	23.5	8.2	34.7
Módulo de deformación M	U2	27	166.30	59.3	35.6	38	191.7	111.6	58.2	38	157.7	92.2	58.4
	U3	29	126.5	46.7	36.9	21	119.9	33.7	28.1	11	119.6	56.5	47.3

n: número de muestras probadas

\bar{x} : media

σ : desviación estándar

V%: coeficiente de variación

La porosidad se expresa en porcentaje, los módulos de deformación en ton/cm² y las resistencias en kg/cm².

Tabla 3. Módulos de deformación y relaciones de Poisson elegidos para el cálculo.

Formación	Roca	Material N°	E // (1) ton/cm ²	v // (1)	E ⊥ (2) ton/cm ²	v (2) ⊥
U2	Caliza	1	135	0.20	80	0.34
	Lutita	2	0.40	0.40	0.40	0.40
	Caliza	3	135	0.20	125	0.21
U3	Lutita	4	0.40	0.40	0.40	0.40
	Caliza	5	105	0.25	65	0.40

(1) E // , v // : módulo de deformación y relación de Poisson de la roca en sentido paralelo a los planos de sedimentación

(2) E ⊥ , v ⊥ : módulo de deformación y relación de Poisson de la roca en sentido normal a los planos de sedimentación

Para cada una de las 9 pruebas de relajación de esfuerzos que se efectuaron en las paredes laterales de la galería de pruebas N° 2, se calcularon los valores de los esfuerzos actuantes, normal vertical n_y , normal horizontal n_x , y cortante t_{xy} ; suponiendo que la caliza es transversalmente isótropa con respecto a un eje de simetría vertical, resultó que los valores medios \bar{n}_x , \bar{n}_y , y \bar{t}_{xy} de estos esfuerzos valen:

$$\bar{n}_x = 102 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{n}_y = 71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t}_{xy} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos medidos en las paredes de la galería N°2 provienen de la superposición de dos estados de esfuerzos, uno el debido a peso propio, otro el resultante del tectónismo local. Para determinar la magnitud de los esfuerzos tectónicos fue necesario, por tanto, restar de los esfuerzos medidos, los debidos a peso propio. Estos últimos se valoraron, utilizando el análisis de las concentraciones de esfuerzos generadas por efecto del peso propio en el contorno de un tunel circular embebido en un medio semi infinito y transversalmente isotrópico (ref 5). Se obtuvieron en esa forma, los siguientes valores de los esfuerzos tectónicos.

$$\begin{aligned} (n_x)_{\text{tect}} &\approx 80 \text{ kg/cm}^2 \\ (n_y)_{\text{tect}} &\approx 0 \\ (t_{xy})_{\text{tect}} &\approx 0 \end{aligned}$$

Las pruebas de relajación de esfuerzos mostraron, por tanto la existencia de una compresión horizontal de 80,kg/cm² paralela al rio Grijalva; este resultado fue posteriormente confirmado mediante pruebas de gato plano.

En la margen derecha del sitio de la presa, las familias 1 y 2 de discontinuidades geológicas (fig 2) son simétricas con respecto a la dirección del rio y forman entre sí un ángulo de 35°. Tomando en cuenta los resultados de las mediciones de esfuerzos tectónicos, puede inferirse que ambas familias de discontinuidades constituyen fallas transversas correspondientes a un esfuerzo principal máximo horizontal y paralelo al rio aunado a un esfuerzo principal mínimo horizontal y normal al rio.

Finalmente la existencia de un esfuerzo tectóni-

co normal de compresión en la zona bajo estudio debe relacionarse con la acción de la muy cercana zona de subducción, que constituye la frontera entre la placa tectónica Cocos y el bloque continental.

5.4. ANALISIS NUMERICO Y OBSERVACIONES IN SITU

5.4.1 Hipótesis básicas del cálculo

La excavación de esta casa de máquinas subterránea se estudió utilizando el método del elemento finito. Se eligieron inicialmente dos posibilidades, en lo relativo al comportamiento mecánico de la masa rocosa; en la primera, se admitió un comportamiento elástico lineal de la roca y en la segunda se supuso que la roca no resistía a esfuerzos de tensión. Además, en ambos casos, se consideró que el macizo rocoso era transversalmente isotrópico, que los módulos de deformación representativos eran los presentados en la tabla 3, y que actuaba sobre el macizo un esfuerzo normal tectónico paralelo al río y de 80 kg/cm². Debido a que la longitud de la excavación es igual a 5 veces su ancho, se aceptó que el problema era bidimensional y que, en el plano central normal al eje de simetría de la casa de máquinas, el estado de deformaciones era plano. Las fronteras de la zona analizada están construidas por la superficie libre del terreno, un plano horizontal localizado a 160 m por debajo del piso de la casa de máquinas y dos planos verticales, situados a ambos lados de las paredes verticales de la excavación y a 125 m de distancia de estas. El área, así limitada, se dividió en 514 elementos triangulares con 270 nudos.

Se consideraron tres etapas sucesivas de excavación: 1) excavación de la bóveda, hasta la elevación 436.00,

2) hasta la elevación 424.00, 3) hasta el piso, localizado a la elevación 414.00.

5.4.2 Esfuerzos

En la figura 4 se presenta la distribución de esfuerzos principales, en el contorno de la casa de máquinas y al concluir la excavación, obtenida suponiendo un comportamiento elástico lineal de la roca. De hecho, en este caso, la magnitud, dirección, y signo de los esfuerzos principales calculados se revelaron independientes del comportamiento mecánico supuesto para el macizo rocoso. No es de extrañar este hecho, pues los esfuerzos de tensión calculados, suponiendo que la masa rocosa es elástica lineal, son reducidos por lo cual era de esperar que el proceso de relajación de esos esfuerzos de tensión no modificara apreciablemente el resultado inicial.

Es notable la extensión de las zonas de tensión sombreadas en la figura 4, y localizadas en la cercanía de las paredes verticales de la excavación. En la parte central de la Bóveda, los esfuerzos de compresión son grandes, próximos a la resistencia a la compresión simple de las muestras de roca, igual a 410 kg/cm^2 en promedio para la formación U2. También se presentan concentraciones de esfuerzos de compresión por debajo del piso de la excavación.

A raíz de este análisis, se recomendó la colocación de anclas de 15 m de longitud en la bóveda y en las paredes verticales de la excavación, al tres bolillo y según hileras distantes entre sí de 2.5 m en la dirección vertical y de 5 m según la dirección horizontal. Como se comprobó analíticamente, la carga de 10 toneladas impuesta por cada una de estas anclas a la roca, no mo

difica apreciablemente la magnitud de los esfuerzos en el contorno de la excavación. Sin embargo estas anclas son útiles para evitar los caídos de bloques delimitados por grietas de tensión. La excavación de la casa de máquinas, hoy día concluída, se pudo efectuar en estas condiciones sin problemas ni demoras.

5.4.3 Desplazamientos medidos y calculados

A fin de comprobar los resultados numéricos del análisis efectuado, se instalaron, antes de proceder a la excavación numerosos aparatos de medición de los desplazamientos. En la figura 3 se muestra la localización de los inclinómetros digitil (tipo Slope Indicator), de los extensómetros longitudinales (tipo Comisión Federal de Electricidad de México) y de los extensómetros transversales (tipo Slope Indicator), instalados a partir de tres galerías normales al eje de simetría de la casa de máquinas y localizadas a 12 m por encima de la clave de la bóveda.

Como se señaló anteriormente, el análisis numérico se efectuó considerando en un caso un comportamiento elástico lineal de la masa rocosa y en otro que la resistencia a la tensión de la roca era nula. Los desplazamientos calculados con ambas hipótesis son muy semejantes, como se puede apreciar por ejemplo en la figura 10, por lo cual y en lo sucesivo se comparan únicamente los desplazamientos observados y calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal en la masa rocosa.

En la figura 5 se presentan los desplazamientos verticales observados y calculados al finalizar la primera etapa de excavación, tomando como referencia los extremos de los extensómetros longitudinales localizados en la galería de ins-

trumentación N°2, con objeto de eliminar los errores introducidos por la nivelación directa de estos extremos. La correlación entre resultados de la observación y del cálculo es aceptable.

Así mismo, en las figuras 6,7 y 8 se muestran los desplazamientos horizontales observados y calculados, al progresar la excavación de la elevación 424.00 a la elevación 414.00. En estas figuras, tanto los desplazamientos horizontales calculados como los observados se valoraron tomando como referencia fija la línea ideal que une los extremos de los inclinómetros, a fin de eliminar las incertidumbres relativas al movimiento absoluto de estos extremos. Los desplazamientos horizontales totales calculados y observados al finalizar la excavación se presentan, siguiendo el mismo criterio, en las figuras 9 y 10

5. 4.4 Discusión

En términos generales los desplazamientos calculados exceden a los observados, siendo del orden de 2 la relación entre estas magnitudes. Para los casos analizados en las referencias 6,7 y 8 el cociente de los desplazamientos calculados entre los observados varía así mismo entre 3 y 6 . Las discrepancias entre el calculo y la observación son pues notables y sus causas son variadas.

En el caso de la excavación de la casa de máquinas de la presa La Angostura, se estima que las causas fundamentales de discrepancia son cuatro:

- a) Se ha supuesto, al efectuar el cálculo, un estado plano de deformaciones. De hecho el problema no es estrictamente bidimensional, tanto más si se toma en cuenta que la excavación de la casa de máquinas propiamente dicha fue posterior a la de

los pozos de oscilación (de 13 m de diámetro y cuyos ejes quedaron localizados a 28 m del paramento de la casa de máquinas) Esta excavación previa de los pozos de oscilación, implica una modificación del estado inicial de esfuerzos en el contorno de la futura casa de máquinas, modificación que no se consideró en el cálculo.

b) Se ha supuesto un comportamiento elástico lineal de las masas rocosas involucradas aunque su comportamiento real es de tipo viscoso. Se ha notado, en efecto, que a pesar de haberse terminado la excavación de la casa de máquinas en Junio de 1972, los desplazamientos observados siguen aumentando; en particular, los extensómetros transversales 7 y 8 han registrado, de Junio de 1972 a Enero de 1973, un desplazamiento diferido igual al 20% del desplazamiento reportado en Junio de 1972. Así mismo, en la figura 11, se presentan los resultados de las mediciones de desplazamientos efectuadas con el extensómetro longitudinal N°1 en el túnel N° 1 de desvío, localizado en la margen izquierda. Puede apreciarse en esta, la importancia de las deformaciones diferidas en la caliza de la formación U2.

La comparación entre desplazamientos calculados, y observados a corto plazo, hubiera resultado excelente, de haberse adoptado en los cálculos el módulo dinámico de deformación de campo, poco sensible a las características viscosas del material. Pero al tomar, para el cálculo numérico de los desplazamientos, un módulo basado en las pruebas estáticas de campo se ha optado, implícitamente, por considerar una deformabilidad de la masa rocosa afectada por su comportamiento viscoso. He aquí, en parte, la explicación de la discrepancia entre los movimientos

medidos a corto plazo y los calculados.

c) Los coeficientes de variación de los módulos de deformación determinado en el laboratorio (tabla 2) son grandes. Suponiendo que este resultado es también válido para los módulos de campo, resulta que la deformabilidad de la masa rocosa es muy variable, aún dentro de una misma formación geológica, y la elección de un módulo de deformación medio, representativo de su comportamiento, es delicada pues el número de pruebas de campo es reducido.

d) El método de excavación con explosivos provoca un incremento transitorio de los esfuerzos normales actuantes sobre la masa de roca aledaña al paramento de la casa de máquinas, el cual induce a su vez deformaciones plásticas que, desde luego, no han sido tomadas en cuenta en el cálculo numérico. Cabe recalcar que estos desplazamientos irreversibles pueden ser grandes; en apoyo a esta afirmación, se muestra en la figura 12, el desplazamiento de 6 mm, inducido en el inclinómetro 15 por el precorte, en la margen del canal derecho del vertedor de esta misma obra. Siendo del orden de 6mm la discrepancia máxima entre desplazamientos calculados y observados en la casa de máquinas, es obvio que esta puede deberse en gran parte al método de construcción.

5.5. CONCLUSIONES

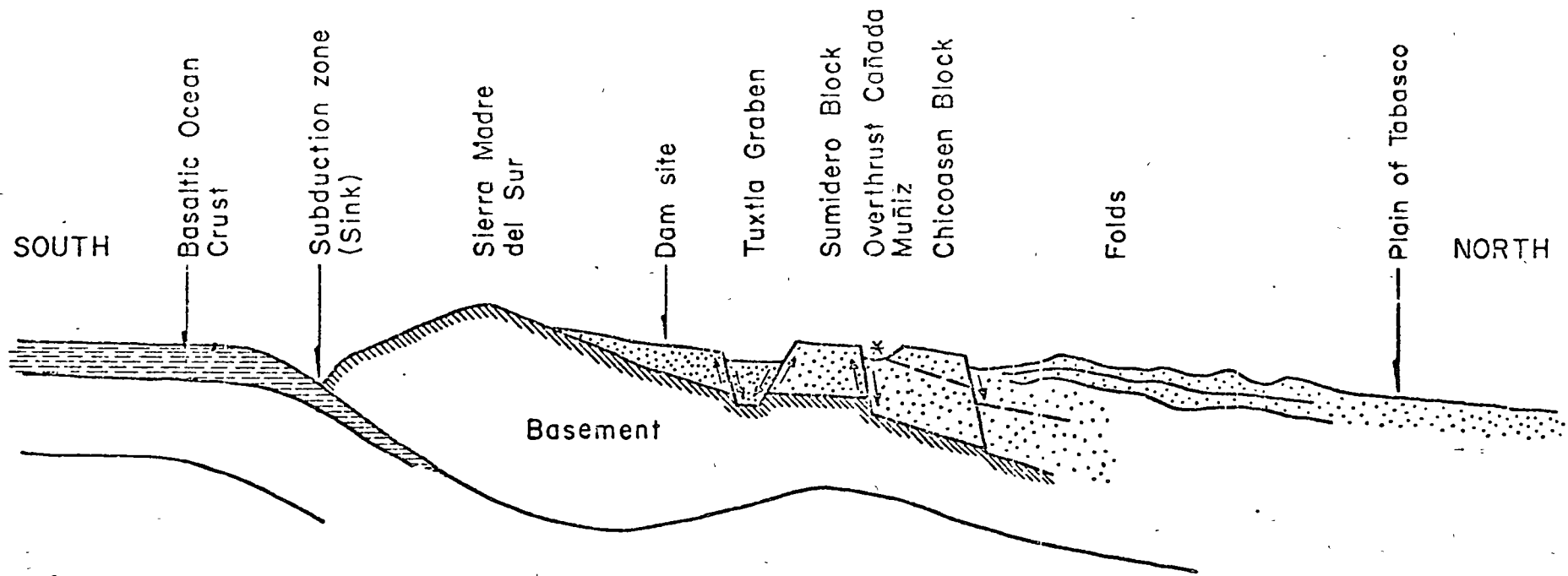
En esta comunicación se ha presentado y discutido la comparación entre las mediciones de campo y los resultados del análisis con elementos finitos de la excavación de la casa de máquinas de la presa La Angostura.

Se ha tratado de justificar, además la, selección de las propiedades mecánicas y de las condiciones de fron-

tera del problema, con base en los estudios de campo y de laboratorio efectuados.

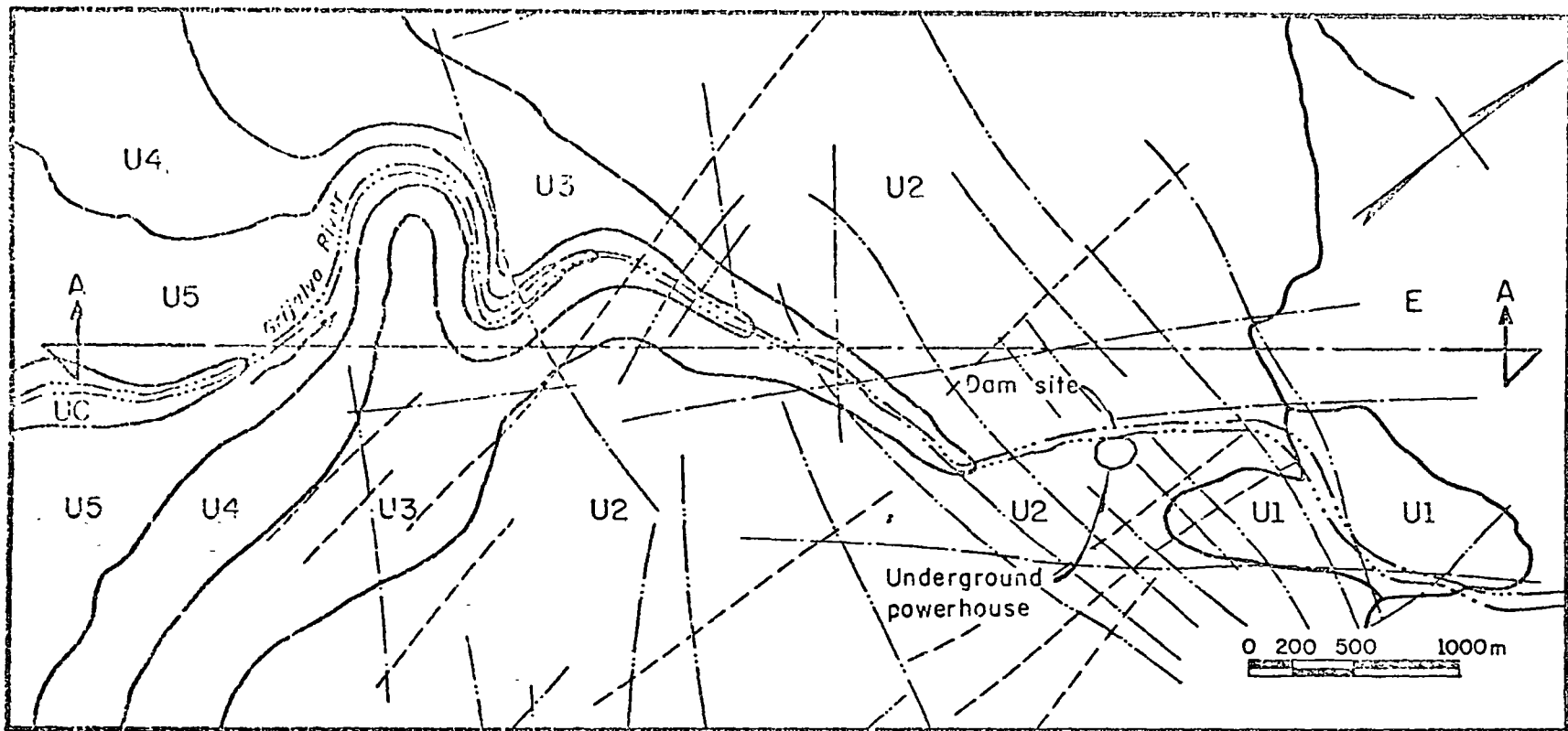
Este estudio muestra en particular cuán delicada es la selección de las características de deformabilidad de la masa rocosa involucrada, aún contando con numerosas pruebas de campo y de laboratorio. Si se considera que el módulo dinámico de campo es representativo de las condiciones de deformación a corto plazo, la comparación entre mediciones y cálculos es excelente; al adoptar en los cálculos el módulo de deformación arrojado por las pruebas de placa, resulta que los desplazamientos calculados son del orden del doble de los medidos a corto plazo. ¿Resultará válido, en la mayoría de los casos de excavaciones, utilizar para predicción a corto plazo el módulo dinámico de campo, en la medida en que se genera una descarga en el macizo?. Para contestar a esta pregunta, será preciso contar en el futuro con numerosos casos de experiencia, en los que se precisarán con detalle los valores de los módulos estáticos y dinámicos de campo y de laboratorio, de los esfuerzos tectónicos actuantes, la variación con el tiempo de los desplazamientos observados, así como una ponderación de los efectos del método de excavación utilizado que, como lo hemos mostrado en este caso particular, pueden ser importantes.

Sea considerado el análisis de ese ejemplo como una contribución al logro de este objetivo.

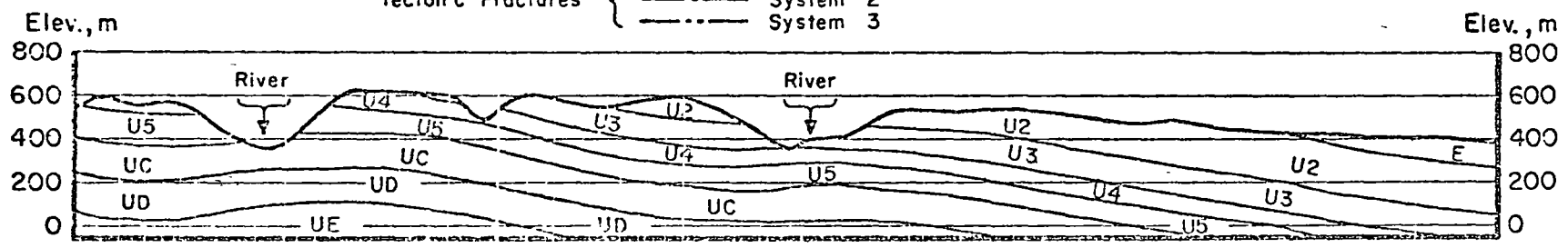


Note: In the eastern prolongation of the Sumidero Block Plio-Pleistocene volcanics occur, probably linked to the subduction of the Pacific Plate in the Mesoamerica trench

Fig No 1



Tectonic Fractures {
 System 1 (dashed line)
 System 2 (dash-dot line)
 System 3 (dotted line)



SECTION A-A

- | | |
|--|--|
| E, Shales with thin strata of calcareous sandstone | U5, Limestone, with thin stratification |
| U1, Pure Limestones, with karsts, without stratification | UC, Pure Limestone, without stratification |
| U2, Clayey limestones | UD, Karstic Limestone |
| U3, Limestone, interstratified | UE, Clayey Limestone |
| U4, Limestone, with some clay | |

Fig. 2

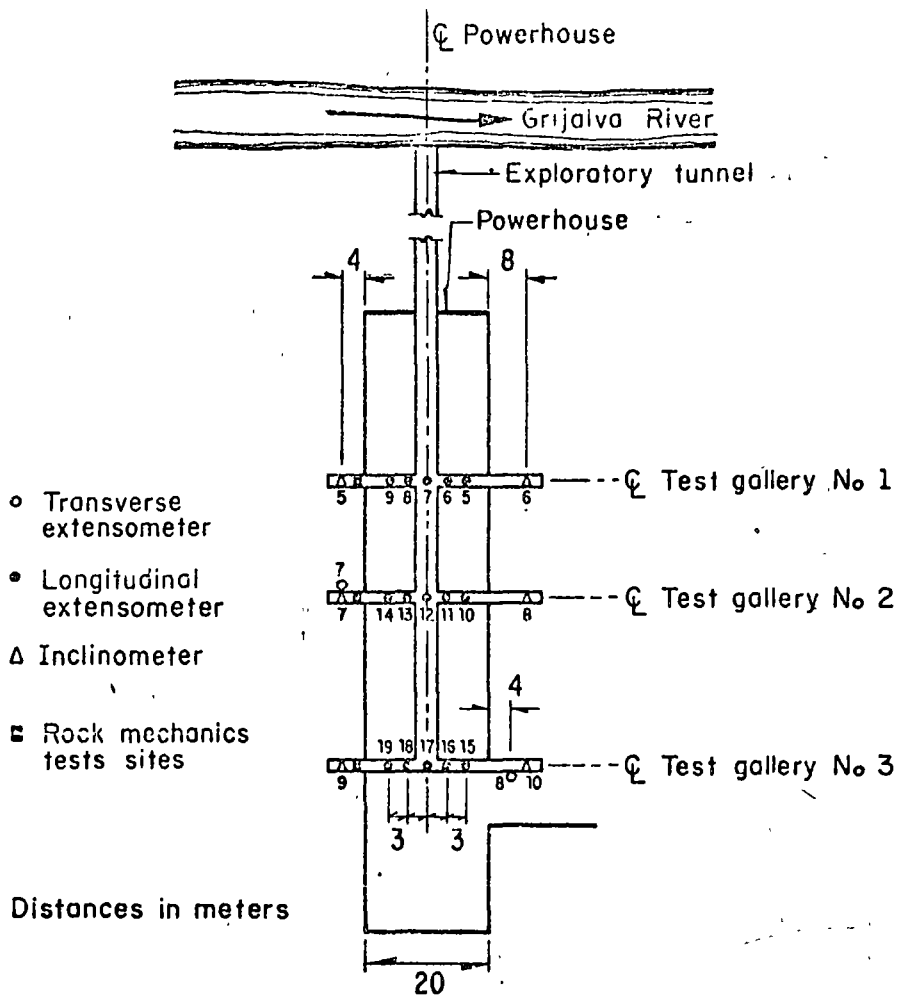
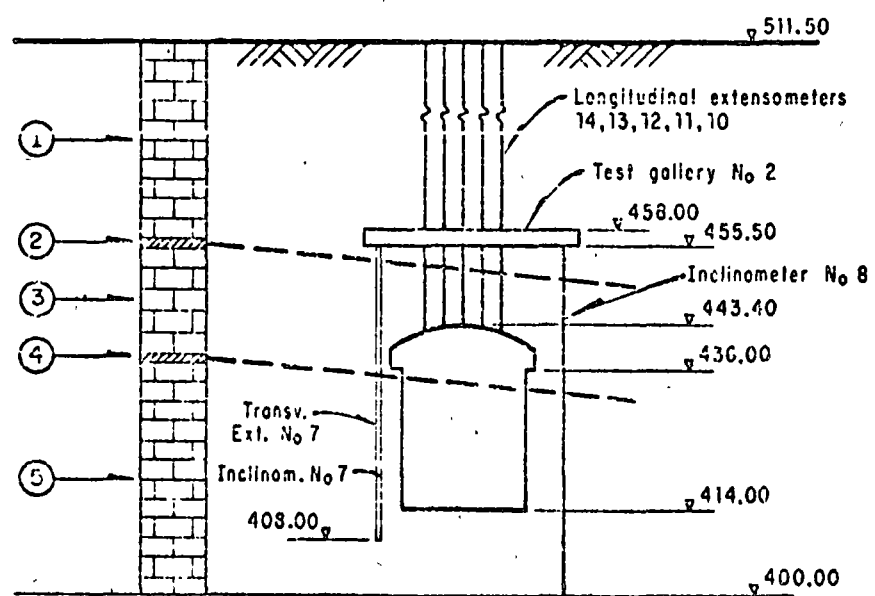


Fig 3a



- ① U2 Limestone Material No. 1
- ② U2 Shale Material No. 2
- ③ U2 Limestone Material No. 3
- ④ U3 Shale Material No. 4
- ⑤ U3 Limestone Material No. 5

Fig 3b

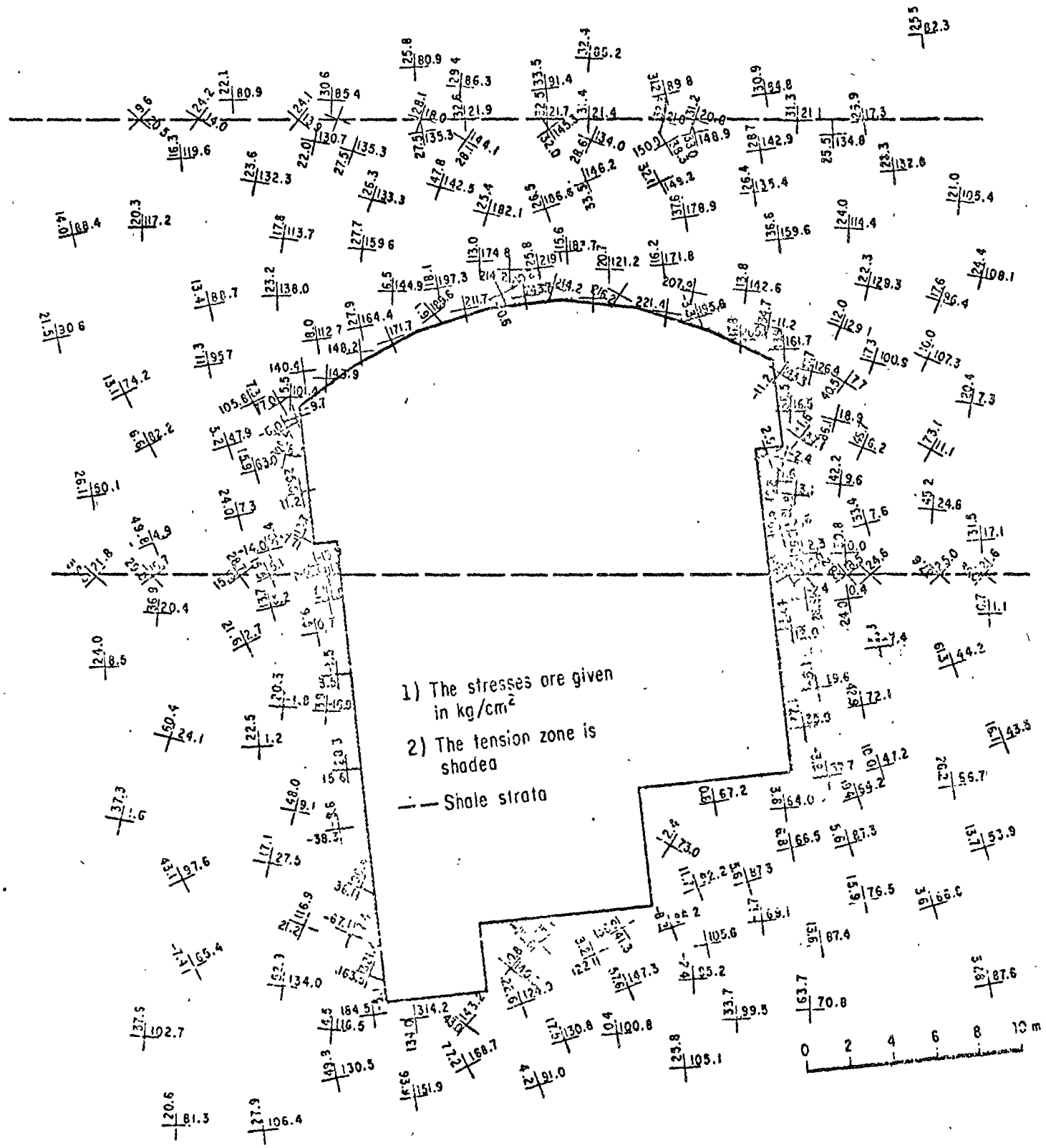


Fig 4

Note The displacements are given in mm. Those calculated are written at the left and those measured, at the right!
 The negative values indicate displacements towards the powerhouse

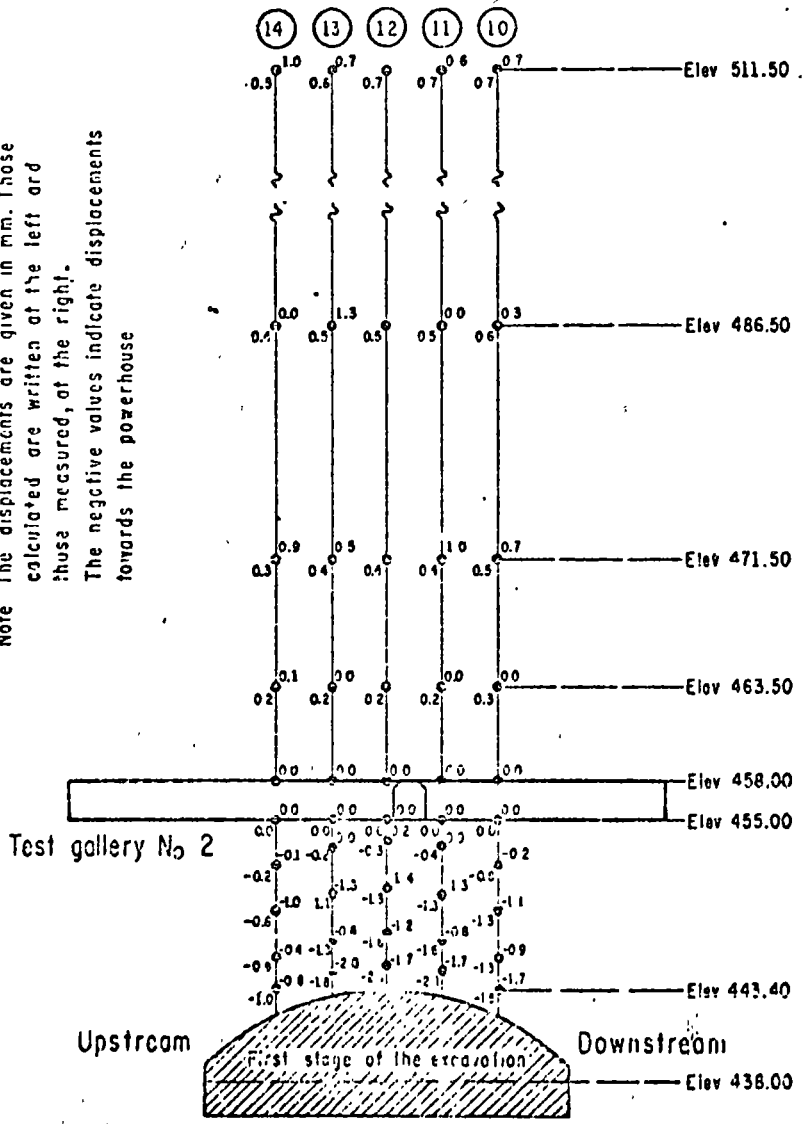


Fig 5

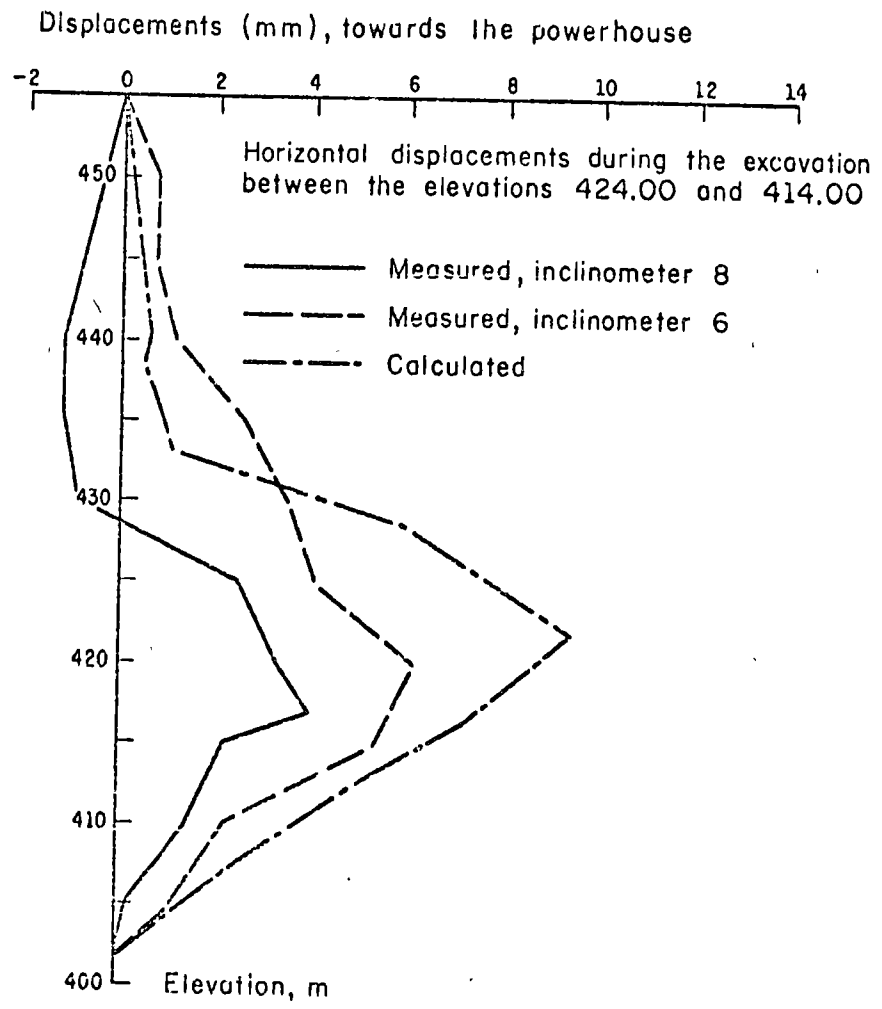


Fig 6

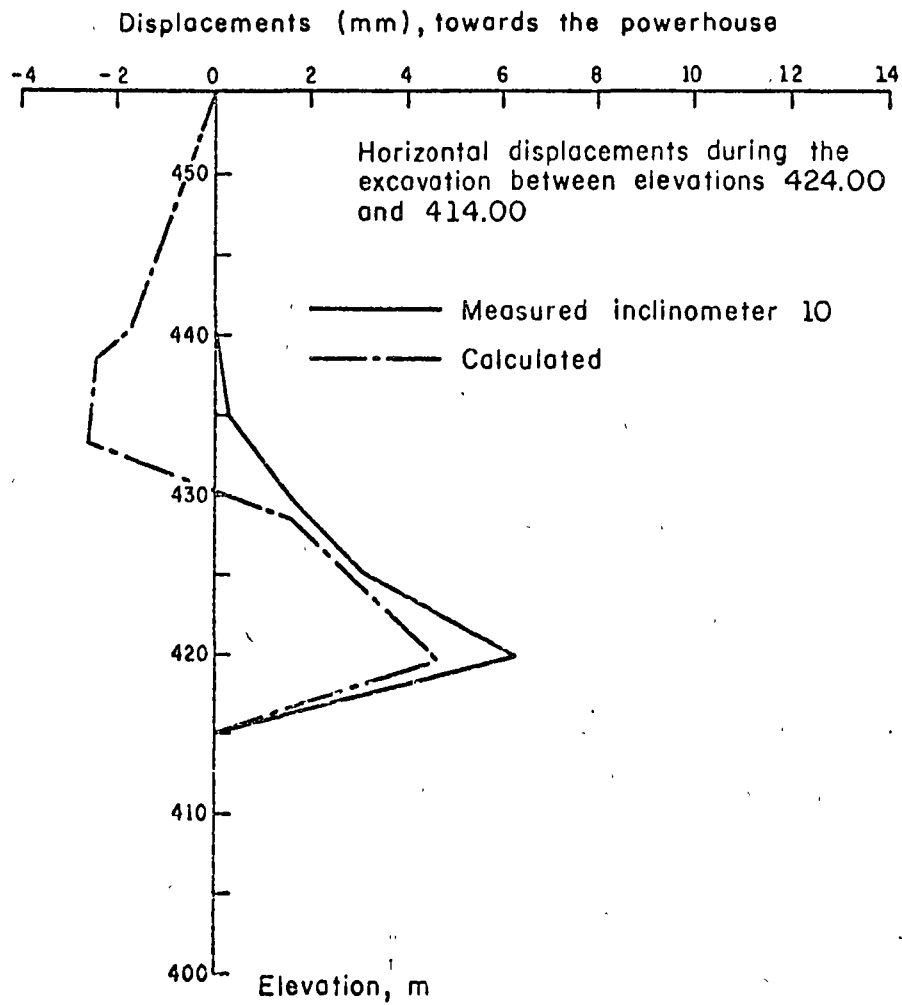


Fig 7

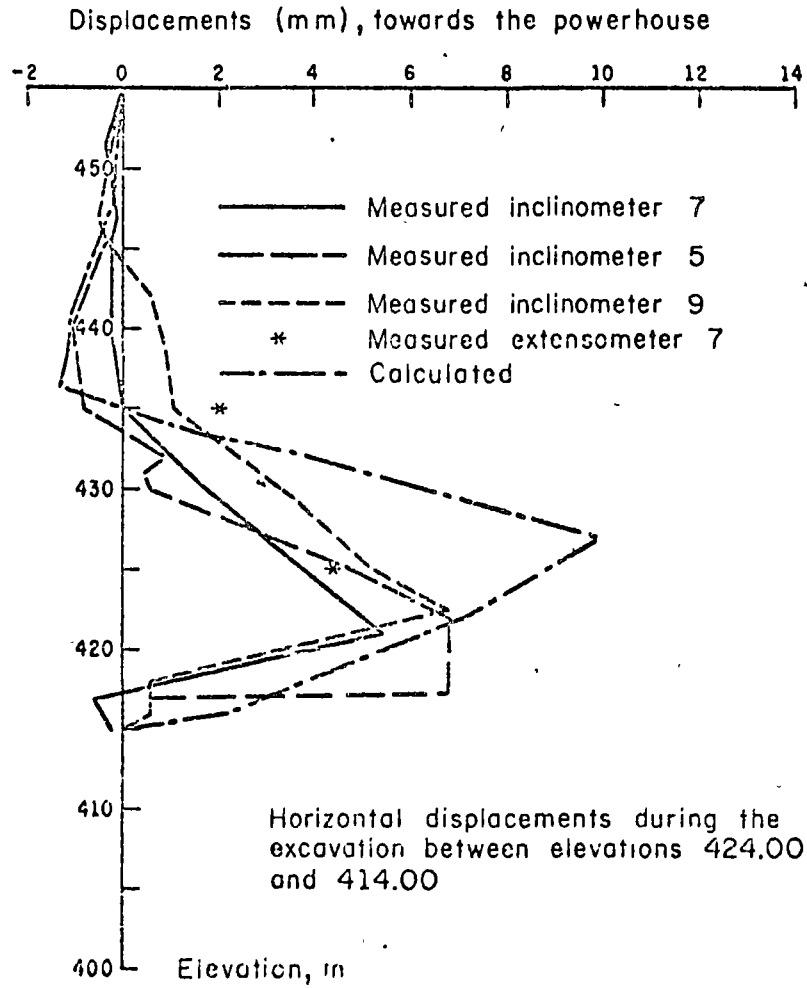


Fig 8

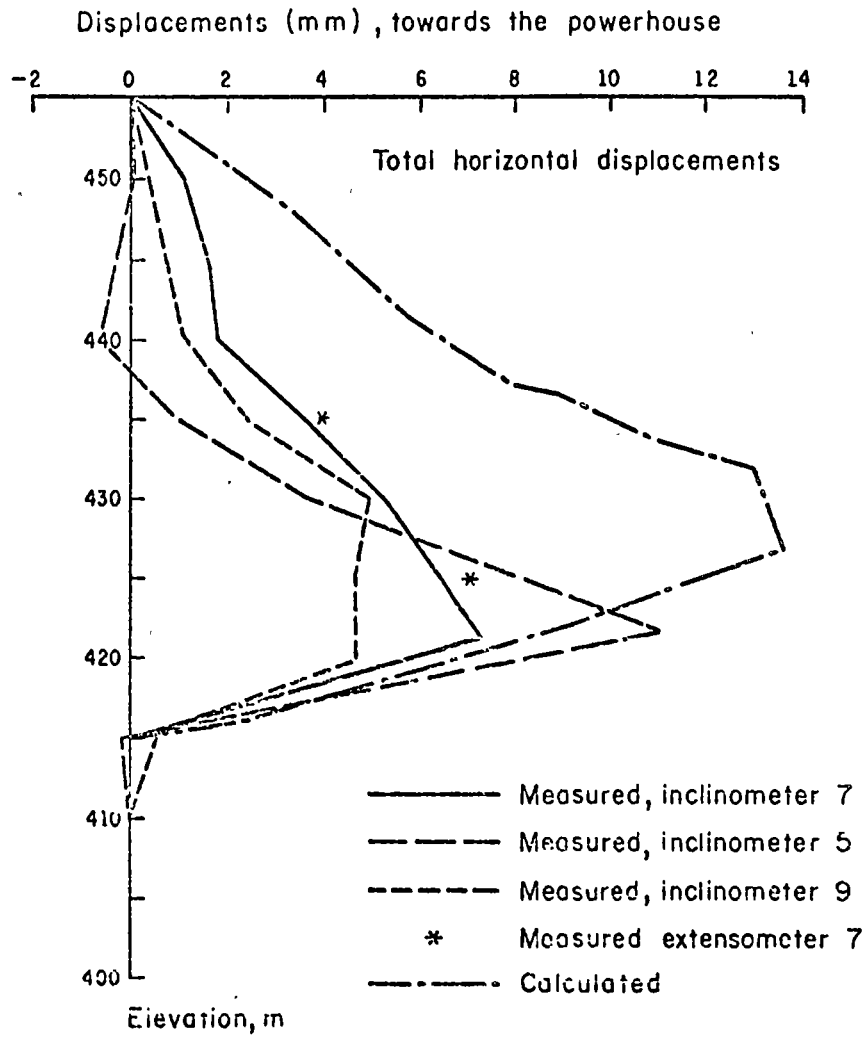


Fig 9

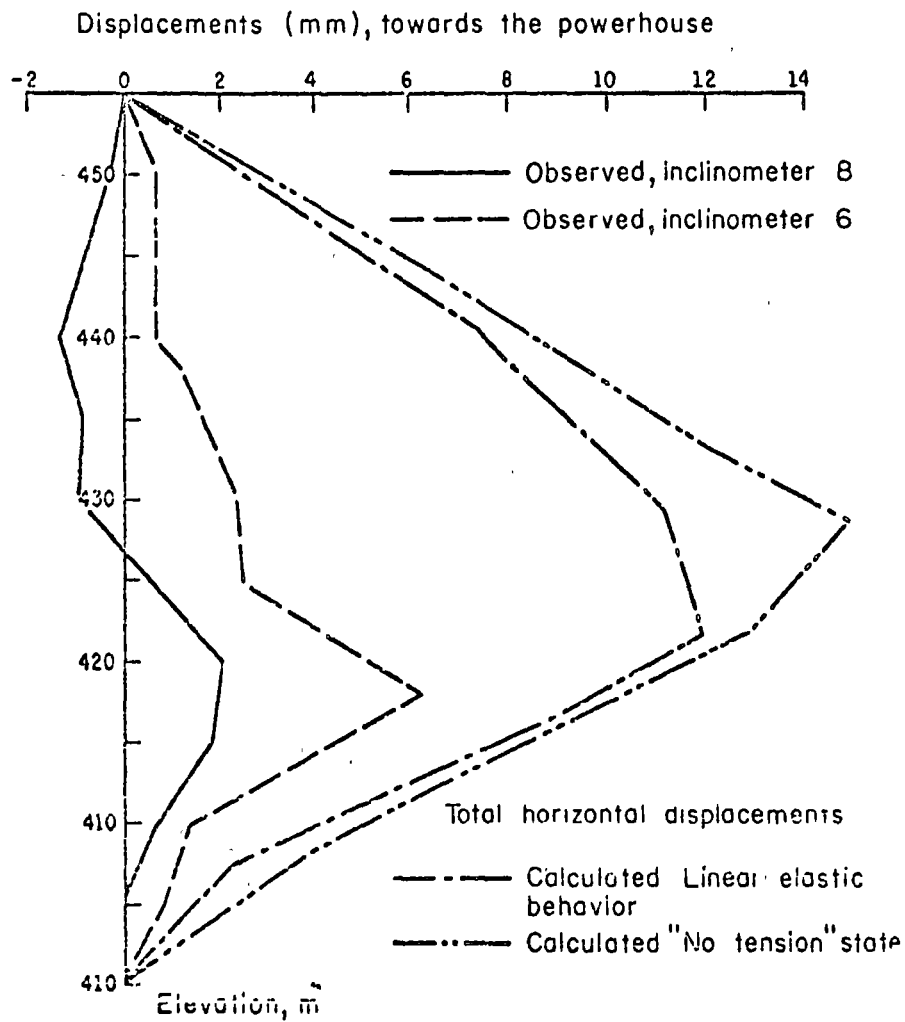


Fig 10

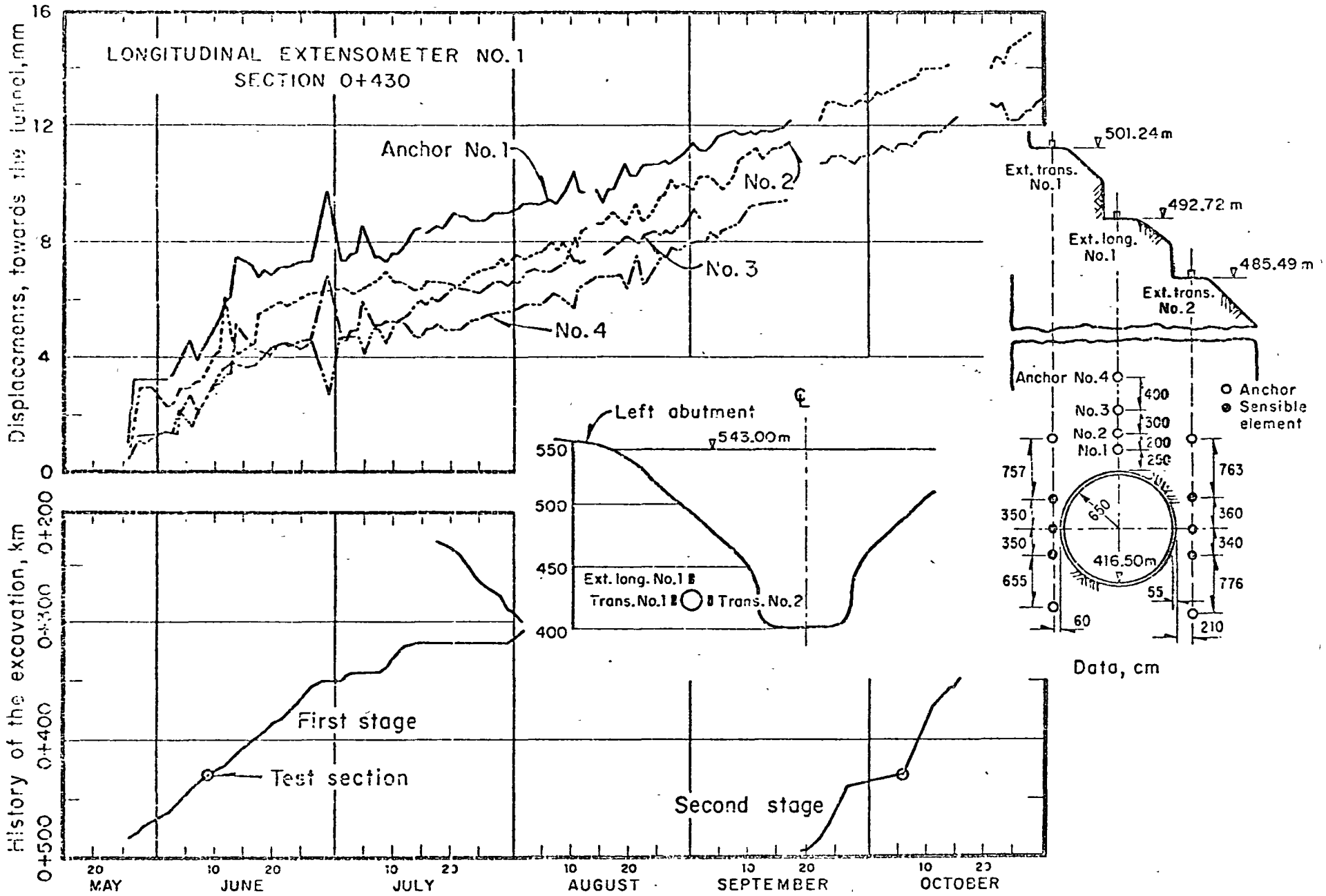


Fig 11 Desplazamiento en la clave, en función del tiempo. Túnel de desvío No. 1

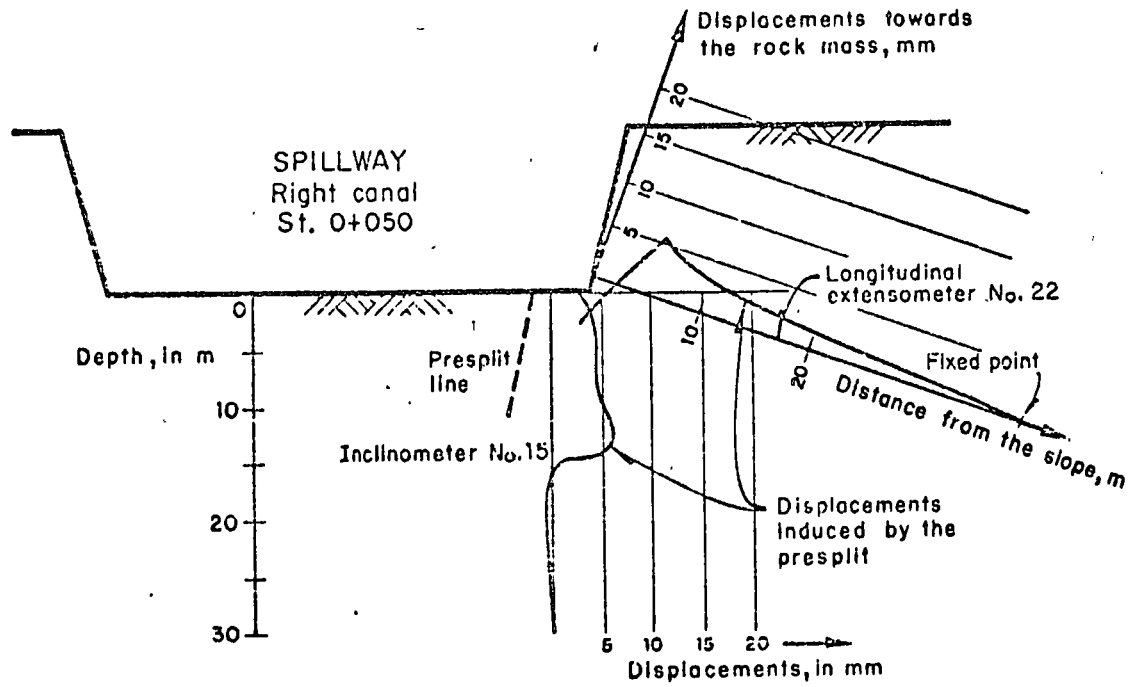


Fig 12 Desplazamientos inducidos por el precorte

6. Deslizamiento rotacional de un talud. Es común el caso de los deslizamientos de traslación en las formaciones sedimentarias que buzcan hacia el talud. Por lo contrario, cuando los estratos buzcan hacia el interior de la masa rocosa y han sufrido rotura por plegamiento, la superficie de falla es circular. Es ilustrativo de este tipo de falla el siguiente caso de un talud en la carretera México-Acapulco, que corta la Serie del Balsas. Durante la construcción, al alcanzar una altura de 40 m con un talud de ~~0.25:1~~^{0.25:1}, se

Cero, C, en la parte afectada por el movimiento. Mediante determinaciones topográficas, las tres coordenadas de C respecto a las referencias A y B fueron registradas periódicamente. Dos de las series de curvas así obtenidas aparecen en la fig 16.15, junto con la evolución del embalse en el mismo periodo. Es notorio que al subir el nivel del agua, se incrementan los movimientos en la parte alta de la falla. Los desplazamientos verticales fueron del orden de 30 cm durante el llenado, pero continuaron presentándose cuando el nivel del agua se mantenía en la elev 740. (.) Una perturbación más atenuada ocurrió durante el año 1965, al parecer tendiendo a la estabilización del talud.

→ *ENTRA [FIG 16.15]*

Se utilizaron tres inclinómetros del tipo desarrollado por Slope Indicator Co. Su objetivo principal era, en este caso, localizar la superficie de falla. Las gráficas de la fig 16.16 presentan diferencias de lecturas realizadas con inclinómetro a distintas elevaciones, proporcionales a las deflexiones del tubo que guía al aparato medidor. En el instrumento SR-1 y en la dirección del deslizamiento se registraron desplazamientos apreciables a las elev 740 y 720; en la dirección normal, los movimientos importantes ocurren a las mismas elevaciones y debajo. Desde agosto de 1964, una obstrucción a la cota 720 no ha permitido efectuar mediciones en el inclinómetro SR-2; el tramo afectado por desplazamientos quedaba aproximadamente a la elev 713. Por último, en el aparato SR-3 las variaciones angulares más notorias se presentan a la elev 719.

[ENTRA FIG 16.16]

En algunos de los sondeos se instalaron tubos piezométricos para observar las elevaciones del agua en el interior de la masa deslizante y compararlas con los niveles del embalse. Como puede observarse en la fig 16.17, las diferencias son menores de 1 m, en ciertos puntos positivas y en otros negativas.

[ENTRA FIG 16.17]

deslizó la masa; aparentemente, la superficie de falla era circular y pasaba por el pie. Se estabilizó reduciendo el talud a 1:1, pues se comprobó que el porcentaje de arcilla en la masa era menor de 15 por ciento, y el resto, fragmentos de areniscas y caliza.

Las superficies de falla circulares se presentan también al tratar con algunos deslizamientos en rocas volcánicas extrusivas agrietadas. Por ejemplo, durante la excavación del canal de acceso al vertedor de la presa Santa Rosa, Jal. (fig 16.14), se desarrolló en el talud derecho una falla que tenía la apariencia de un fenómeno local y de alcance limitado. En la temporada de lluvias se observaron movimientos relativamente importantes en dicha falla. Al cerrar la presa en 1963, y aumentar el nivel de agua en el embalse, el proceso se reactivó. Otro deslizamiento ocurrió en la zona adyacente de la misma ladera y varios caídos se presentaron en los taludes de la margen izquierda a lo largo del vaso. En ese año el agua pasó por el vertedor, alcanzando gastos máximos de 1 000 m³/seg y una elevación en el embalse de 736; este se vació en el mes de noviembre operando la válvula de desagüe profundo.

[ENTRA FIG 16.14]

En vista de la magnitud de los desplazamientos observados en la zona de falla, se inició una campaña de exploración con recuperación de muestras. También se instalaron piezómetros, inclinómetros y referencias superficiales. Durante la estación de lluvias de 1964, el embalse se volvió a llenar y el nivel de agua llegó a la elev 741. Los movimientos en el talud vecino al vertedor aumentaron en forma notable y nuevas grietas aparecieron en la parte alta de la ladera.

Las mediciones superficiales se ejecutaron usando series de tres bancos (A, B y C) alineados originalmente (fig 16.14); dos de ellos, A y B, estaban localizados arriba de la grieta superior en terreno estable, y el ter

(50) (62)

De las exploraciones realizadas en el área de la falla, se extrajeron muestrás con objeto de verificar el corte geológico y realizar pruebas triaxiales con los materiales menos competentes, o sea las tobas blandas. Algunos de los especímenes se ensayaron saturados y otros en estado seco. Los resultados aparecen en la tabla 16.3.

TASLA 16.3. PRUEBAS TRIAXIALES, R, EN MUESTRAS OBTENIDAS MEDIANTE SONDEOS

S_s w w

Muestra	Elev, en m	S_s	e	w_i , %	w_f , %	σ_3 en kg/cm ²	$(\sigma_1 - \sigma_3)$		Rel. esfuerzos		Def. últ.	Notas
							máx	mín	máx.	mín.		
E-2	707.6	2.72	0.28	2.3	10.2	6.0	27.3	12.0	5.6	3.0	0.9	Saturado
E-2	707.3	2.71	0.33	8.1	—	6.0	34.9	18.8	6.8	4.1	2.2	Saturado
E-2	702.9	2.68	0.35	6.5	15.9	8.0	29.8	16.8	4.7	3.1	2.8	Saturado
E-3	709.0	2.66	0.31	5.1	8.4	4.0	50.2	20.0	13.5	6.0	1.3	Parcialmente sat.
E-3	700.5	2.78	0.36	5.7	6.2	6.0	208.4	44.0	35.7	8.3	1.3	No saturado
E-6	699.3	2.70	0.28	5.3	11.6	8.0	32.7	25.0	5.1	4.1	1.2	Saturado
E-6	696.8	2.67	0.22	2.0	7.5	8.0	86.9	29.0	11.9	4.6	2.1	Parcialmente sat.



Las diferencias entre el máximo esfuerzo desviador y la resistencia última son importantes; con excepción de dos muestras, el ángulo de fricción correspondiente a la resistencia última es mayor de 26°. Al remoldear las tobas blandas exhibían las características de un suelo fino no plástico.

Con base en las topografías original y presente y en las mediciones de los inclinómetros, se estudió la estabilidad del talud. La información respectiva se muestra en la fig 16.18, donde se aprecia el depósito de material de relleno, producto de las excavaciones, sobre la parte baja del talud natural.

[ENTRA FIG 16.18]

Obsérvese también que la superficie de falla superior se trazó de acuerdo con las observaciones de inclinómetros y la inferior corresponde a una condición más crítica. En efecto, la relación $\Sigma T / \Sigma N$, para la superficie de falla superior, aumenta de 0.27 a 0.37 al efectuar el análisis con base en el perfil original y luego con base en el perfil actual, suponiendo que el agua alcanza la elev 740. En las mismas condiciones, la relación $\Sigma T / \Sigma N$ vale 0.37 y 0.45 para la superficie de falla inferior.

Comparando las relaciones $\Sigma T / \Sigma N$ con los resultados de las pruebas triaxiales (tabla 16.3), se concluye que el talud no debería haber fallado. Es probable que las investigaciones de laboratorio no sean lo suficientemente amplias para rectificar la conclusión anterior. Además existen señales en el terreno que tienden a sustentar la opinión de algunos geólogos que intervinieron en el estudio, en el sentido de que la ladera ya había deslizado en tiempos pretéritos; según las exploraciones hay una capa de toba roja que, por su disposición respecto al talud, parece corresponder a una antigua superficie de falla; dicho material es el que presenta la más baja resistencia al corte.

Es interesante anotar que el volumen del deslizamiento es del orden de un millón de m³; está confinado lateralmente por la masa de riolita que soporta la presa; la dirección general del movimiento no es muy desfavorable por lo que se refiere a una perturbación catastrófica en el vaso, del tipo de la que ocurrió en la presa Vajont, Italia. Sin embargo, el canal de acceso al vertedor podría quedar obstruido.

El ejemplo anterior muestra también que debe ser muy cuidadosa la elección de la zona de depósito de la rezaga, producto de las excavaciones. Obsérvese, en particular, que la relación $\Sigma T / \Sigma N$ vale 0.27 para el caso del talud limitado por su perfil original, y 0.37 tomando en cuenta la presencia de la rezaga. A este respecto es oportuno recordar el caso de la presa Cupatitzio, Mich., en que el producto de la excavación del vertedor se almacenó en una

mayoría

23

hondonada cercana a este; al embalsar agua en el vaso, el relleno sufrió asentamientos considerables e indujo un agrietamiento severo en la parte alta del talud.

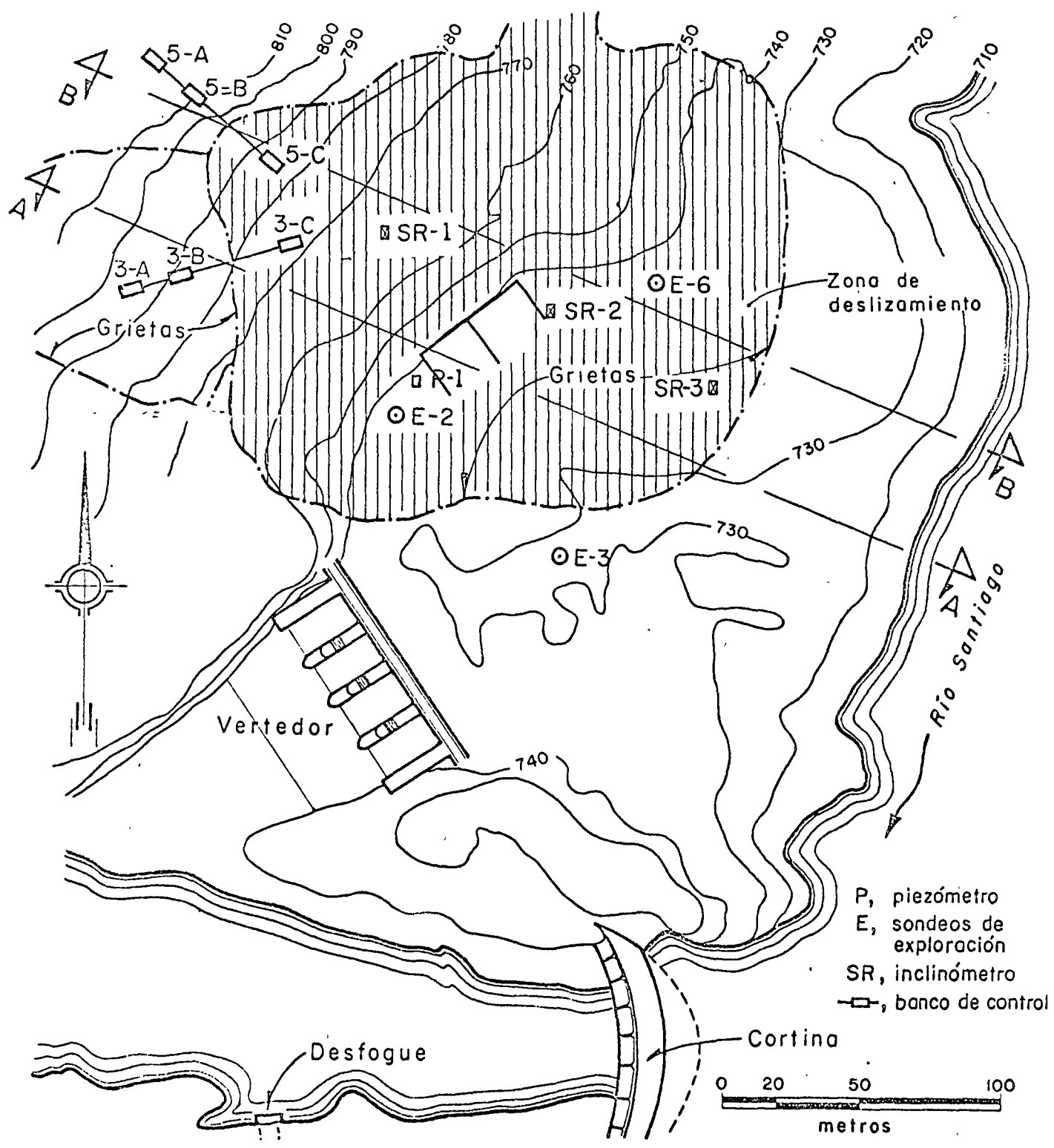


Fig 16.14 Deslizamiento de la margen derecha de la presa Sta. Rosa, Jal.

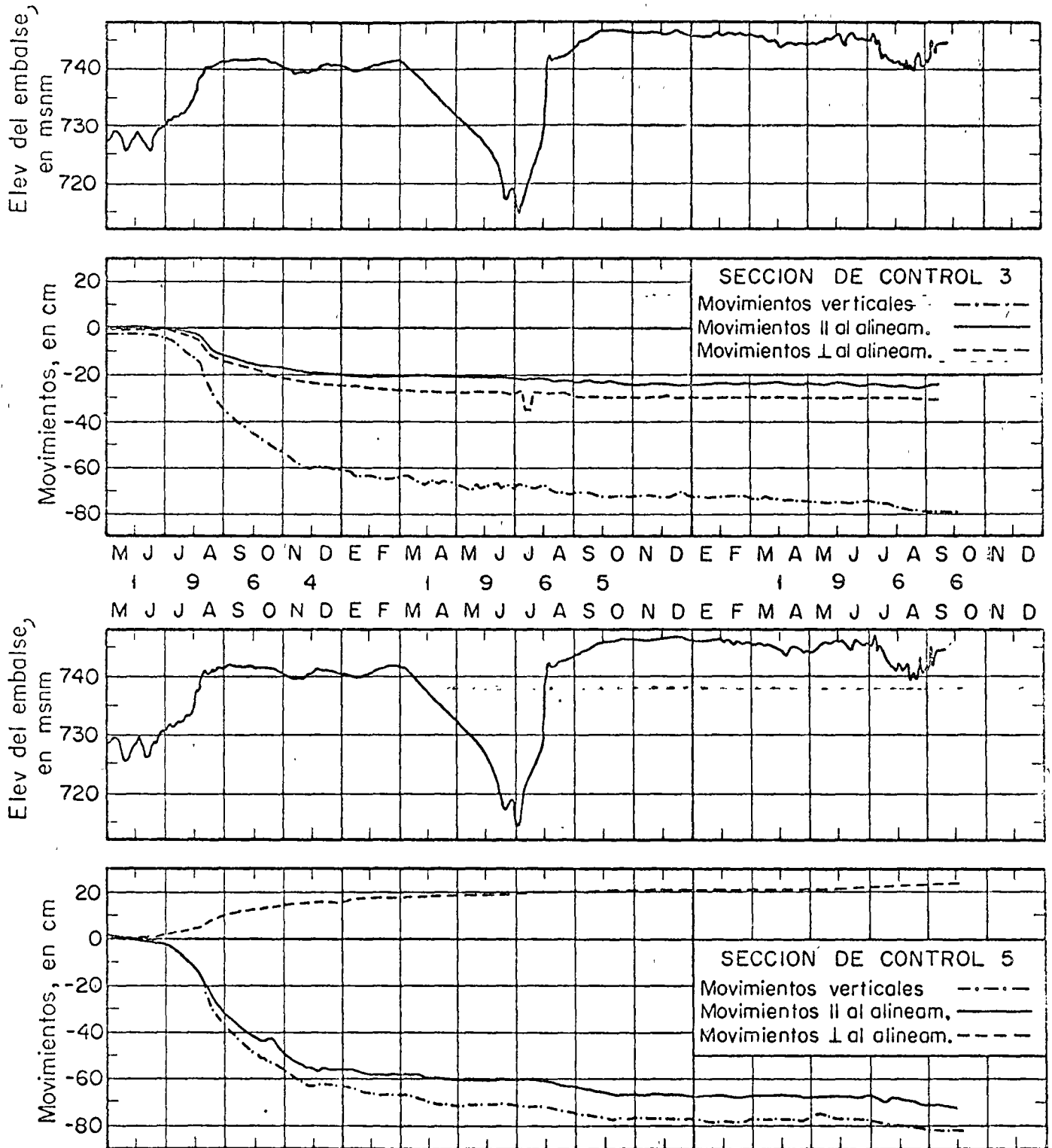
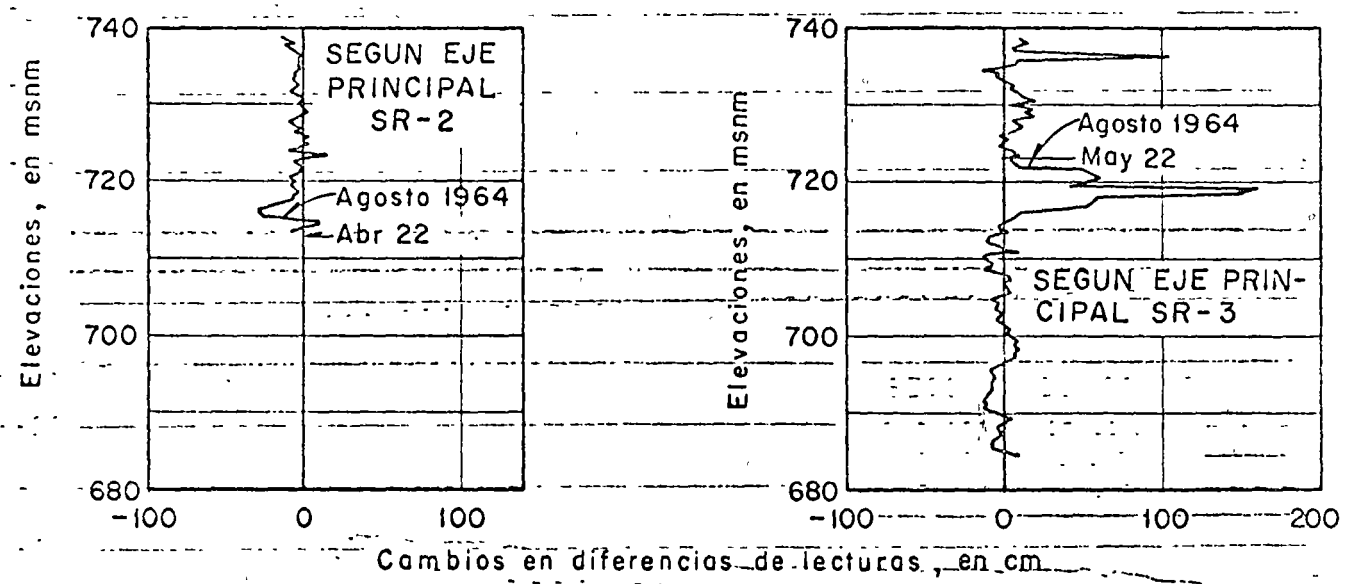
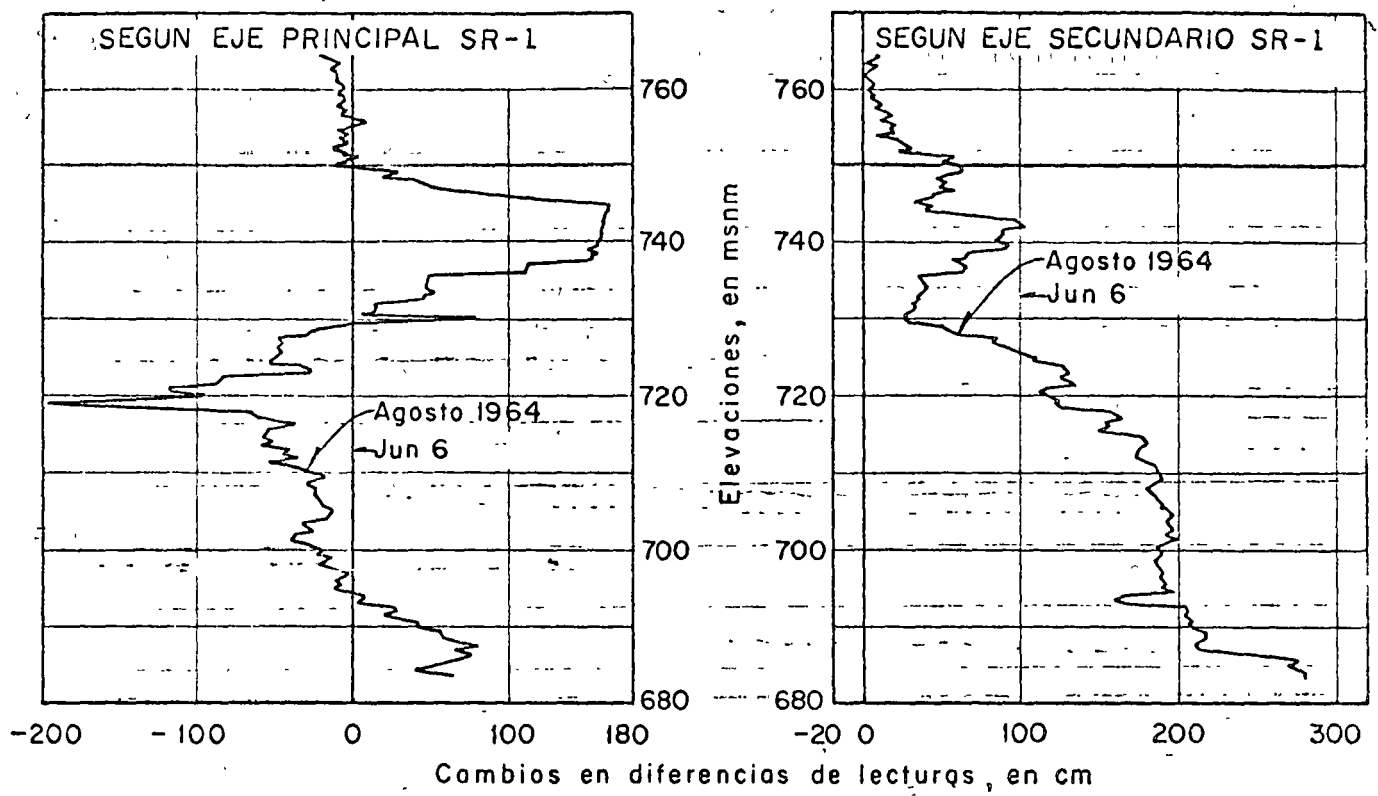


Fig 16.15 Movimientos de los puntos de referencia. Presa Sta. Rosa, Jal.



Nota: el eje principal es paralelo a la dirección del deslizamiento
el eje secundario es normal a la dirección del deslizamiento

Fig 16.16 Lecturas realizadas en los inclinómetros SR-1, 2 y 3. Presa Sta. Rosa, Jal.

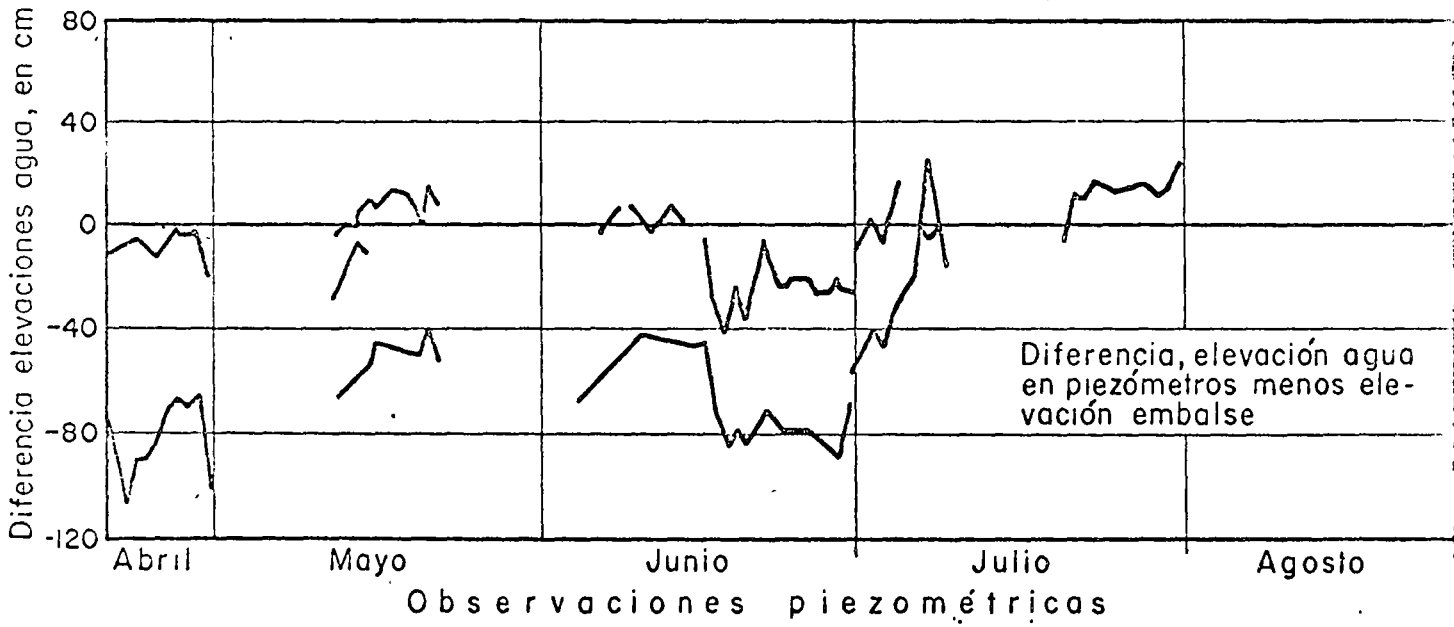
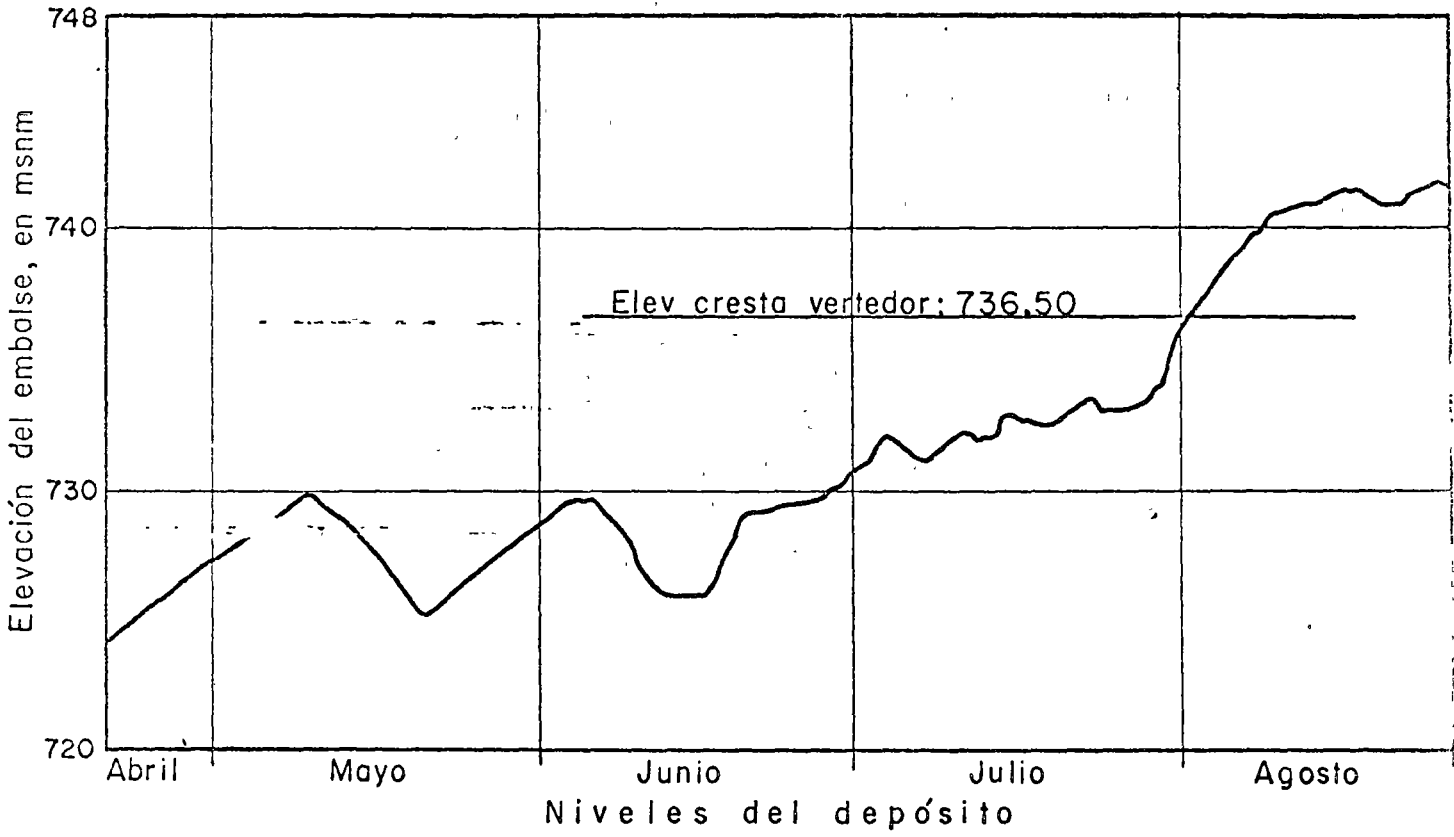


Fig 16.17 Observaciones piezométricas en el empotramiento derecho de la presa Sta. Rosa, Jal.

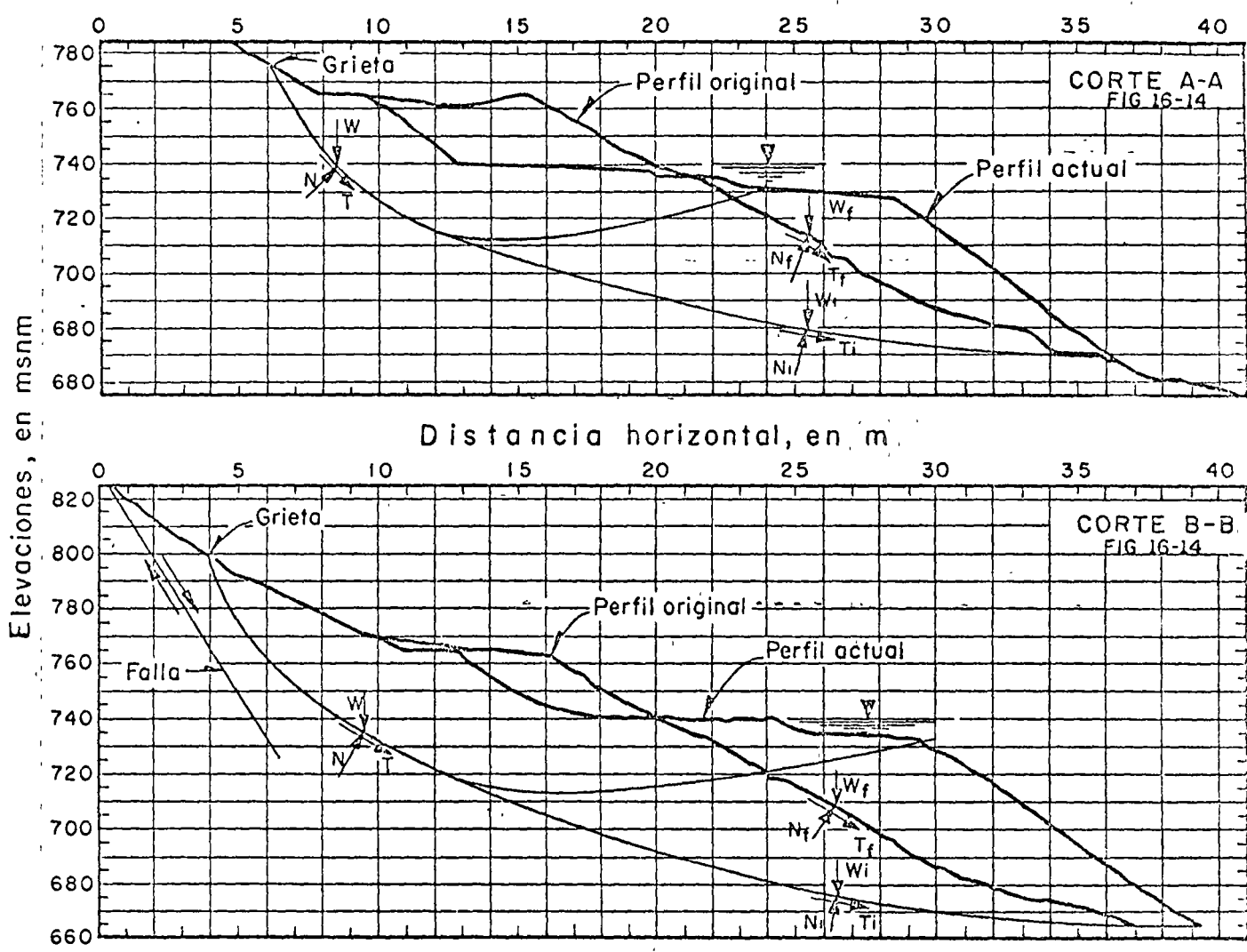


Fig 16.18 Cálculo de estabilidad en el talud de la margen derecha. Presa Sta. Rosa Jal.

Referencias del incisos 1, 3 y 6

1. C. Cruickshank V. (1970)^a, "Flujo en un sistema de fracturas verticales". Informe Técnico N°263, Instituto de Ingeniería, UNAM, México X
2. C. Cruickshank V. (1970)^b, "Cálculo del flujo de filtración en un sistema de fracturas verticales en roca", Memorias del IV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, México.
3. C. Louis X (1968), "Etude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leur influence sur la stabilité des massifs rocheux", Electricité de France, Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches, Serie A, N°3 X
4. L. Bjerrum (1966), "Mechanism of progressive failure in slopes of over consolidated plastic clays and clay shales", ASCE Structural Engineering Conference, Miami X
5. L. Muller (1964), "The rock slide in the Vajont Valley", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. II, N°3-4 X
6. H.M. Horn y D.U. Deere (1962), "Frictional Characteristics of minerals", Geotechnique N°4 X
7. K. W. John (1970), "Three dimensional Stability analyses of slopes in jointed rock", Estabilidad en taludes en roca. Simposio, Johannesburg, Africa del Sur X
8. J. Fujigaki, A. Núñez y R. Cuéllar (1973), "Análisis de estabilidad de la ladera izquierda de la Presa Chicoasen, Chis." Comisión Federal de Electricidad, Oficina de Estudios Experimentales, México.
9. C. García H. (1972), "Informe geológico de la zona inestable de la margen izquierda del proyecto hidroeléctrico de Chicoa

sen, Chis." Comisión Federal de Electricidad. Oficina de Geología

- 10. P. Londe (1965), "Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse", Annales des Ponts et Chaussées, N°1, París
- 11. J. Alberro y J.L. León (1970), "Estabilidad de las márgenes rocosas de la presa La Angostura, ^{Chis.} Chiapas", Informe técnico N°250, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- 12. S.W. Covarrubias y J. Alberro (1970), "Análisis de los esfuerzos y desplazamientos en el túnel de desvío N°1, ^{Chis.} Presa La Angostura, Chiapas", Informe técnico N°257, Instituto de Ingeniería, ^{UNAM,} México
- 13. L. Espinosa y J. Alberro (1971), "Casa de máquinas, ^{Chis.} presa La Angostura, Chiapas", Informe técnico, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- 14. J. Alberro (1970), "Estado de esfuerzos en la masa rocosa de la margen derecha de la presa La Angostura", Informe técnico N°272, Instituto de Ingeniería, UNAM, México

REFERENCIAS de incisos 2 y 4

2 ALBERRO J. (1970), "Estado de esfuerzos en la masa rocosa de la margen de rocha de la presa La Angostura", Informe No 272, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F. ()

1 ABSI E. y SEGUIN M. (1967), "Le nouveau géoxtensomètre", Annales de l'Institut Tech. du Bat et des Travaux Publics, No 235-36, Paris

3 BARON G., HABIB P. y MOLIER P. (Dec 1963), "Deformation des roches sous contraintes Phénomènes physico-mécaniques apparaissant dans les roches entrées dans le domaine ductile", Revue de l'Institut Français du Pétrole, No Hors Serie, Vol XVIII,

4 BARON G. y CAËL ^S y HABIB P., ^(Dec 1963), "Deformations des roches sous contraintes. Influence de la pression interstitielle sur les caractéristiques mécaniques des roches en conditions de fond " Revue de l'Institut Français du Pétrole, ^{Vol Hors Serie} Vol XVIII

8 BRACE W. F., "Micromechanics in Rock Systems"

9 BRACE W. F. y ^{masa} Bombolakis E. G. (1963)., "A Note on Brittle Crack Growth in Compression", J. Geophys. Res 68, 12, 3709.

5 BERNAIX J. (1957), "Etude géotechnique de la roche de Malparsset", Dunod, Paris

6 BERTHIER J. y TOURENG C. (julio-agosto 1966), "L'essai de compression simple pour les roches", Bull. Liaison des Ponts et Chaussées No 20, Paris

7 BOOZER J. O., HILLER K. y SERDENGECTI S. (1962), "Effects of pore fluid on the behaviour of rock subjected to triaxial compression", Proc 5th Symp. Rock, Mech. Pergamon, Oxford.

serie /

10 CARRILLO NADOR(1944), "Perturbación de un campo circular rígido en un campo elástico de esfuerzo uniforme", Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica, Anuario, México

11 COLBACK P.S.B., Wiid B. L. (1965), "The influence of moisture content on the ^{strength} compressive strength of rock". Proc. Symp Rock Mech., 3rd Toronto

12 COMES G. (Nov 1965), "Contribution à la détermination des caractéristiques mécaniques d'une fondation rocheuse", Travaux, Paris.

13 CUELLAR R. (1971), "Pruebas de campo efectuadas en el sitio de la presa La Angostura", Oficina de Estudios Experimentales, Comisión Federal de Electricidad, México

14 DAYRE M. y SIRIEYS P. M. (26 abril 1965); "Anisotropie des modules elastiques et des resistances a la rupture des roches métamorphiques", Comptes-Rendus de l'Academie des Sciences, Paris, tomo 260

15 DEERE D.U (1963), "Technical description of rock cores for engineering purposes", Rock Mech and Eng. Geol, 1 [?]pg 18-22.

16 DU ffaut y LAKSHAMANAN J. (1965), "Les mesures de deformabilité a la paroi ^{maye} du massif rocheux. Quelques developpements récents", Travaux, Paris ^{W&V}

17 ESPINOZA L. y ALBERRO J. (1971), "Análisis del estado de esfuerzos y desplazamientos en el contorno de la casa de máquinas de la presa la Angostura. Método del elemento finito", Informe técnico del Instituto de Ingeniería, UNAM, México

18 EVANS I. y POMEROY C. D. (1958), "The Strength of Cubes of Coal in Uniaxial Compression", Mechanical Properties of Non-Metallic Brittle Materials, editor W. H. Walton, Butterworths Scientific Publications, Londres

19 FARRAN J. y THENOZ B. (1965), "L' alterabilité des roches, ses facteurs, sa prévision", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux

(1950) "The Inelastic Behaviour of Engineering Materials and Structures"
Wiley

FREUDENTHAL A. M.

- 22 GRIFFITH A. A. (Delft 1925), "The Theory of Rupture", 1st. Int. Cong Appl, Mech Proc., p 55
- 21 GOODMAN R. E. y TRAN V. K., "The Measurement of Rock Deformability in Boreholes".
- 23 GROSVENDOR N. (Enero 1963), "Especimen Proportion. Key to Better Compressive Strength Tests", Mining Engineering
- 24 HASIB P, MARCHAND R. y TINGELIN E. (Oct 1952), "Mesures des pressions de terrais par l'essai de verin plat", Annales de l'ITBTP, Paris
- 25 HASIB P. y BERNAIX J. (1970), "La fissuration des roches", II Congre so Internacional de Mecánica de Rocas, Belgrado, p 185
- 26 HASIB P. y VOUILLE^{B.} (21 marzo 1966), "Sur la disparition de l'effet d'echelle aux hautes pressions", Comptes Rendus de l'Academie des Sciences, Paris, Seance du
- 27 HAMROL A. (1962), "A Quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks", Laboratorio Nacional de Engenharia Civil-Technical, paper No 192, Lisboa
- 28 HAJDIN J. y colaboradores. (1963), "Experimental Deformation of Sedimentary Rocks under Confining Pressure: Pore Tests", Bull, Am. Assoc. Petrol Geologists 47, 717
Pressure

53 MUSKHELISHVILI N. I. (1953), "Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity", 4a. edición, traducción de J. R. M. Radok, Groningen, Noordhoff

54 NOSE M. (1964), "Rock Test. Kurobegawa Dam", VIII Cong de Grandes Presas, Edinburgo, Q 28-R 12

55 PERANI R. y WENNOZ B. (15 juillet 1969), "Comparaison des comportements de divers granites soumis a des essais uniaxiaux de microfissuration" 2^{eme} Colloque sur la fissuration des roches, Revue de l'Industrie Minerale, Paris

56 PRINCE N. J. (1966), "Fault and Joint-Development in Brittle and Semi Brittle Rock", Pergamon Press

57 ROBERTS A. (1966), "Photo Elastic Instrumentation for Strata Control and Rock Mechanics", Proc 1st Int. Cong. Rock Mech., Lisboa, II, p 441-46

58 ROCHA M. (1964), "Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams" VIII Congreso Internacional de Grandes Presas, Q 28, R 44

59 ROCHA M. y al (1966), "Determination of the Deformability of Rock Masses along Boreholes", Proceedings 1st Int. Cong. of Rock Mech., Vol I, Lisboa

60 ROCHA M. SERAFIM J. L y DA SILVEIRA A. F. (1965), "Deformability of Foundation Rocks", Proc, 5th Int Congress on Large Dams, 3, Paris

61 RUSSEL J. M. (août 1965), "Etude Théorique et expérimentale du module dynamique et des massifs rocheux", Revue de l'Industrie Minérale, Vol 50, Paris

62 SABARLY F. (Jun 1958), "Les injections et les drains de fondations de barrages en roches peu permeables", Geotechnique

63 SAKAI Y UEZAWA, (1961), "Failure of Soil Due to Creep", Proceedings of V Int Cong. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, I, 315-318

64 SANCHEZ TREJO R. (1962), "En

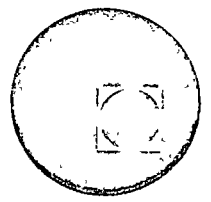
Referencias del inciso 5

82

1. F. Mooser. (1973). Comunicación personal
2. J. F. Dewey (1972): "Plate Tectonics". Scientific American. Número de Mayo
3. J. M. Roussel (1968) "Etude théorique et expérimentale du module dynamique des massifs rocheux "Revue de l'Industrie Minérale - Número de Agosto. París
4. R. Cuéllar B. (1969) "Informe sobre las pruebas efectuadas en campo y laboratorio de nov 1968 a feb 1969, en calizas y lutitas de la P. H. La Angostura, sitio 3". Departamento de Estudios Experimentales de la Comisión Federal de Electricidad. México
5. J. C. Jaeger y N.G.W. Cook (1969) "Fundamentals of Rock Mechanics" pp 285. Methuen. London
6. Ching-Yung Chang y Keshavan Nair (1972) "A Theoretical method for evaluating stability of openings in rock", Final report to US Bureau of Mines, Contract N°H0210046, Woodward Lundgren and Associates
7. J. Isenberg (1973), "Analytic modeling of rock-structure interaction", Final report to US Bureau of Mines, Contract N°H0220035, Agbabian Associates
8. F. H. Kulhawy (1973), "Analysis of Underground Openings in rock by finite element methods". Final report to US Bureau of Mines, Contract N° H0210029, Departament of Civil Engineering, Syracuse University



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE
INGENIERIA

TEMA: PERFORACION

PROFR. ING. JOSE L. SANCHEZ LAZCANO.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

P E R F O R A C I O N

T E M A R I O

APLICACIONES

MATERIALES A PERFORAR

RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL AREA

METODOS DE PERFORACION

EQUIPOS DE PERFORACION

RESISTENCIA, PERFORABILIDAD DE LAS ROCAS Y
VELOCIDAD DE PERFORACION

FLUIDOS DE PERFORACION

EJEMPLOS PRACTICOS

Diseño y Construcción de un pozo para
abastecimiento de agua

Explotación de Bancos de Roca

Excavación de Túneles y Lumbreras

Perforación en el mar

A P L I C A C I O N E S

Dadas las características geológicas de la República Mexicana, así como su topografía, México requiere del uso intensivo de la perforación con los más diversos fines:

- Obtención de agua subterránea. Tanto para satisfacer las demandas del hombre como de los animales, así como las necesidades de agua de los vegetales en especial las de los cultivos agrícolas, frutales, etc. (Figuras 1 y 2).

- Extracción de materias primas minerales.

La perforación es totalmente indispensable en la minería tanto para la exploración o búsqueda de minerales como para la explotación de los mismos. El hierro, el azufre, los metales preciosos representan solo algunos ejemplos del uso de la perforación.

Muy recientemente se puso en práctica un equipo de perforación especial para extraer nódulos de minerales del fondo del mar. (Figura 3)



AGUA SUBTERRANEA EN EL DESIERTO DE SONORA

fig. 1



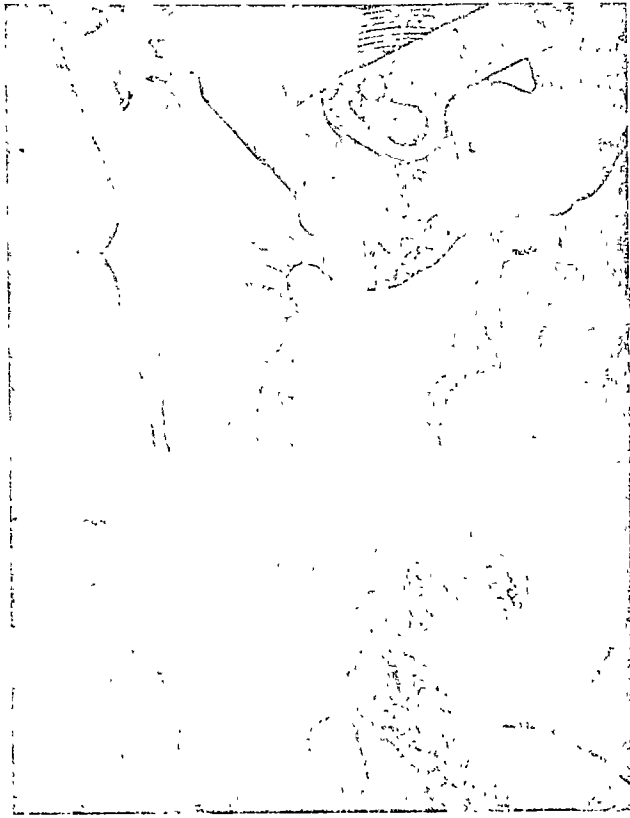
AGUA SUBTERRANEA EN EL EDO. DE MICHOACAN

fig. 2

- Exploración y Explotación de hidrocarburos.
Para nadie es desconocida la importancia de la perforación en la obtención de energéticos especialmente el petróleo y el gas. La perforación en el mar - en la búsqueda de petróleo es cada día más intensa, lo cual está desarrollando tecnologías revolucionarias. (Figura 4)

- Dentro del campo de la geotermia. El vapor de agua, energético cuya importancia cada vez es mayor, normalmente se localiza a grandes profundidades para lo cual se hace necesario aplicar la más moderna -- tecnología de perforación para su extracción.

- Es en el campo de la ingeniería civil. Para el estudio de las rocas y suelos, para el tratamiento de cimentaciones, en la explotación de bancos de préstamo, en la construcción de lumbreras y túneles, así como auxiliar en la construcción de cimentaciones, se puede apreciar el uso de la perforación en sus muy diversos métodos.



NUCLEO DE LUTITA DE 3 $\frac{1}{2}$ " DIAMETRO

fig. 3



PERFORADORA PARA POZOS PETROLEROS

fig. 4

Al tratar de condensar y señalar en forma general las aplicaciones de la perforación solo se pretende mostrar la enorme importancia de esta especialidad para la sociedad. El tema es muy amplio, por lo que, se tocarán brevemente algunas de las técnicas más importantes y para no volver árido el texto, se tratará sistemáticamente de señalar - aplicaciones específicas.

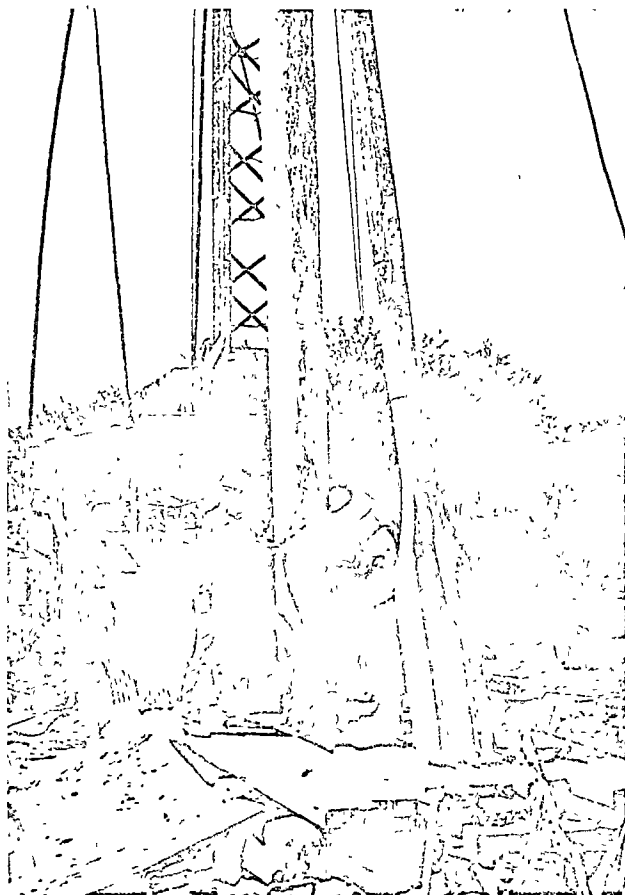
MATERIALES A PERFORAR

La perforación tiene o puede tener aplicaciones en todos los materiales conocidos, sin embargo, la tecnología de perforación se ha desarrollado muy importantemente dentro del campo de la mecánica de rocas mucho antes que existiera la definición de esta joven ciencia.

La perforación o excavación de rocas normalmente se lleva a cabo mediante la aplicación de esfuerzos directos, tales como el impacto, la presión, el desgaste por abrasión, la erosión y muy frecuentemente mediante la aplicación combinada de dichos esfuerzos. En todos los casos interviene una borca convencional que transmite los esfuerzos a la roca. (Figura 5 y 6)

Por otro lado se están desarrollando otros métodos que básicamente consisten en la aplicación de esfuerzos inducidos como son: esfuerzos mecánicos, térmicos, de fusión y vaporización, así como mediante reacciones químicas.

En México es muy frecuente la perforación de rocas volcánicas como : fasilos, andesitas, riolitas y granitos; las rocas sedimentarias como: calizas, dolomitas, anhidritas, conglomerados, areniscas y lutitas; las



PERFORADORA DE PERCUSION SIMPLE

fig. 5



BROCA TRICONICA OSC - 3 J

fig. 6

rocas metamórficas como: los esquistos, gneiss y cuarcitas. Al señalar las rocas antes mencionadas solo se simplifica las rocas que con más frecuencia se encuentran dentro de la República Mexicana y creemos conveniente señalar en que tipo de rocas se localizan diferentes materiales, así tenemos :

- Agua. En basaltos, andesitas, calizas, conglomerados areniscas, así como en materiales de relleno de los valles como arenas, gravas y boleos.
- Minerales. En los contactos de rocas volcánicas con rocas sedimentarias formando en muchas ocasiones zonas mineralizadas que no son sino rocas metamorfoseadas. Los contactos de granitos con rocas sedimentarias generalmente dan lugar a zonas mineralizadas con presencia de plomo, zinc, plata, oro, etc.
- Hidrocarburos. Tanto el petróleo como el gas normalmente se localizan en rocas sedimentarias como calizas, areniscas y lutitas.
- Azufre. Se le localiza en los casquetes de caliza y anhidrita de domos salinos, también se presenta en

las rocas volcánicas extrusivas y se le puede concentrar a partir del petróleo y del gas.

- Vapor de agua. Se presenta en los contactos entre rocas sedimentarias y rocas ígneas, así como entre rocas ígneas intrusivas y extrusivas. En todos los casos una roca debe de ser portadora de agua y otra de calor .

RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DEL AREA

Con anterioridad a este tema ya fue discutida la participación de la geología en la Mecánica de Rocas, por lo tanto solo se mencionarán algunos aspectos importantes que hay que revisar antes de programar trabajos de perforación con fines exploratorios, de explotación o con diversos objetivos.

Se debe de hacer un reconocimiento geológico superficial y obtener todos los datos posibles en cuanto a los posibles materiales a perforar tales como tipo, dureza, fracturamiento y permeabilidad de las rocas. También es conveniente tener por lo menos una idea de la profundidad del nivel de saturación o nivel del agua, así como posibles presiones anormales de agua, vapor, gas, etc.

Los datos mencionados auxiliarán mucho en la selección del equipo y método de perforación más adecuado, así como adecuar las capacidades de bombas de lodos, compresores, etc.

Como un ejemplo puede señalarse una área de rocas calizas fracturadas y cavernosas donde se espera encontrar el agua a 100 metros de profundidad y se pretende hacer una perforación para obtener agua -

potable. En este caso es de esperar un problema de pérdida de circulación del fluido de perforación y posibles desviaciones de la vertical por lo cual de no contarse con agua suficiente para la perforación, lo mejor sería emplear equipos de percusión simple (pulseta) o de percusión neumática recomendándose más este último método ya que resulta más fácil controlar la verticalidad de la perforación y se puede utilizar el aire como fluido de perforación junto con agentes espumantes que aumentan la capacidad de levante del corte de perforación que tiene el aire solo. Por otro lado si se perfora utilizando el aire, se captará con mucha facilidad la presencia del agua cuyo objetivo, en este caso, es encontrarla.

METODOS DE PERFORACION

Básicamente existen dos métodos de perforación :

- Percusión
- Rotación

PERCUSION. Este procedimiento puede dividirse en :

- Percusión simple
- Percusión neumática

PERCUSION SIMPLE . El método original es el de percusión simple - y elementalmente consiste en levantar una broca suspendida de un cable y dejarla caer para en esa forma ir desintegrando la roca extrayendo la rezaga o el corte de perforación con un bote o cuchara. Para aumentar la velocidad de perforación se requiere incrementar el peso de la broca para lo cual se añaden barretones de acero que incrementan el impacto en el fondo del pozo.

Se tienen noticias del uso de este procedimiento en China por el año - 600 A.C.

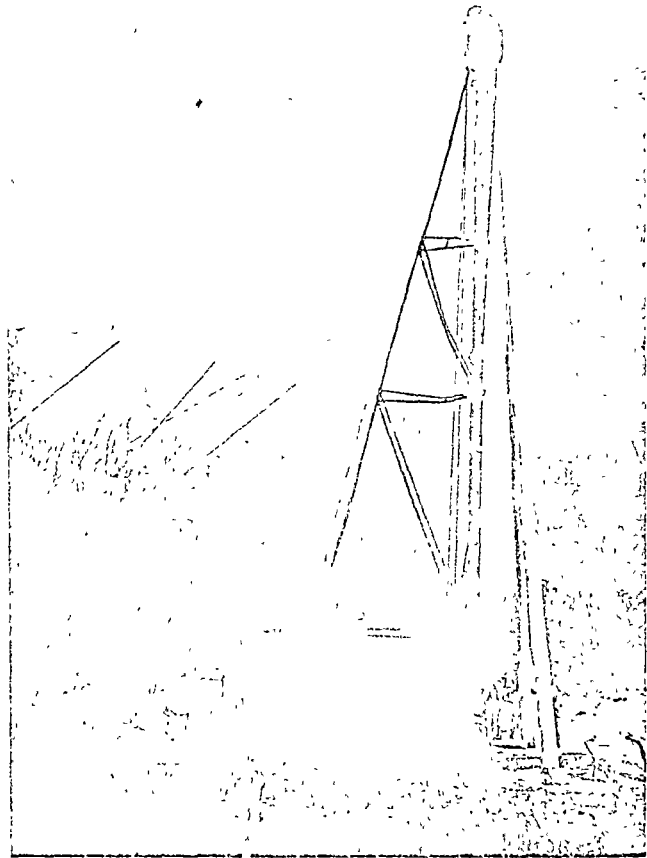
Las perforaciones modernas de percusión simple siguen el mismo -- sistema original aunque utilizan bastante peso para perforar cualquier

tipo de roca (Figura 7). Este método es el más versátil que existe -- ya que es posible aplicarlo en todo tipo de roca sin requerir herra--- mientas o procedimientos sofisticados. No obstante su versatilidad, - la percusión simple se usa cada vez menos en virtud de que el traba- jo es lento y en pozos profundos, cada vez más necesarios, se tienen resultados en tiempos largos. En pozos muy profundos dentro de la - industria petrolera prácticamente ya no tiene aplicación la percusión simple.

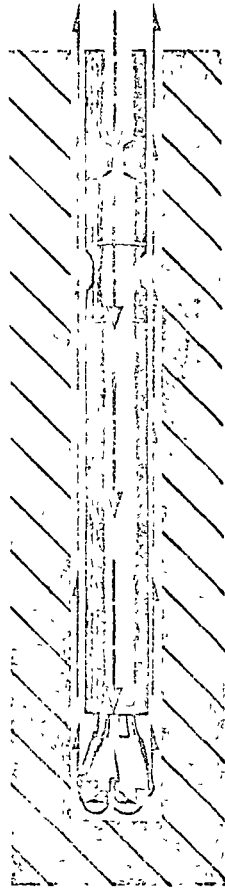
En formaciones que no se sostienen por si solas, normalmente se uti lizan ademes metálicos hincados también a golpe para sostener la pa red del pozo, así mismo se utilizan lodos para ejercer presión sobre la pared y sostenerla.

PERCUSION NEUMATICA. Este procedimiento consiste en el uso de un martillo (fig. 8) con un cilindro reciprocante accionado por la energ ía de aire, vapor o gas a presión. El cilindro descarga su fuerza - sobre una broca (fig. 9) de muy poco peso pero proporciona una enorm e cantidad de golpes a gran velocidad lo que permite velocidades de perforación muy altas.

Este procedimiento de percusión neumática viene combinado con e - método de rotación o rotatorio resultando en realidad una percusión neumática rotatoria que más adelante se vuelve a señalar.

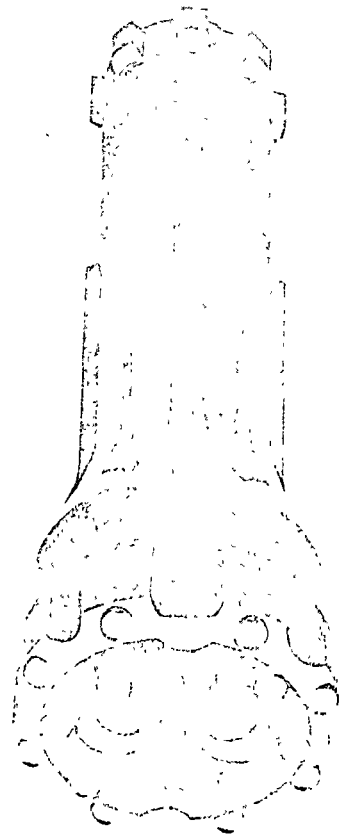


PERFORADORA DE PERCUSION SIMPLE
fig. 7



MARTILLO NEUMATICO
CON BROCA DE 6 $\frac{1}{2}$ DE DIAMETRO

fig. 8



BROCA DE PERCUSION NEUMATICA

fig. 9

ROTACION. Este procedimiento de perforación consiste básicamente en utilizar una broca que (fig. 10) gira en el fondo del pozo accionada por una tubería que llega hasta la superficie donde una mesa o cabezal rotatorio (fig. 11) transmite la fuerza a la tubería de perforación la que a su vez proporciona peso a la broca. Por el interior de la tubería de perforación se hace circular un fluido (fig. 12) de perforación que puede ser agua, lodo, aire o emulsiones en aceite, dicho fluido entra y lubrica la broca y al regresar a la superficie arrastra los cortes de la perforación transportándolos por el área anular para eliminarlos del fondo del pozo.

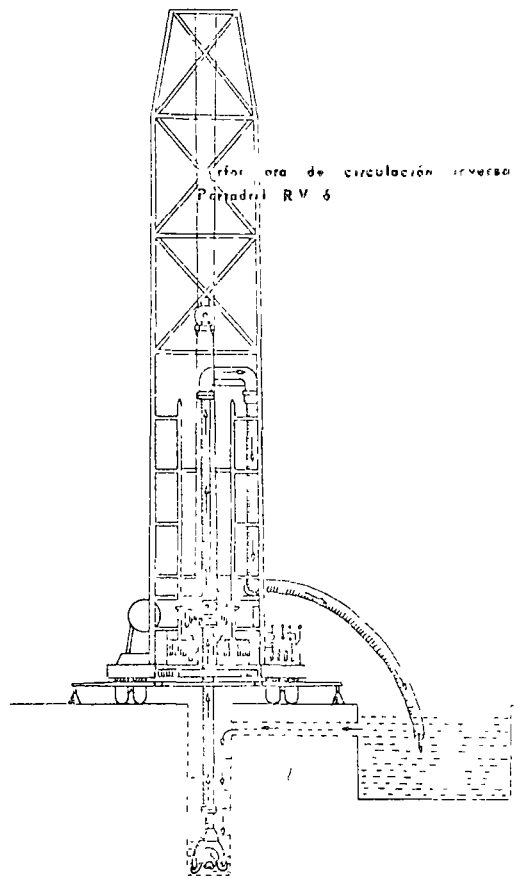
Existen métodos rotatorios que no utilizan fluidos de perforación como es el caso de la perforación rotatoria utilizando barras espirales que al girar extraen el material cortado. Estos métodos se utilizan en perforaciones a poca profundidad para estudio de suelos, para hundido de pilotes, para hacer drenes, etc. Solo se señala en forma general ya que al hablar de métodos rotatorios normalmente se involucra la utilización de fluidos de perforación.

En función de la forma de uso de los fluidos de perforación se pueden distinguir:

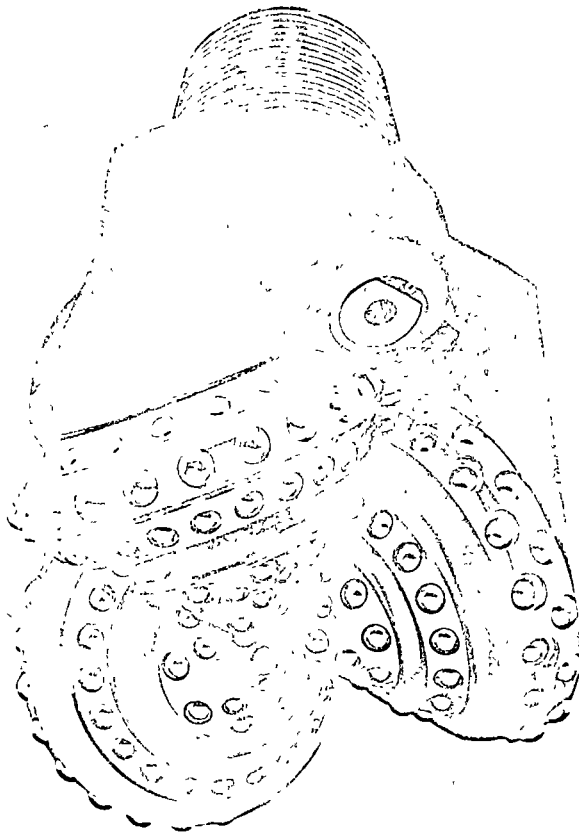
- Perforación rotatoria directa
- Perforación rotatoria inversa



PERFORADORA ROTATORIA DIRECTA
CANAL CON LODO
fig. 12

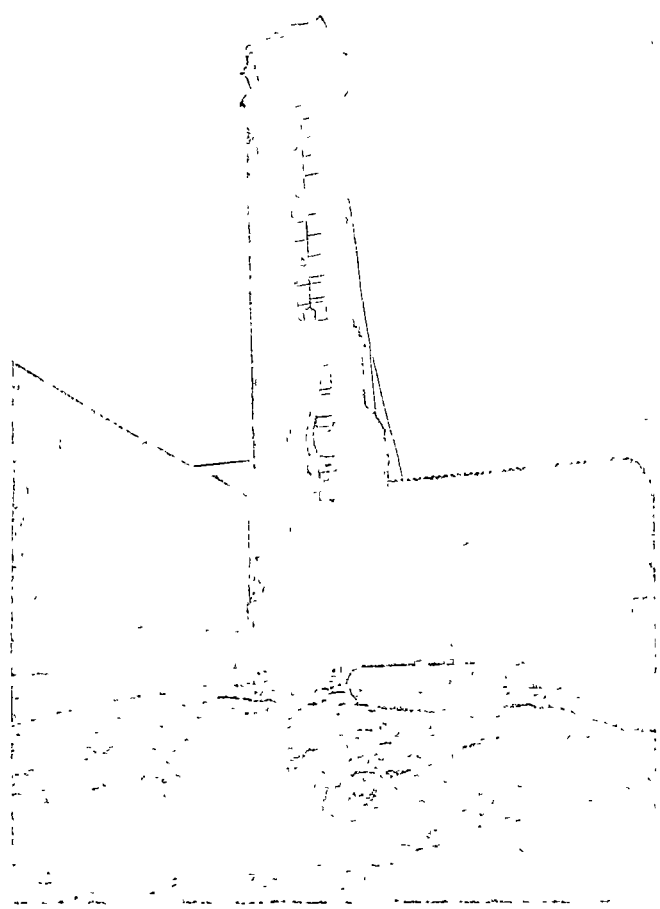


PERFORADORA DE CIRCULACION
INVERSA. PORTADRIL RV-6
fig. 13



BROCA TRICONICA
CON BALAS DE CARBURO TUNGSTENO

fig. 10



PERFORADORA ROTATORIA

fig. 11

El sistema directo inyecta el fluido a través de la tubería de perforación ascendiendo el propio fluido por el espacio anular existente entre la tubería de perforación y la pared del pozo.

El sistema inverso (fig. 13) inyecta el fluido a través del espacio anular y lo extrae en el ascenso por el interior de la tubería de perforación que generalmente es de un diámetro grande en comparación con la tubería utilizada en el método rotatorio directo.

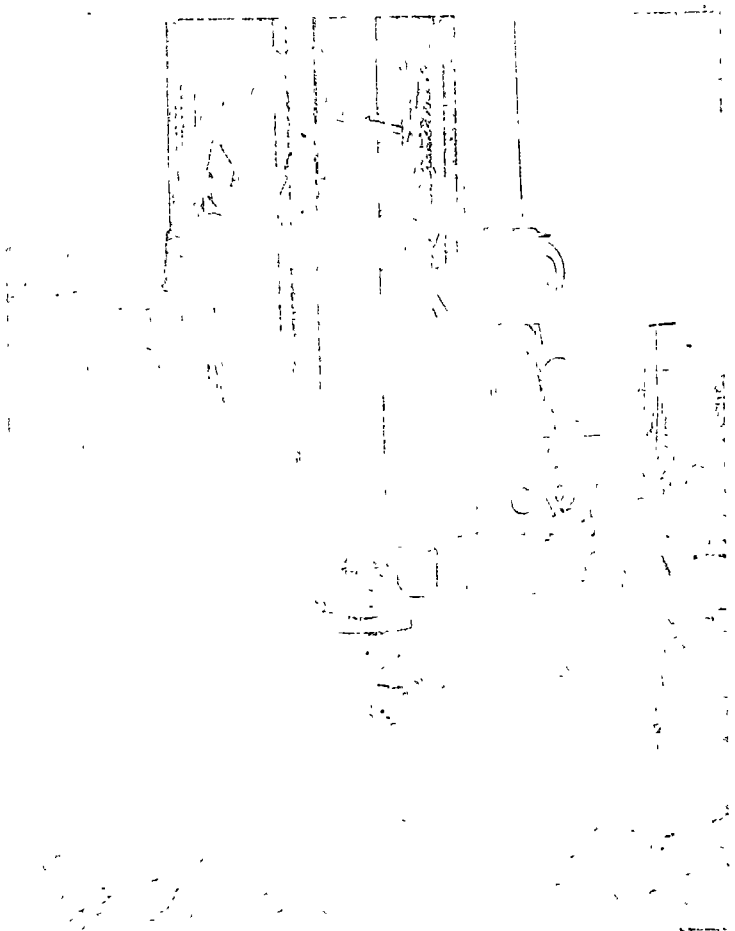
También pueden distinguirse los métodos de perforación rotatoria atendiendo al tipo de fluido de perforación que se utiliza así tenemos:

- Perforación rotatoria, utilizando agua o lodos.
- Perforación rotatoria neumática, utilizando aire, gas o vapor combinando espumantes o sin ellos. (figs. 14 y 15).

Dentro del método de perforación rotatoria directa existen métodos especiales en cuanto a la energía utilizada y su forma de aplicación a la broca o herramienta de perforación así tenemos la

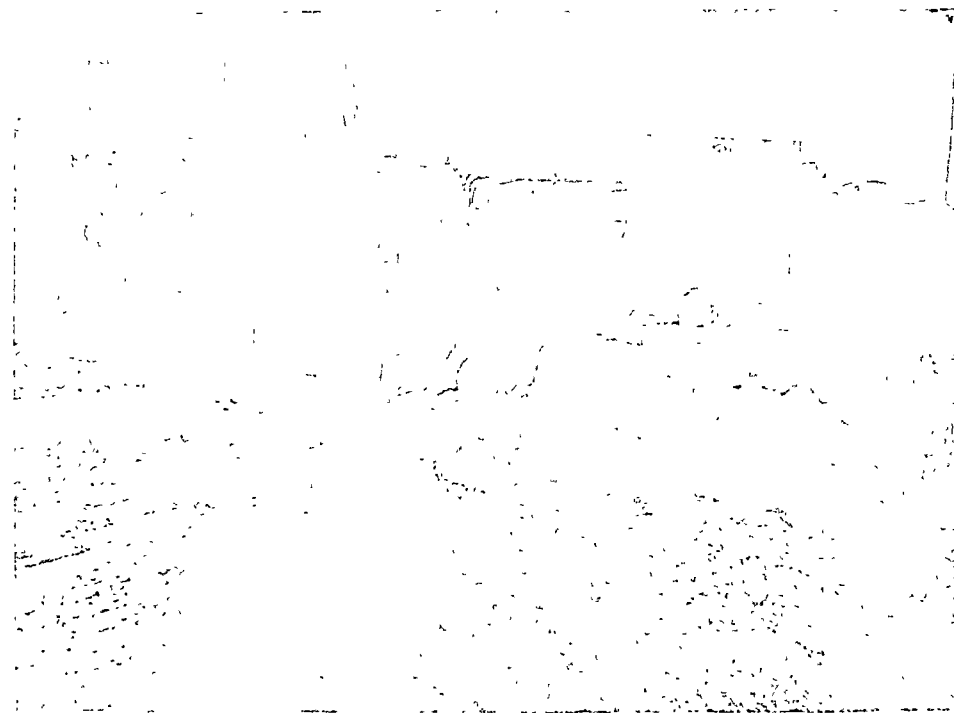
- Turboperforación
- Electroperforación

Por último se pueden señalar como muy importantes los experimentos



PERFORACION ROTATORIA UTILIZANDO
AIRE Y ESPUMANTES

fig. 14



PERFORACION ROTATORIA UTILIZANDO AIRE
Y ESPUMANTES

fig. 15

que se están haciendo para desarrollar nuevos métodos de perforación como son la perforación mediante

- Esfuerzos mecánicamente inducidos
- Esfuerzos térmicamente inducidos
- Fusión y vaporización
- Reacciones químicas

EQUIPOS DE PERFORACION

En los temas anteriores ya se han visto algunos de los equipos de perforación más conocidos, pero es conveniente mostrar otro tipo de equipos de perforación que aunque no muy comunes, su importancia es creciente.

En la figura 16 se muestran brocas de gran diámetro para perforación de túneles en roca.

En la figura 17 aparecen los distintos tipos de equipo masivo que se utilizan normalmente para perforar en el mar principalmente en la búsqueda de petróleo y gas.

En las figuras 18 y 19 se muestran con mayor detalle un barco de perforación parecido a los que utiliza PEMEX en las plataformas litorales mexicanas.

En la figura 20 aparece una plataforma de perforación exploratoria -- apoyada sobre el fondo del mar para trabajar en 75 m. de agua.

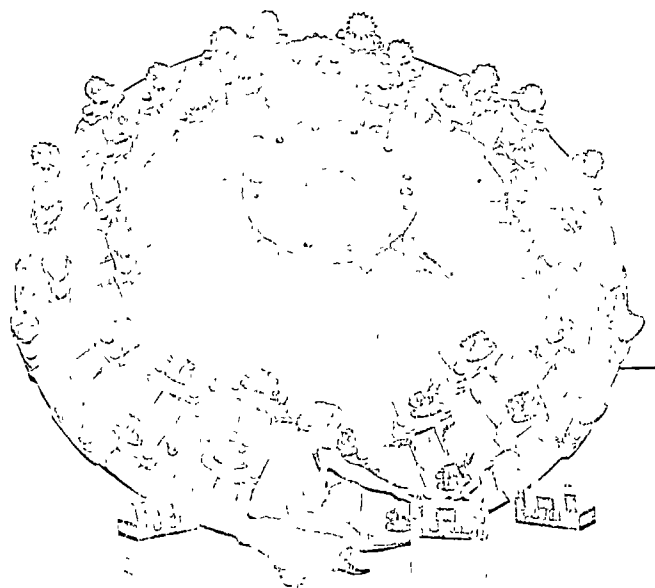
En las figuras 21 y 22 se aprecian plataformas de perforación semisumergibles para perforar en mares muy difíciles por su oleaje y en --

profundidades de agua del orden de 200 metros. Este tipo de plataformas es el equipo más sofisticado que se conoce actualmente.

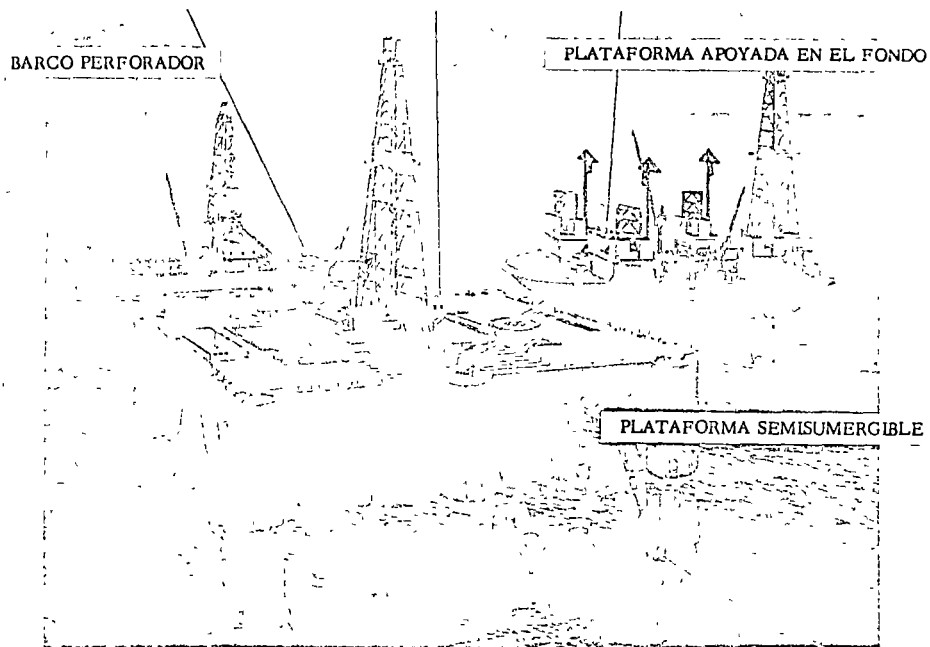


ERROCA DE 20" DE DIAMETRO PARA
PERFORACION DE TUNELES

fig. 16



AMPLIADOR DE 160" DE DIAMETRO
PARA TIRO DE MINA



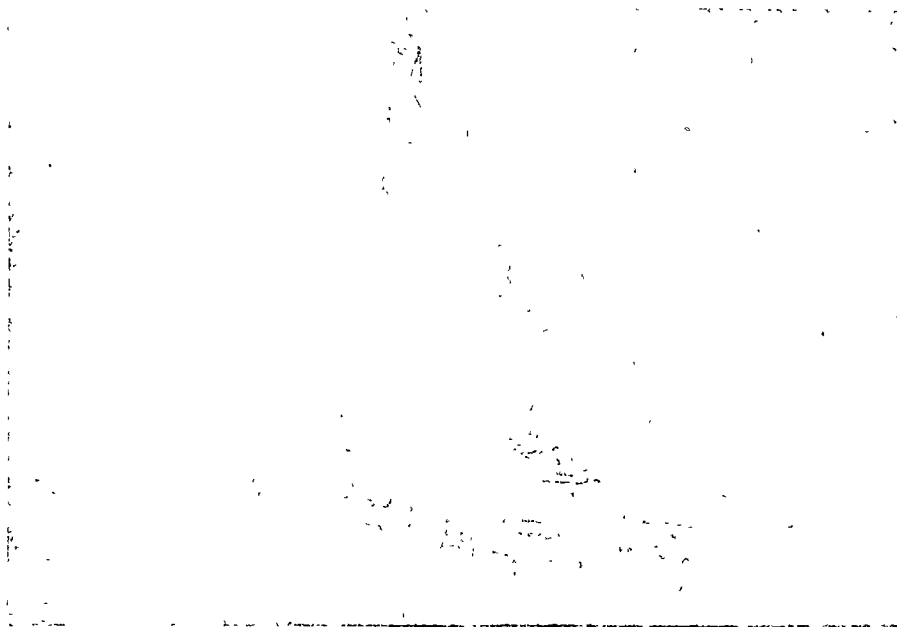
PERFORADORAS MARINAS

fig. 17



BARCO DE PERFORACION

fig. 18



BARCO DE PERFORACION EN EL GOLFO DE MEXICO

fig. 19



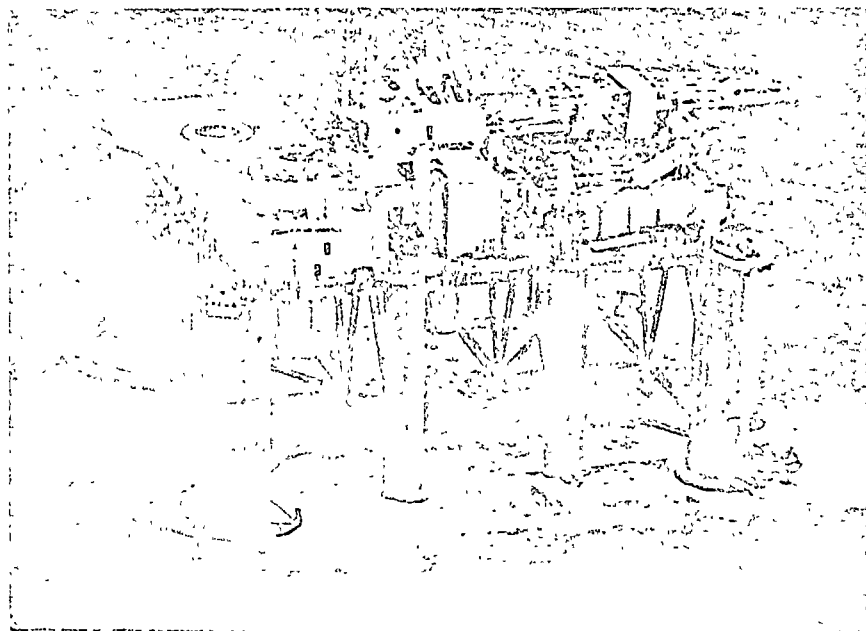
PLATAFORMA DE PERFORACION
APOYADA EN EL FONDO

fig. 20



PLATAFORMA DE PERFORACION
SEMISUMERGIBLE

fig. 21



PLATAFORMA DE PERFORACION SEMISUMERGIBLE EN TRANSPORTE

fig. 22

RESISTENCIA, PERFORABILIDAD DE LAS ROCAS Y VELOCIDAD DE PERFORACION

Se han efectuado numerosos intentos de desarrollar las fórmulas que relacionen la resistencia de las rocas con la perforabilidad de las mismas. Solo se han logrado obtener algunos resultados, algunos de los cuales se presentan enseguida, pero se presentan tantos factores que se considera difícil desarrollar una fórmula general que permita predecir la velocidad de perforación de diferentes tipos de rocas.

Los factores más importantes que intervienen en la velocidad de perforación de las rocas y especialmente utilizando perforadoras rotatorias son :

- Propiedades de las rocas a perforar
 - resistencia a la compresión simple y confinada
 - resistencia al quebramiento
 - porosidad
 - fracturamiento
 - dureza
- Peso sobre la broca y tipo de broca
- Velocidad de rotación
- Diámetro de la broca

- Torsión aplicada a la broca
- Fluído de perforación

El Buró de Minas de los Estados Unidos ha efectuado estudios de campo y de laboratorio utilizando perforadora rotatoria con broca para obtener núcleos con insertos de diamante en diámetro AX (4.52 cm.) llegando a la siguiente ecuación :

$$d = \frac{2 \pi (T - \mu r F_v)}{SA - F_v}$$

donde: d = Penetración por revolución (pulgadas/rev)

T = Torsión en la broca (pulgadas - libra)

μ = Coeficiente de fricción

F_v = Empuje (libras)

r = Radio de la broca (pulgadas)

S = Resistencia de roca a la perforación (libras/pulgada ²)

A = Area de corte de la broca (pulgadas ²)

Tomando en cuenta observaciones adicionales como son la relación de la resistencia de la roca a la compresión simple (C) y la penetración por revolución (d) y otras relaciones se llegó a la siguiente fórmula:

$$d = \frac{T}{3 C A}$$

correcto $T = F_t r$

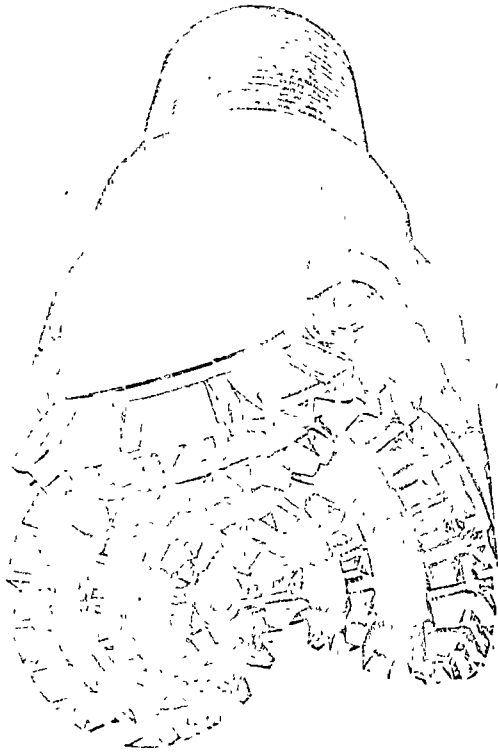
- F_t = Fuerza tangencial en la broca (libras)
 C = Resistencia a la compresión simple de la roca
 (libras/pulgada ²)
 A = $\pi/4 (D_o^2 - D_i^2)$
 D_o = Diámetro exterior de la broca
 D_i = Diámetro interior de la broca

El investigador W.C. Maurer desarrolló una fórmula para obtener la velocidad de perforación utilizando broca tricónica (figura 23) a partir de los mecanismos de formación de cráteres (fig. 24) y suponiendo una "limpieza perfecta" de los cortes de perforación entre los impactos de los dientes de la broca. (fig. 25) Esta última condición normalmente no se presenta. La fórmula es:

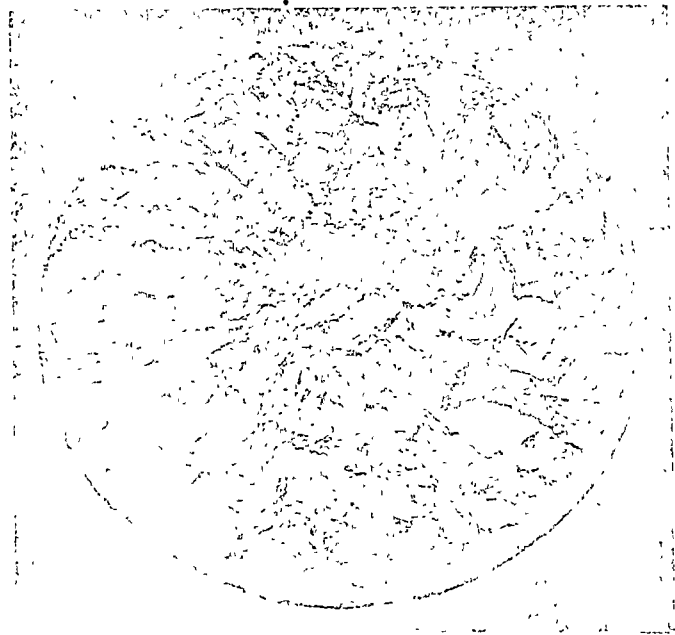
$$R = k \frac{MW^2}{D^2 S^2}$$

donde :

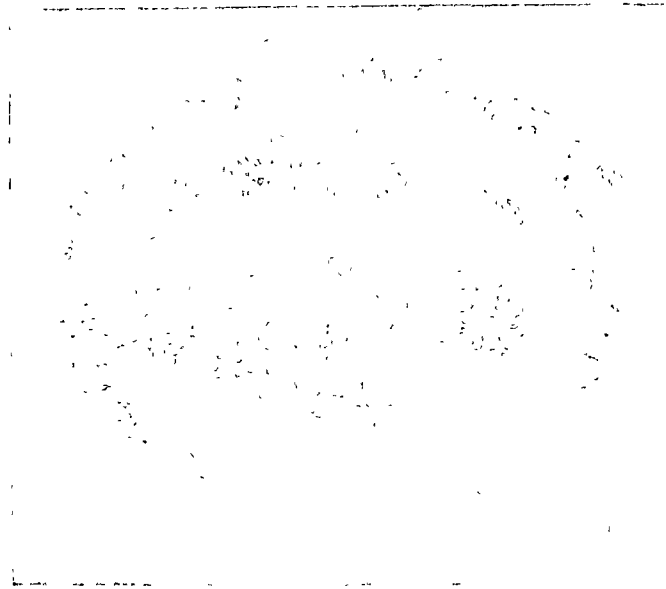
- R = Velocidad de perforación (piez/hora)
 k = perforabilidad de la formación (constante)
 N = velocidad de rotación de la broca (r.p.m.)
 W = peso sobre la broca (libras)
 D = Diámetro de la broca (pulgadas)
 S = resistencia a la perforación de la roca (libras/pulg²)



BROCA TRICONICA W 7 R - J
fig. 23



CRATERES FORMADOS SOBRE LA ROCA EN EL FONDO
DE UN POZO
fig. 24



CRATERES FORMADOS SOBRE LA **ROCA EN EL FONDO**
DE UN POZO EN GRANITO ROSA

fig. 25

La resistencia a la compresión simple de las rocas de cualquier forma da una idea relativa de la resistencia a la perforación de las rocas. En algunos casos la resistencia a la compresión simple llega a ser la del acero dulce. Enseguida se presentan algunos ejemplos.

Roca	Resistencia a la compresión simple kg / cm ²
Areniscas	500 - 1500
Pizarras	300 - 800
Hematita de Minesota	6200
Cuarcita rosada	4800

De acuerdo con Maurer puede señalarse :

Tipo de roca	Resistencia a la compresión simple kg / cm ²
Blanda	0 - 500
Media	500 - 1000
Dura	1000 - 2000
Muy dura	> 2000

El mismo Maurer ha desarrollado otras fórmulas partiendo de la base de que para quebrar una roca debe aplicársele suficiente energía de tal manera que los esfuerzos inducidos excedan la resistencia de-

la roca. Una vez excedidos los esfuerzos necesarios para romper la roca, la energía necesaria para quebrar un volumen unitario de roca permanece casi constante y a este valor se le denomina "energía específica" y resulta muy útil para predecir el comportamiento de perforadoras o quebradoras a partir de pruebas de laboratorio. Las ecuaciones que intervienen en estas predicciones en cuanto a la velocidad a que una roca puede ser quebrada, triturada o rota (C.R.) son :

$$C. R. = \frac{P}{E} \text{ (cm}^3 \text{ / min)}$$

donde:

P= energía entregada a la roca (Joules / min)

E= energía específica (Joules / cm³)

1 Joule / segundo = 1 Watt = 0.00134 H. P.

Bond ha obtenido una fórmula para determinar aproximadamente la energía específica

$$E = 10 E_i \left(\frac{1}{\sqrt{p}} - \frac{1}{\sqrt{f}} \right) \text{ (Joules / cm}^3 \text{)}$$

donde : E_i = energía específica para quebrar la roca desde un tamaño infinito pequeño hasta 100 micrones (joules/cm³),

f = tamaño inicial de la partícula (micrones)

$p =$ tamaño final de la partícula (micrones)

Cuando la reducción es grande ($f \gg p$) la fórmula anterior se reduce a:

$$E = \frac{10 E_i}{\sqrt{p}}$$

En este caso la energía específica es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del tamaño de la partícula ya quebrada.

En la tabla siguiente se muestran algunos valores típicos de energía específica para quebrar varios tipos de rocas a presión atmosférica:

Energía específica para quebrar varios tipos de roca y materiales, en Joules/Cm³

Roca	Tamaño de la partícula quebrada		
	0.1 mm	1 mm	10 mm
Vidrio	30	10	3
Arenisca	110	35	11
Caliza	110	35	11
Dolomita	110	35	11
Cuarcita	120	38	12
Granito	140	45	14
Lutita	150	48	15
Basalto	210	67	21

De las consideraciones basadas en la energía específica Maurer obtiene:

$$R = \frac{P}{A E} \quad (\text{ cm / min })$$

donde: $R =$ velocidad de perforación
 $P =$ energía transmitida a la roca, joules/min
 $A =$ área transversal de la perforación cm^2
 $E =$ energía específica, joules/ cm^3

Enseguida se anotan valores de la energía específica necesaria para perforar la mayoría de las rocas a presión atmosférica con brocas convencionales. Dicha energía específica varía entre 50 y 1000 joules/ cm^3 .

Perforadora	Diámetro perforación cm.	Energía entregada a la roca h.p.	Velocidad de perforación cm/m.n.				Energía específica joules/cm ³			
			Tipo de roca				Tipo de roca			
			Sua ve	Me- dia	Dura	Muy dura	Sua ve	Me- dia	Dura	Muy dura
Rotatoria broca tricónica	20	30	50	10	5	2	80	420	840	2100
Percusión neumática en bancos de roca	7.6	11	-	-	60	40	-	-	180	270
Rotatoria diamante	5	10	-	-	20	5	-	-	1120	4500

En la medida en que la profundidad aumenta la velocidad de perforación disminuye en virtud del incremento de la presión del fluido de perforación, del incremento en la presión confinante y de la dificultad de remoción de los cortes, es decir la "energía específica" va aumentando con la profundidad y en virtud del comportamiento de las rocas a altas presiones confinantes puede decirse que de 6 000 m. en adelante la "energía específica" se iguala para todo tipo de rocas y por lo tanto la velocidad de perforación ya no varía al variar la roca.

FLUIDOS DE PERFORACION

Los métodos de perforación rotatorios requieren de la circulación de fluidos que pueden ser cualquier tipo de fluido aunque en terminos generales se utilice: agua, gas, suspensiones coloidales o emulsiones en aceite.

De acuerdo con el líquido base, los fluidos de perforación se pueden clasificar de acuerdo con dicha base en: gas, agua y aceite.

Los fluidos a base de gas pueden ser: aire seco, aire húmedo con gotas de agua o lodo, mezclas de algún gas humedo con espumantes, o mezclas del fluido gaseoso con gotas de aceite incluyendo en todos los casos la posibilidad de traer sólidos insolubles en suspensión .

Los fluidos a base de aceite pueden incluir sustancias solubles en -- aceite, agua emulsionada y materiales insolubles en aceite en suspensión.

Los fluidos a base de agua incluyen sustancias solubles o insolubles en suspensión.

Para controlar o mejorar la calidad y el comportamiento de los fluidos de perforación se utilizan diversos productos químicos.

En la mayoría de las perforaciones se utilizan "lodos" como fluidos de perforación que se pueden definir como suspensiones coloidales de sólidos en líquidos. El lodo más usado es el que se compone de agua y arcillas bentoníticas en suspensión.

Las principales funciones de los fluidos de perforación son:

- Mover los cortes de perforación del fondo del pozo
- Transportar los cortes del pozo a la superficie
- Enfriar la broca
- Mantener la estabilidad del pozo

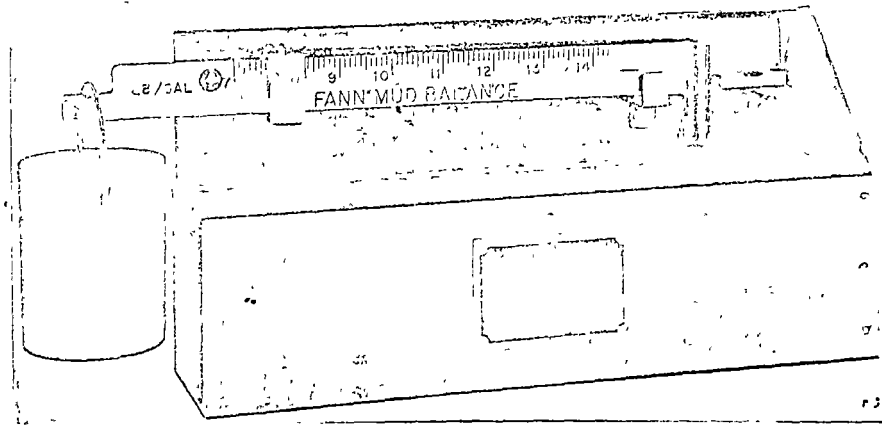
Procedimientos empleados para controlar los lodos.

- Densidad o peso del lodo. La densidad es el peso por unidad de volumen y en perforación normalmente se mide utilizando la balanza de lodo. (Fig. 26)

El agua prácticamente tiene una densidad de 1 kg/dm^3 y los lodos de perforación normalmente tienen densidades más elevadas.

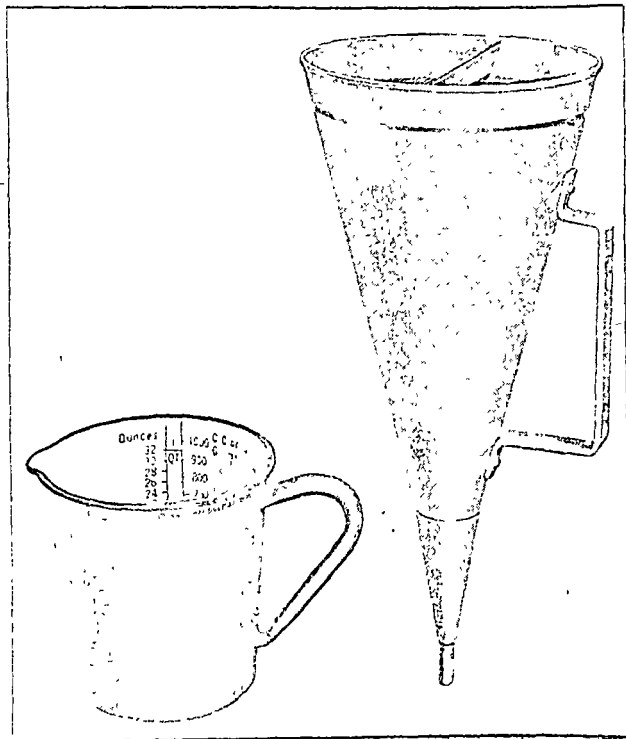
- Viscosidad. En el campo se utiliza como método rutinario para medir la viscosidad de los lodos el embudo de Marsh. (Fig. 27)

El embudo debe llenarse hasta la marca (en la parte baja de la malla de alambre que lleva) lo que da 1 500 mililitros, se le permite fluir hasta



BALANZA DE LODOS

fig. 26



CONO MARSH

fig. 27

llenar un recipiente de 946 mililitros, el tiempo empleado será la viscosidad Marsh. El agua tiene una viscosidad Marsh de 26 segundos.

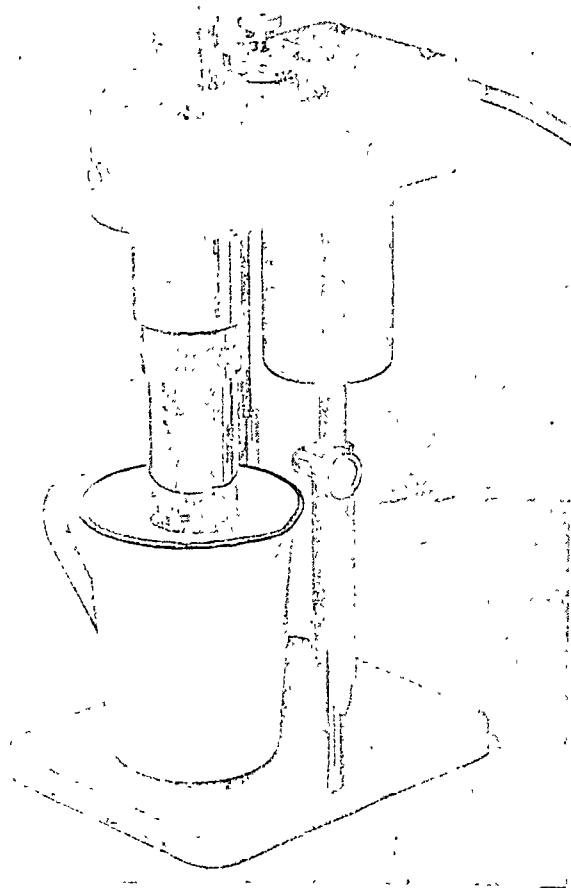
Para conocer la viscosidad plástica así como el punto de fluencia de los lodos se emplea el viscosímetro V.G. (fig. 28)

En un recipiente se coloca el lodo recientemente agitado se ajusta la superficie del lodo con marca del rotor. Se conecta el aparato a 600 r.p.m. y se toma una lectura, se disminuye la velocidad a 300 r.p.m. y se toma otra lectura. La viscosidad plástica en centipoises será la diferencia entre las dos lecturas mencionadas. El punto de fluencia en libras/100 pies² será la diferencia entre la lectura a 300 r.p.m. y la viscosidad plástica. La viscosidad aparente en centipoises es la lectura a 300 r.p.m. entre 2.

El control de los lodos requiere otro tipo de mediciones como son : resistencia del gel, la filtración, el contenido de arena (fig. 29), el pH, la resistividad y otras características.

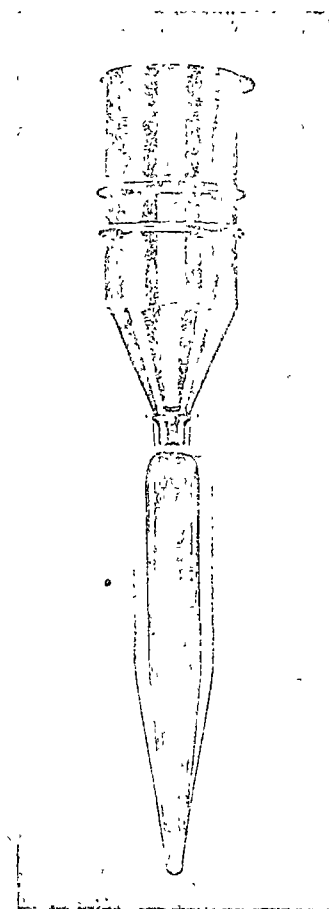
Velocidad de los fluidos de perforación .

Los fluidos de perforación, como ya se mencionó, entre otras funciones tienen la de transportar los cortes de perforación del fondo del pozo, a la superficie para eliminar dichos cortes de perforación del



VISCOCIMETRO

fig. 28



APARATO PARA MEDIR
EL CONTENIDO DE ARENA

fig. 29

pozo, para lograr esta función se requiere aparte de otras características que el fluido de perforación tenga una velocidad ascensional adecuada para poder elevar las partículas a la superficie.

Con lodo bentonítico se considera adecuado lograr una velocidad ascensional de 120 pies/min (60 cm/seg).

Con aire seco la velocidad ascensional debe ser entre 2000 y 3000 -- pies/ min (1100 - 1650 cm/seg).

En la perforación de pozos para agua, utilizando diámetros de perforación grandes de 20" (50 cm) por ejemplo las bombas de lodos generalmente resultan chicas resultando una perforación lenta que requiere moler los cortes de perforación a un tamaño tal que pueden ser levantados por el lodo. Esta situación no se presenta en pozos petroleros donde la profundidad de los pozos amerita contar con todo el equipo de bombeo necesario y por otro lado no se presentan diámetros de perforación tan grandes como en la perforación de pozos de agua.

ADITIVOS A LOS FLUIDOS DE PERFORACION. Para controlar la calidad de los fluidos de perforación se agregan aditivos químicos que mejoran o controlan ciertas características, algunos de los más importantes son:

<u>Función</u>	<u>Producto</u>
Adelgazar el lodo evitar contaminación de anhidrita o cemento	Fosfatos complejos
Adelgazar el lodo o disminuir la viscosidad	Fosfatos complejos Taninos (Quebracho)
Aumentar el peso del lodo	Sulfato de Bario (barita)
Elevar pH	Carbonato de sodio Bicarbonato de sodio
Controlar contaminación de cemento y anhidrita	Carbonato de sodio Bicarbonato de sodio
Controlar pérdida de circulación	Carboximetil celulosa Mica Cáscara de nuez Tapones diesel - bentonita
Aumentar la viscosidad	Carboximetil celulosa
Aumentar la viscosidad del - aire o gas	Espumantes

EJEMPLOS PRACTICOS

Diseño y Construcción de un pozo para abastecimiento de agua.

En los croquis que se muestran enseguida se observa la forma típica de construcción de pozos para agua que se utiliza generalmente en México. (figuras 30, 31 y 32)

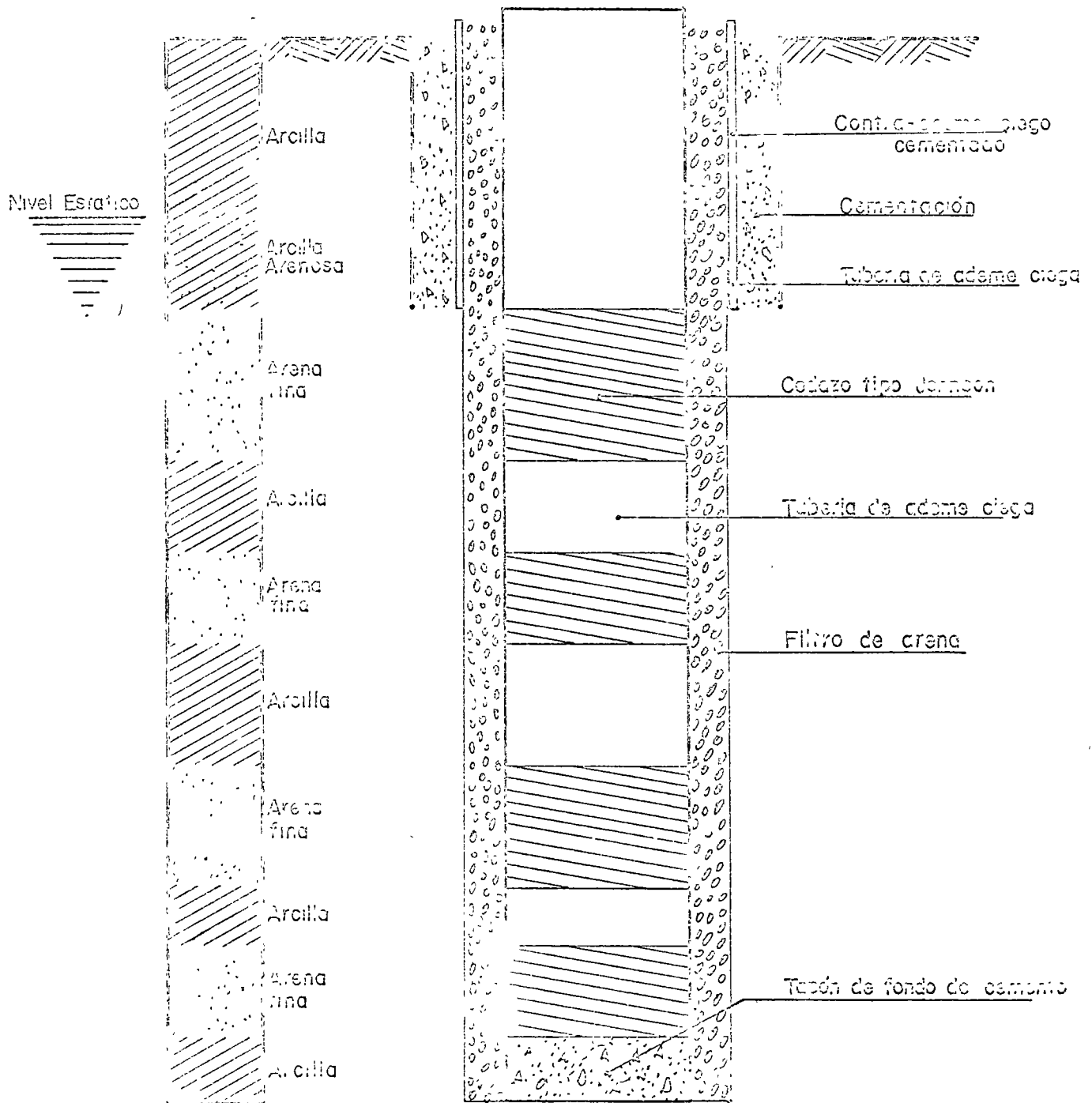
En la figura 33 se aprecian los tipos de cedazos que se utilizan para permitir el paso del agua del acuífero al pozo a través del propio ademe ranurado o cedazo de protección.

En las figuras 34 y 35 se puede observar el efecto de la inyección de aire a alta presión dentro del agua del pozo. Este procedimiento permite limpiar y desarrollar en forma primaria los pozos eliminando los lodos de perforación y estimulando los acuíferos al extraer los materiales más finos de los mismos incrementando la permeabilidad local.

En la figura 36 se observa el desarrollo, aforo y prueba de bombeo de un pozo.

Debido a la amplitud del tema no se trata con detalle el diseño y cons

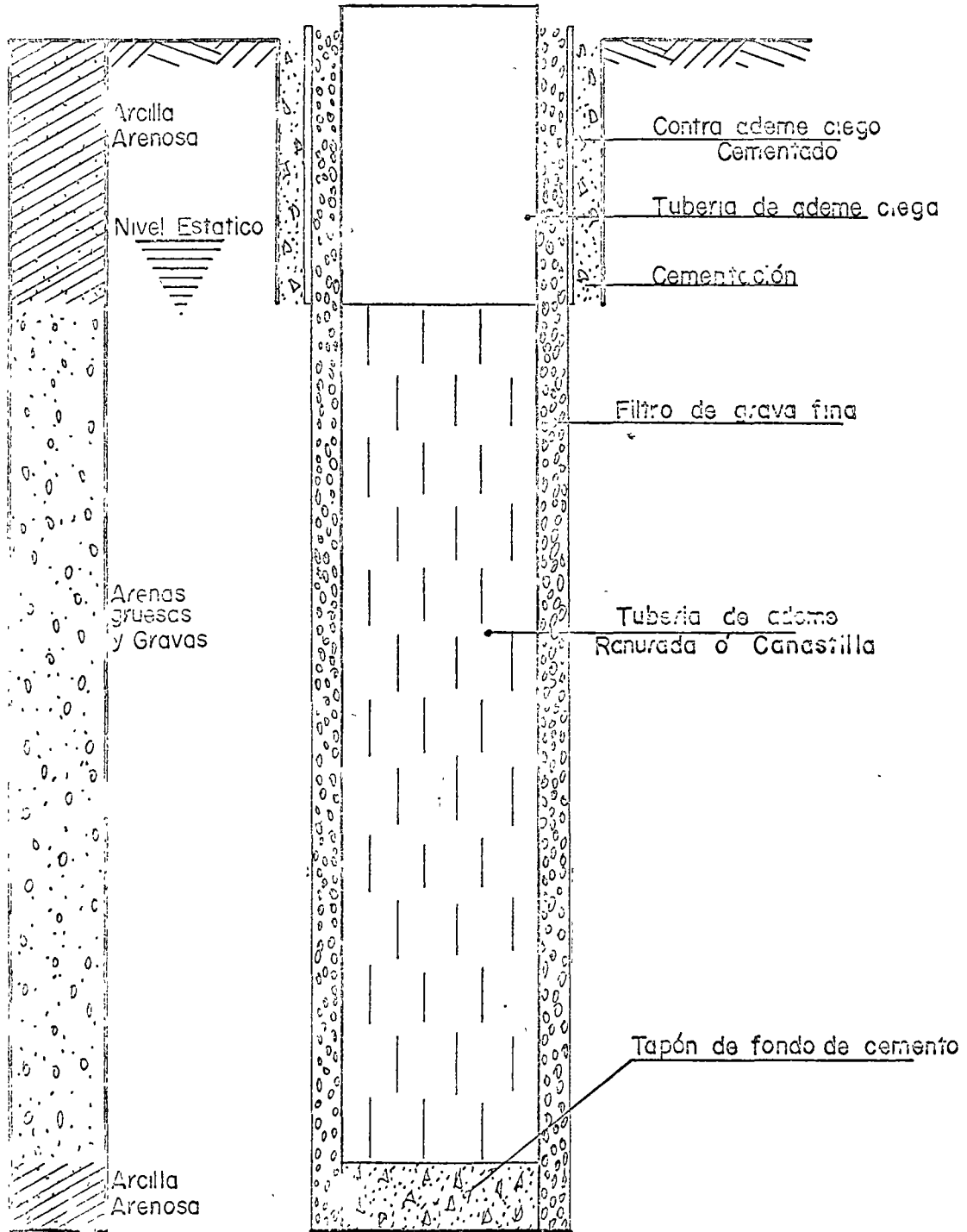
ESTRATIGRAFIA POZO TERMINADO



POZO PARA AGUA EN
MATERIALES GRANULARES MUY FINOS

fig. 31

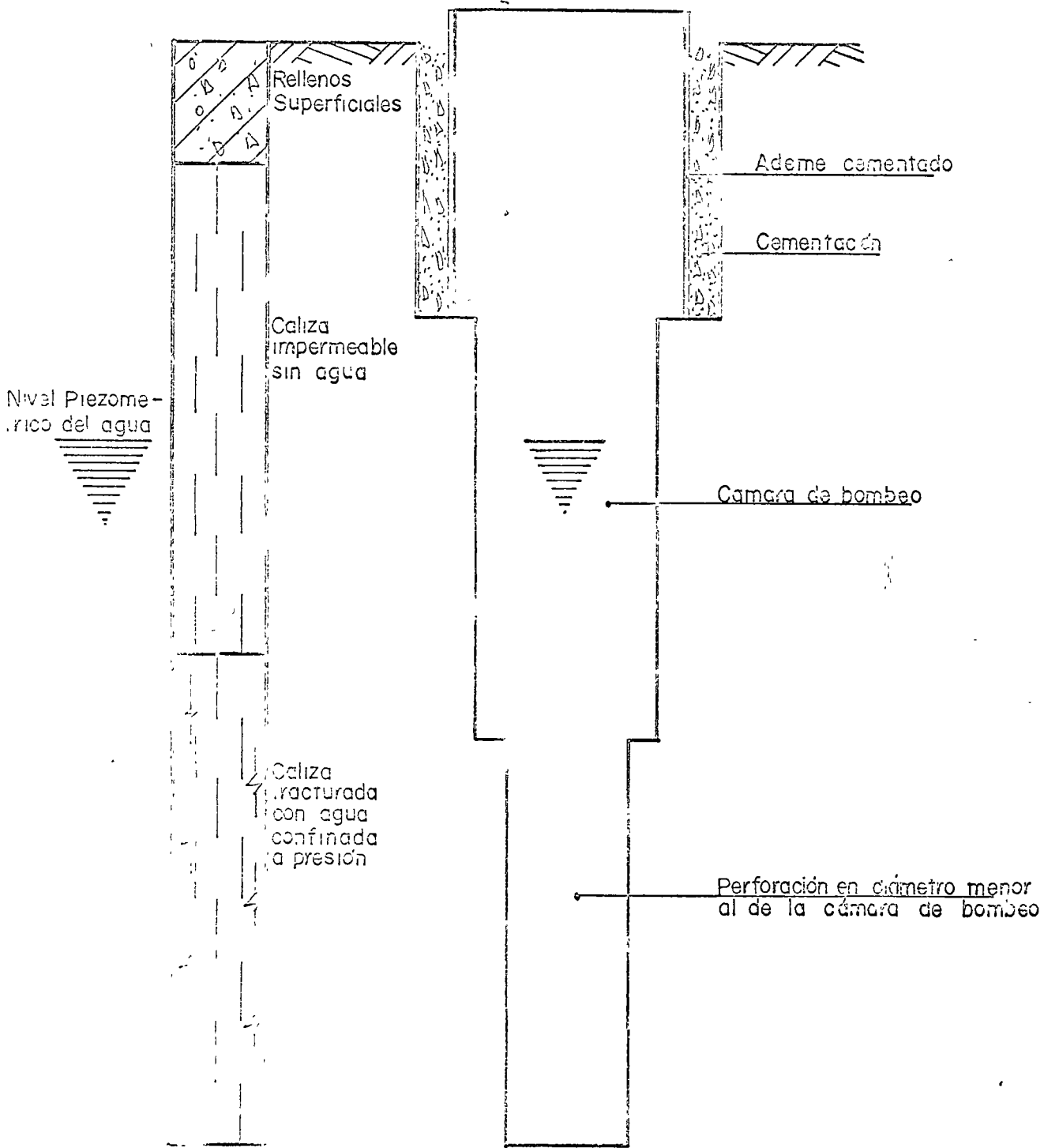
ESTRATIGRAFIA POZO TERMINADO



POZO PARA AGUA EN MATERIALES GRANULARES

fig. 30

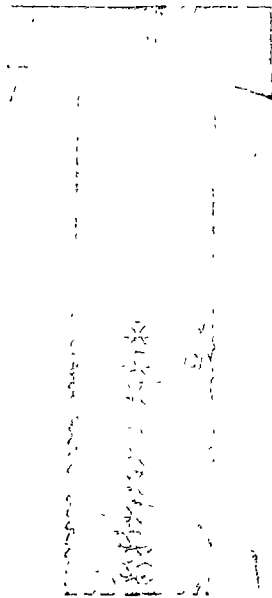
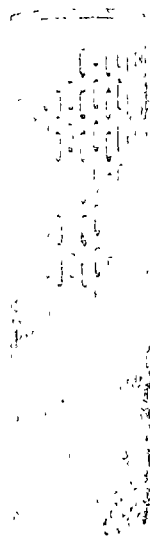
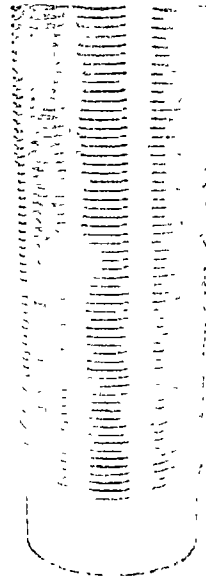
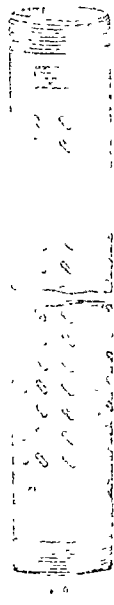
ESTRATIGRAFIA POZO TERMINADO



POZO PARA AGUA

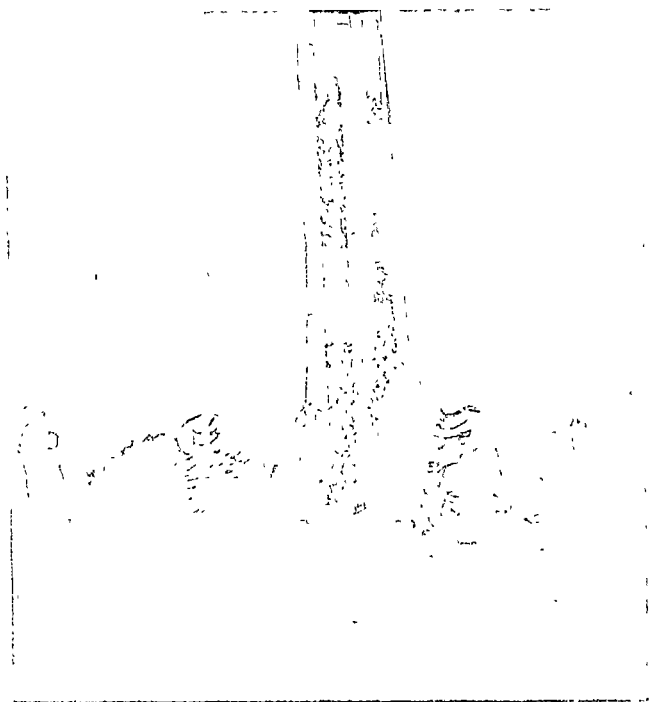
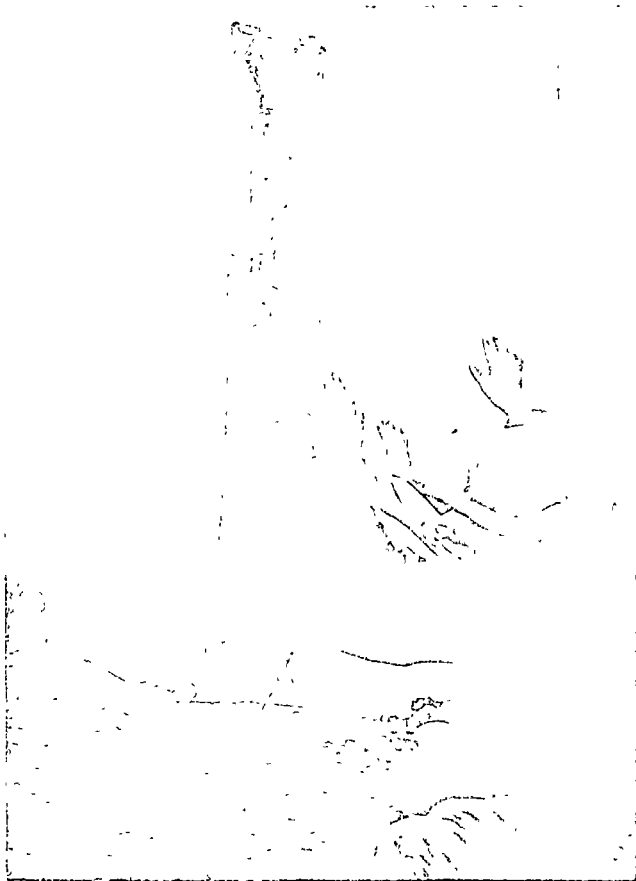
EN CALIZAS

fig. 32



DIFERENTES TIPOS DE CEDAZOS

fig. 33



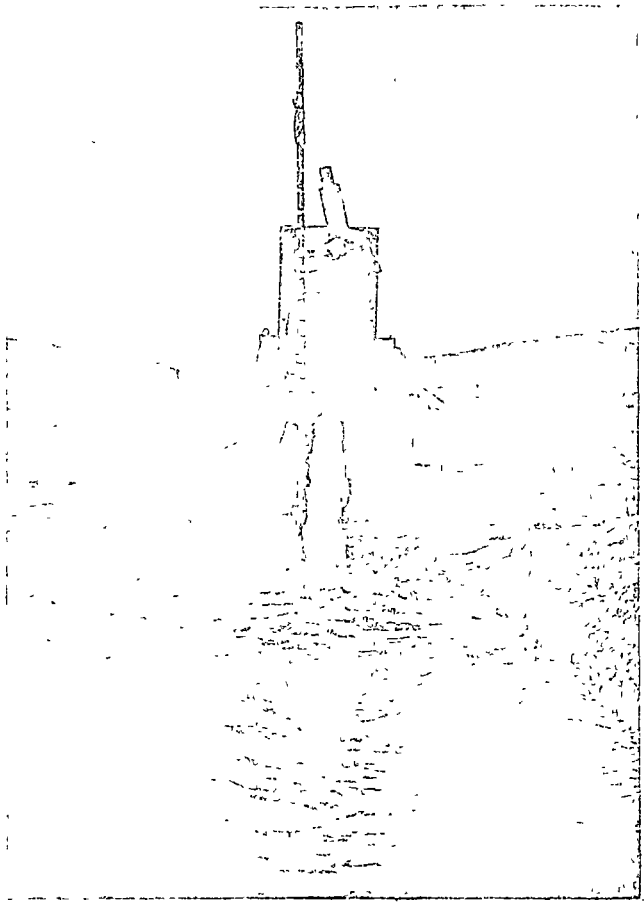
TRATAMIENTO DE UN POZO DE AGUA
CON AIRE COMPRIMIDO A ALTA
PRESION EN BASALTOS

fig. 34



TRATAMIENTO CON AIRE A ALTA
PRESION DE UN POZO PARA AGUA
EN CALIZAS

fig. 35



AFORO DE UN POZO CON BOMBA VERTICAL TIPO TURBINA
Y MOTOR DE COMBUSTION INTERNA

fig. 36

trucción de pozos para agua. Tampoco se trata lo relativo a pruebas de bombeo, aforos, determinación de la permeabilidad ni la forma en que se debe racionalmente explotar un acuífero.

Explotación de bancos de roca.

La explotación de bancos de roca (figura 37) requiere de la perforación para colocar los explosivos. De acuerdo con el volumen de explotación se utilizan diversos tipos de perforadoras buscando la mayor economía tanto en la perforación como en los explosivos.

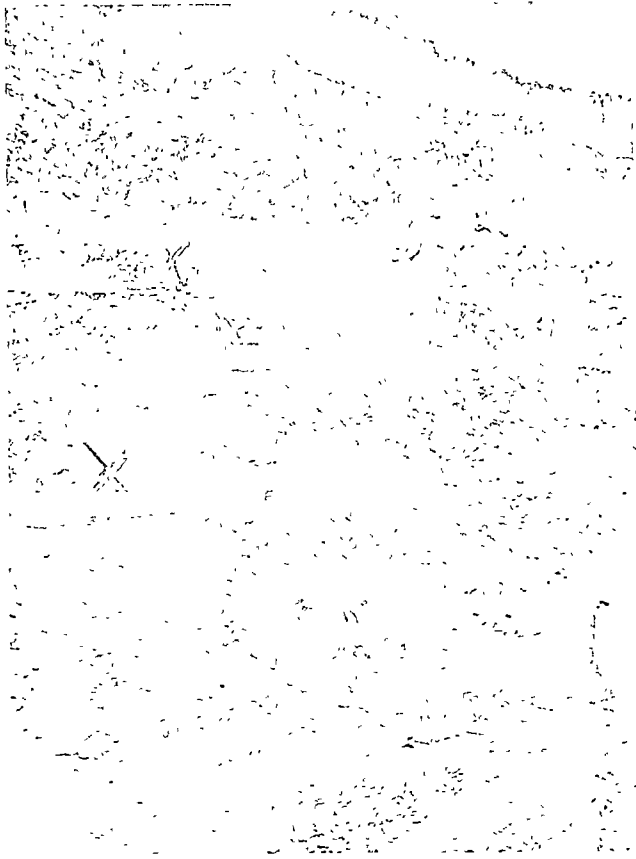
El método más simple y primitivo es utilizar una barreta y un marro para hacer pequeños agujeros.

Un procedimiento muy empleado en México es utilizar perforadoras de tipo manual (figura 38) utilizando aire comprimido con lo cual se perforan pozos de unas 1 $\frac{1}{2}$ " de diámetro o menos a profundidades de 5 m.

El uso de equipos de perforación chicos o medianos permite perforar con aire comprimido con bastante rapidez. Normalmente se emplean diámetros de 3" a 4" y se perfora a 20 ó 30 m. de profundidad.

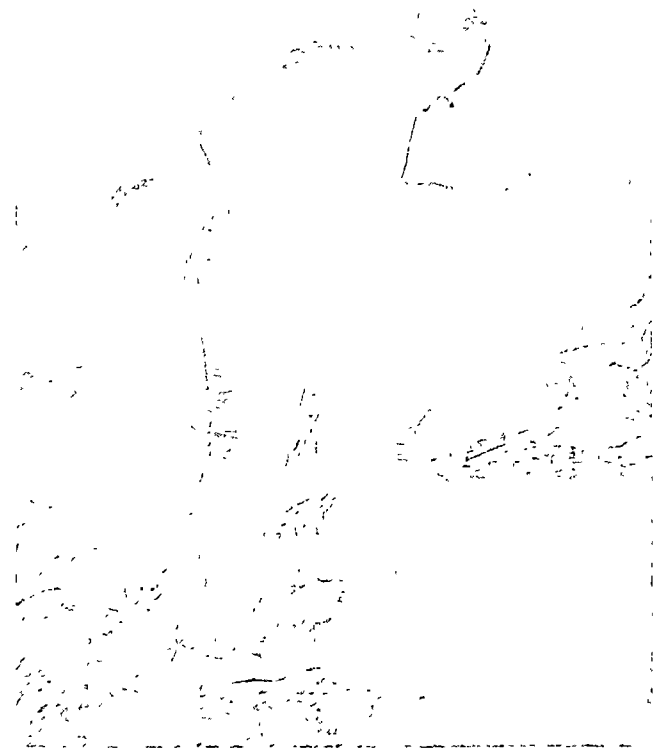
Para explotaciones importantes conviene pensar en la posibilidad de perforar con equipos grandes en 6" o más de diámetro lo cual per-

mite realizar el trabajo con gran rapidez y generalmente a menores costos.



EXPLOTACION DE UN BANCO DE ROCA

fig. 37



PERFORADOR DE PISO NEUMATICA MANUA

fig. 38

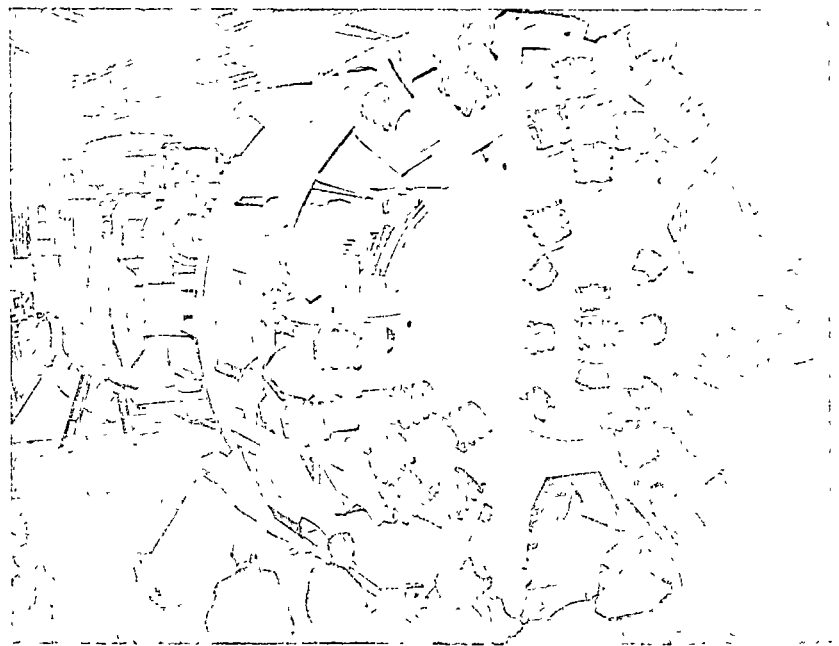
EXCAVACION DE TUNELES Y LUMBRERAS

Los métodos de perforación rotatorios para hacer agujeros verticales se han desarrollado importantemente y en la actualidad es posible perforar en grandes diámetros tanto en posición vertical como es el caso de lumbreras y tiros de mina como en posición horizontal como es el caso de túneles. Estos equipos se están empleando cada vez más tanto en la ingeniería civil como en la minería . (Figuras 39 y 40)



BROCA DE 72" DE DIAMETRO

fig. 39

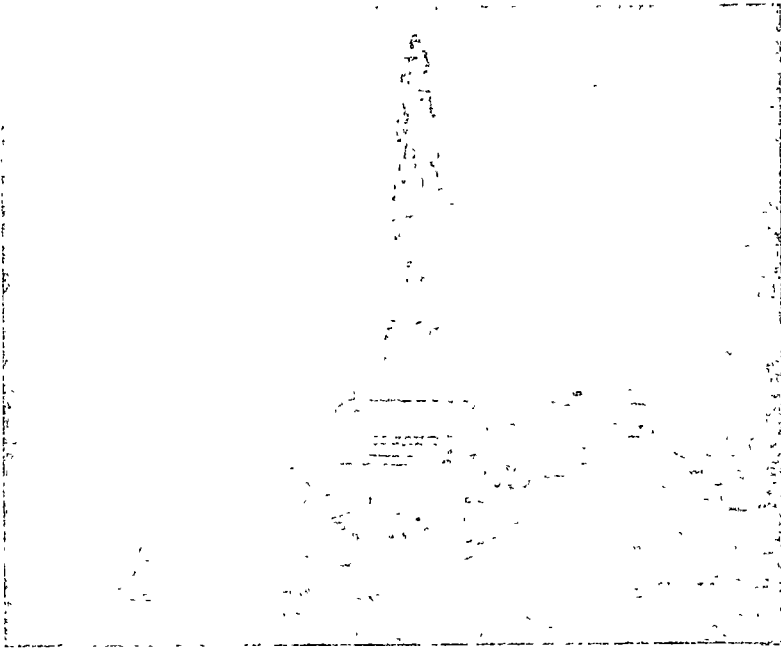


BROCA PARA PERFORACION DE TUNELES EN ROCA

fig. 40

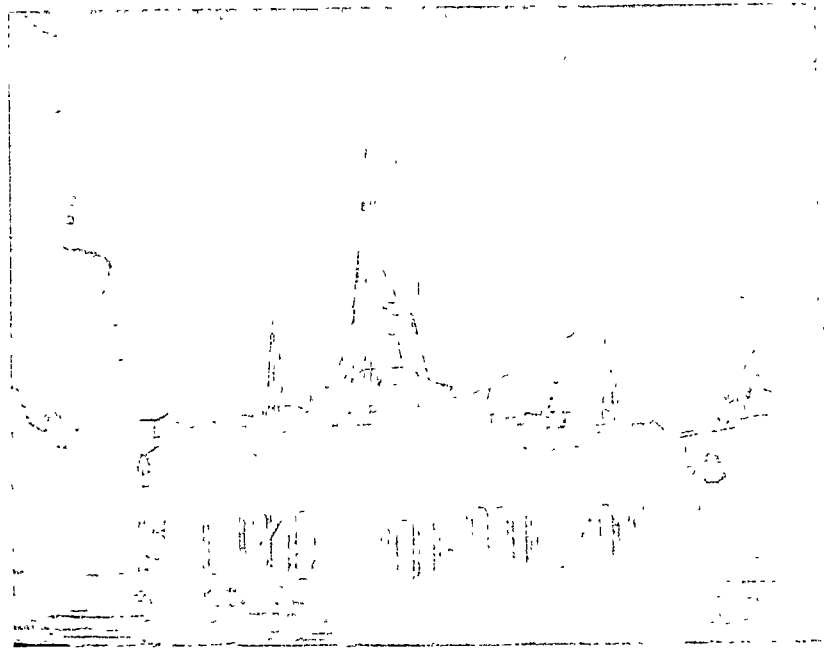
PERFORACION EN EL MAR

Tanto para la exploración de hidrocarburos como para la explotación de los mismos dentro de las plataformas litorales, cada vez se perfora más en el mar. Actualmente se están haciendo perforaciones en el mar en la búsqueda de minerales. En la figura 41 aparece un barco perforando en el Golfo de México en busca de petróleo o gas. En la figura 42 se observa una plataforma semisumergible perforando en el Mar del Norte, uno de los sitios de mayor dificultad, debido al fuerte oleaje que impera; se pueden observar los quemadores del gas que ya se encontró en el pozo trabajando.



BARCO DE PERFORACION EN EL GOLFO DE MEXICO

fig. 41



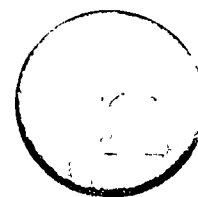
PLATAFORMA DE PERFORACION SEMISUBMERSIBLE

fig. 42

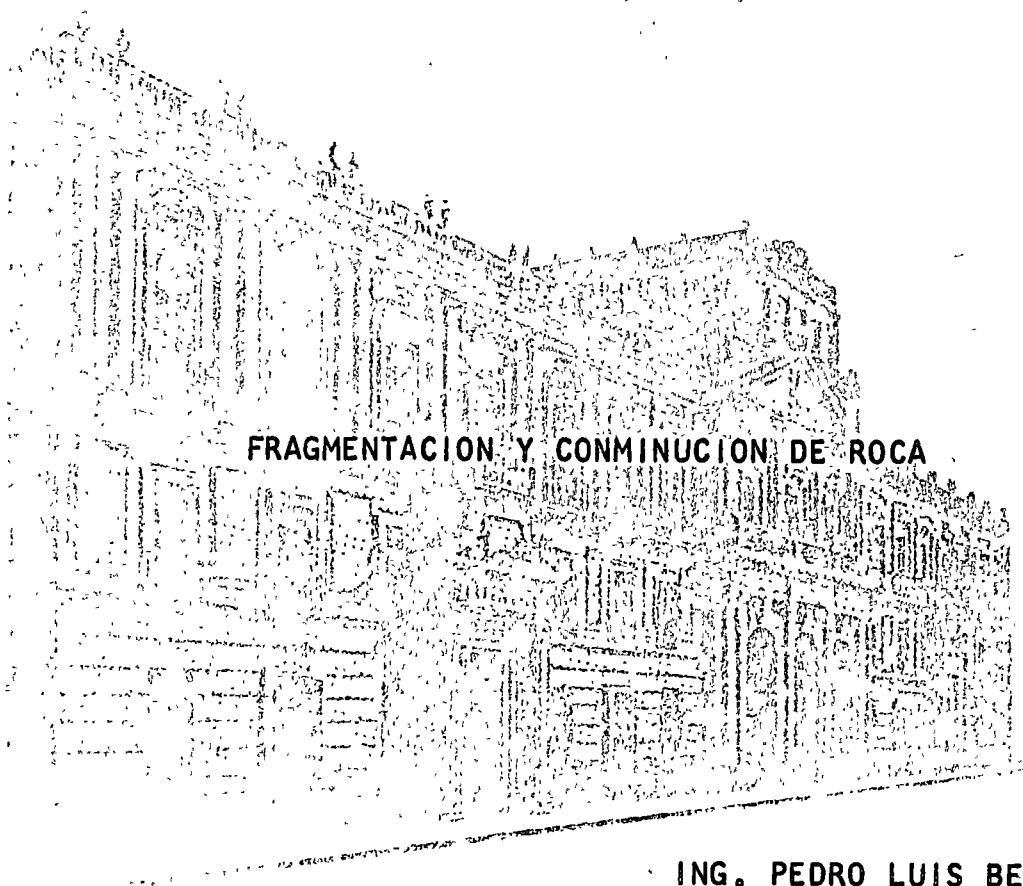


ROCOR-9-

centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS
DE INGENIERIA



FRAGMENTACION Y CONMINUCION DE ROCA

ING. PEDRO LUIS BENITEZ.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

"Aplicaciones de la Mecánica de Rocas a las Obras de Ingeniería"

TEMA: "FRAGMENTACION Y CONMINUCION DE ROCAS"
Ing. Pedro Luis Benítez E.

I.- INTRODUCCION:

El problema de la Fragmentación es uno de los capítulos menos conocidos de la mecánica física de los sólidos. Las técnicas de fragmentación y conminución de las rocas, directamente relacionadas con dicho problema, utilizan más que doctrinas científicas precisas, procedimientos empíricos y experiencias adquiridas a través de la práctica.

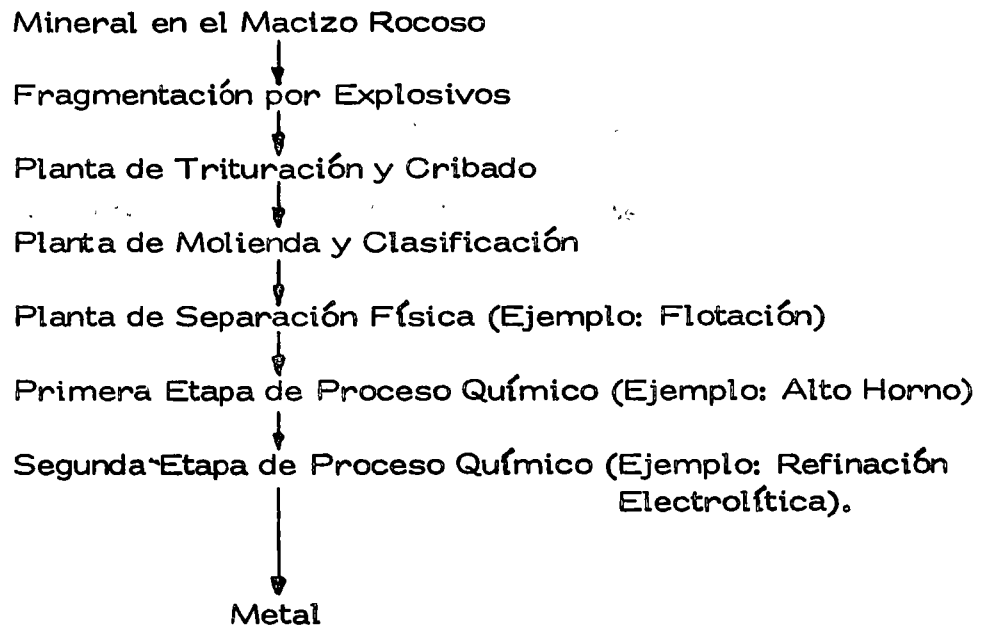
La Fragmentación interesa a numerosas actividades de la Ingeniería, pudiendo establecerse sin lugar a dudas, que todas sus actividades dependen en mayor o menor grado de ella. El beneficio de metales extraídos de minerales molidos, el cemento, las pinturas, el carbón, las rocas para construir cortinas de presas, los agregados pétreos para elaborar concretos hidráulicos y bituminosos en la construcción de carreteras, aeropistas, puentes, etc. pasando mucho más de mil millones de toneladas anuales por las trituradoras y molinos del mundo entero.

II.- GENERALIDADES SOBRE FRAGMENTACION DE ROCAS:

Tanto en el aprovechamiento de la roca como materia prima para extraer minerales valiosos, lo mismo que para producir agregados pétreos para la industria de la construcción, se requerirá acudir en una primera etapa a las técnicas de fragmentación y en una segunda etapa, al proceso de conminución por medio de equipos de trituración y molienda.

Se puede apreciar que el propósito final de la fragmentación y conminución de las rocas, es el de crear condiciones adecuadas, bien para que los minerales valiosos contenidos en el macizo rocoso sean separados eficientemente de la ganga, o bien para producir los tamaños adecuados de fragmentos de roca, para su utilización posterior, fundamentalmente en obras de Ingeniería Civil.

En el primer caso, la hoja de flujo de las operaciones, seguiría la siguiente ruta típica:



Se observa que existen tres tipos bien definidos de reducción de tamaño de la roca, a saber:

- a) Fragmentación de porciones de la roca a partir de un banco, utilizando energía producida por explosivos.
- b) Trituración del producto del inciso a) en uno, dos, o más pasos de reducción con Quebradoras de Quijada, Giratorias, rodillos, Cono, martillos, etc.
- c) Molienda por molinos autógenos o convencionales (bolas, barras, pulverizadores, etc.)

La primera etapa de este proceso se conoce generalmente como "Fragmentación", mientras que las dos últimas etapas, se conocen como "conminución".

Sin lugar a dudas, cada vez cobra mayor importancia en el campo de la Ingeniería, la fragmentación de la roca por medio de voladuras en operaciones a cielo abierto, operación en la cual, el explosivo, puesto en un orificio, pasa bruscamente del estado sólido al estado gaseoso. La enorme presión ejercida sobre las paredes de la perforación por los gases que se desprenden, provoca primeramente un choque que fisura las rocas vecinas y enseguida un empuje que provoca el desplazamiento de las rocas y su división en bloques de tamaño variable.

El fenómeno se produce pues, en dos tiempos bien distintos, separados por un intervalo de algunos décimos de segundo. El primer tiempo es casi inmediato (algunos milésimos de segundo), y corresponde a lo que se llama onda de choque.

El terreno sometido a una brusca presión que puede llegar hasta 15,000 kilogramos por centímetro cuadrado, se fisura, o mejor -- dicho, las grietas ya existentes se abren. Hasta entonces, el terreno no permanece en su lugar. Es hasta el fin del décimo de segundo cuando la roca bajo el efecto del empuje de los gases es arrojada -- adelante de la cara despedazada, siguiendo la línea de menor resistencia.

La descomposición del fenómeno es netamente perceptible en la tronada de una carga de explosivos en un barreno de investigación sísmica, tal como lo practican las sociedades de geofísica.

La extracción de las rocas duras y compactas requiere explosivos cuya onda de choque sea máxima, mientras que por lo contrario, -- la extracción de rocas fisuradas, elásticas, compresibles, no se adapta a esta onda de choque que pudiera abrir exageradamente la -- fisuración existente o provocar bajo el efecto de la presión de los -- gases la formación de bolsas nocivas para la extracción.

Surge la pregunta de cómo es más útil el fenómeno de la explosión y como aprovechar al máximo la energía extraordinariamente barata que queda liberada.

Se trata de un problema muy complejo por causa del gran número de factores en juego, contándose entre otros a:

1. El gran número de tipos de rocas existentes.
2. La forma bajo la cual se quieren obtener los fragmentos de roca (simple disgregación, producción de grandes bloques para diques o cortinas de enrocamiento.
3. Existe una gran variedad en las calidades de los explosivos. En su elección hay que tomar en cuenta su potencia, su poder de -- rompimiento, su densidad, su resistencia al agua, etc.

III.- REGLAS PRACTICAS PARA FRAGMENTAR ROCA POR -- MEDIO DE EXPLOSIVOS:

"Roca Fragmentada" es el producto de cualquier operación en la cual se requiera dicho material para utilizaciones subsecuentes, en los campos de minería, Ingeniería Civil, etc. El objetivo será conseguirla al mínimo costo, calidad óptima y tamaño adecuado. La barrenación y la voladura son dos variables que cualquier productor de roca fragmentada debe tomar en consideración, para lograr lo siguiente:

- a) Utilización al máximo de la energía explosiva que se coloque en el hueco útil del barreno.
- b) Producción de la mayor cantidad de metros cúbicos de -- roca por metro lineal de barreno, para reducir al máximo los costos de barrenación.
- c) En la mayoría de las ocasiones, obtener la máxima fragmentación del producto de la voladura para que el equipo -- de carga de la rezaga, transporte y trituración, trabaje -- con la máxima eficiencia.

Las modernas tecnologías que sobre el uso de explosivos se han desarrollado en Europa y los Estados Unidos, establecen recomendaciones prácticas para relacionar los parámetros que intervienen.

Ante todo conviene recordar la nomenclatura usual que se utiliza -- en estas operaciones:

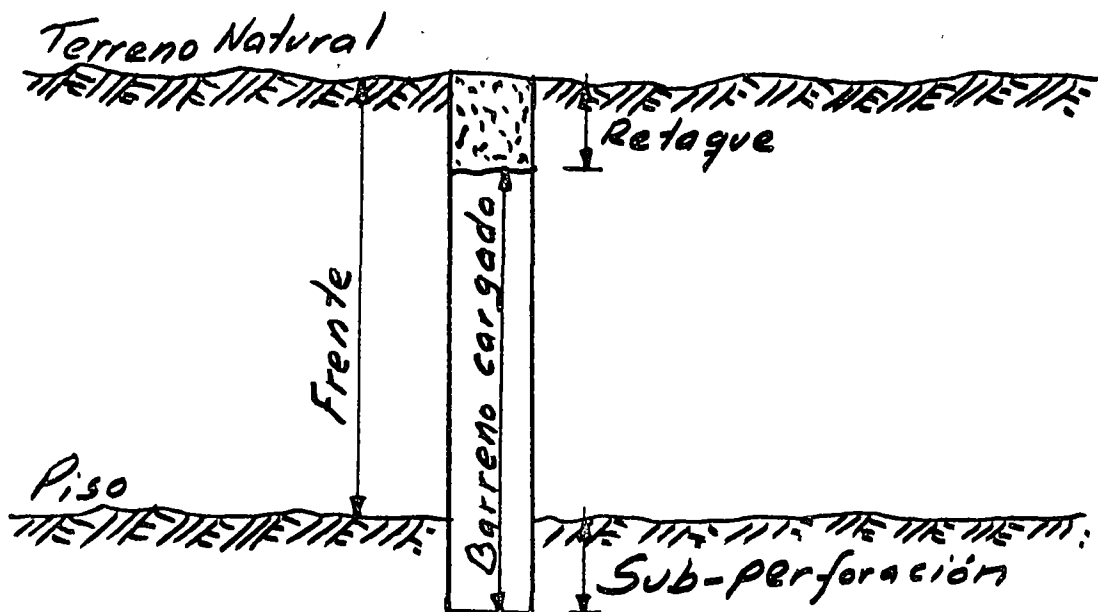


Figura # 1

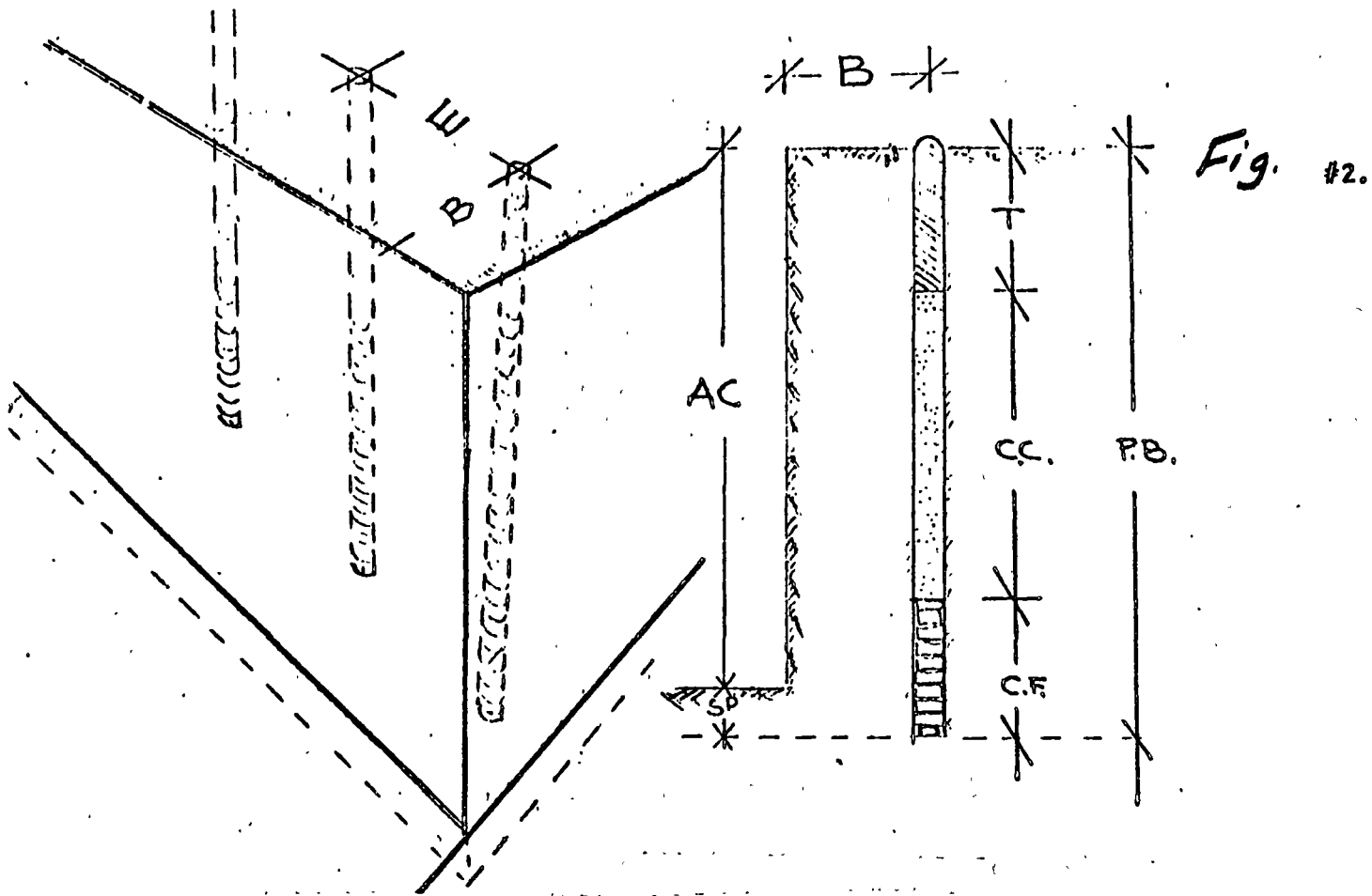
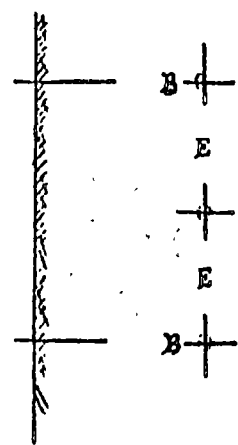


Fig. #2.

- B = Bordo
- Distancia entre el barreno y la cara libre y entre línea y línea de barrenos
- T = Taco = Retaque (Tapon)
- E = Espaciamento
- SP = Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)
- AC = Altura de la cara (Frente al barreno)
- PB = Profundidad del barreno (Longitud del barreno)
- CF = Carga del Fondo
- CC = Carga de Columna.



$B = 33 \times \phi (6'' - 9'')$

$B = 40 \times \phi (2\frac{1}{2}'' - 6'')$

$T = B$

$E = 1.2 \times B$

$SP = 0.3 \times B$

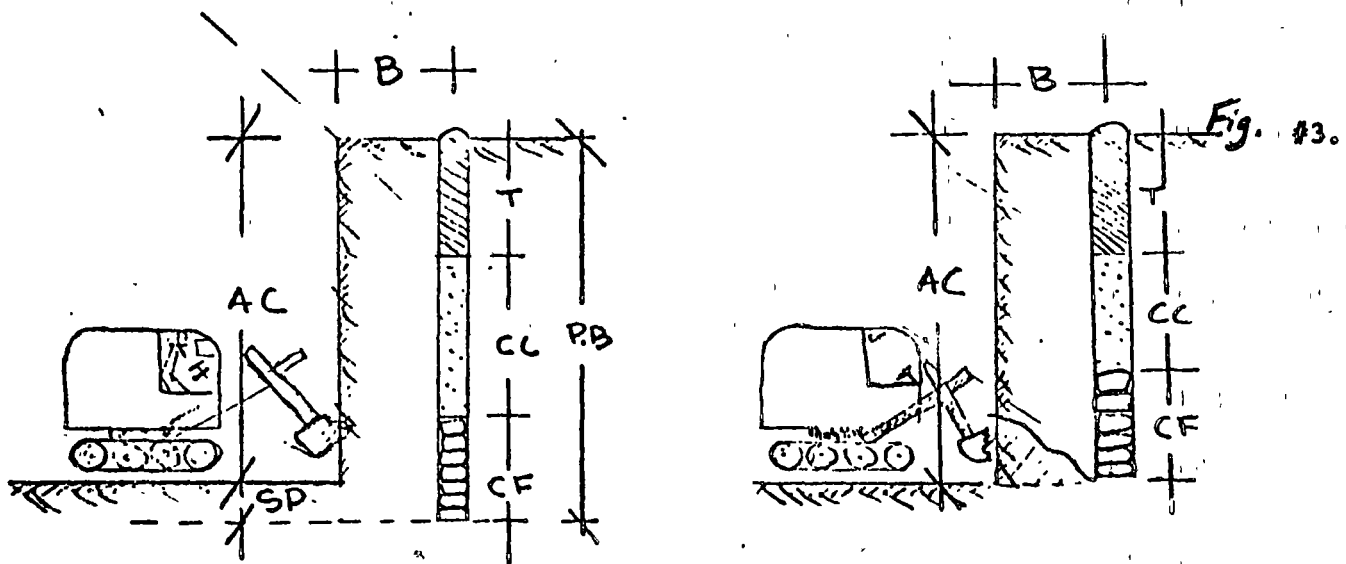
$AC = \text{Depende del equipo}$

$PB = \text{Depende del equipo}$

$CF = 1.3 \times B$

$CC = PB - 2.3 \times B$

$V = \underline{B \times E \times XAC} = \text{Volumen}$



Sub-Perforación (Perforación bajo el piso)

Siempre es necesario llevarse a cabo, para evitar que la pala encuentre el piso levantado, por la falta de acción del explosivo.

La carga explosiva del barreno, debe de estar constituida por dos cargas principales:

- a) La carga de Fondo
- b) La carga de columna

La carga de fondo cuya labor principal es la de vencer el esfuerzo cortante en la pata del barreno, debe de estar constituida por un explosivo potente denso y en la mayoría de los casos resistente al agua.

La carga de columna que su función es la de cooperación con la carga de fondo en la explosión, voltear y fragmentar la roca en la parte superior del barreno, debe estar constituida por un agente explosivo de baja densidad.

Se han establecido siete reglas fundamentales o "recetas de - cocina" que establecen relaciones que en lo posible deben respetarse entre las variables que intervienen en la barrenación, carga y voladura de bancos de roca, a saber:

REGLA # 1 :- Relaciona el bordo (distancia a la cara libre - más próxima), con el espaciamiento (distancia entre barrenos, como sigue:

"El espaciamiento 'E", debe ser igual o mayor que el bordo -- (aún cuando no mayor de un 30%)"

La razón de lo anterior, es la de que una vez que, las ondas de detonación direccionales alcanzan a la superficie libre, toda la fuerza restante va a la línea de menor resistencia, y por lo -- tanto, si el espaciamiento es menor que el bordo, entonces la fuerza rompedora efectiva se perderá antes de que un trabajo - completo de fragmentación sea realizado sobre la distancia de bordo.

REGLA # 2 :- Relaciona el espaciamiento con la profundidad -- de los barrenos:

"La profundidad del barreno debe ser por lo menos dos veces - mayor que el espaciamiento ", y recíprocamente, el espacia-- miento debe de ser aproximadamente igual a la mitad de la profundidad procurando generalmente no exceder una profundidad - en pies igual a 10 veces el diámetro del barreno en pulgadas, o sea que un barreno de 4" permitirá una profundidad de 40 pies.

Esta relación profundidad-diámetro del barreno, debe modificar-- se en algunas ocasiones de acuerdo con las condiciones particu-- lares del trabajo.

REGLA # 3 :- Velocidad del explosivo a la roca.

"La velocidad del explosivo debe ser igual o tan próxima como sea posible a la frecuencia sísmica de la roca que debe fragmen-- tar"

REGLA # 4 :- Carga del Barreno:

"Para una mejor acción de fragmentación, el explosivo debe dis-- tribuirse de la mejor manera posible, a través de la roca"

REGLA # 5 :- Coeficiente de carga de explosivo:

Es igual a la cantidad de dinamita usada, expresada en kilogramos, dividida por el volumen de roca fragmentada, expresado en metros cúbicos.

Una roca dura, debe volarse siempre con un coeficiente máximo de carga de aproximadamente igual a 0.50 kilogramos por metro cúbico.

REGLA # 6: - Sub - Perforación.

Es necesario para conservar la roca fragmentada en el piso -- generalmente se subperfora debajo del piso, del orden de la tercera parte a la mitad del espaciamiento entre barrenos, con un valor mínimo de 60 centímetros (2').

REGLA # 7 :- Retaque:

En la mayoría de los casos, el retaque deberá de ser aproximadamente igual al espaciamiento entre barrenos, con un máximo de 2.40 m. a 3.00 m. (8' a 10').

IV.- CONMINUCION DE ROCAS:

Como todos los materiales frágiles, las rocas se fragmentan, -- cuando ellas son deformadas mas allá de su límite elástico. El -- gasto de energía para lograr esta deformación representa el trabajo exigido para triturar o moler el material pétreo, y generalmente se expresa en kilowatts-hora por tonelada procesada. Dicha energía se suministra a la roca, por la máquina de trituración o de molienda.

Casi la totalidad de la energía gastada para este propósito se transforma en calor cuando la tensión se afloja, apareciendo como una -- elevación de temperatura en el material triturado y en las partes de la quebradora que lo rodean.

Una pequeña parte se disipa en forma de ruido y una parte aún más -- pequeña en un tipo de energía, conocida como "Energía de Superficie" que se revela por un cambio de la estructura atómica de la nueva -- superficie, la cual está generalmente determinada por el estado tectónico original en el interior de la roca. Generalmente, tanto la energía disipada en calor, como la energía sonora y la "Energía de Superficie, no son recuperables. El rendimiento mecánico de las operaciones de trituración y molienda, indicará el grado de utilización del gasto de energía para realizar el trabajo real de conminución de la -- roca.

La mayor parte de la energía perdida, es aquélla que debe utilizarse

para la deformación en el dominio elástico. Para alcanzar un mejor rendimiento mecánico, es necesario que las condiciones de funcionamiento sean determinadas de manera de que las energías suministradas se traduzcan en deformaciones que produzcan esfuerzos superiores al límite elástico de la roca.

La roca se reduce en fragmentos, al sobrepasarse su resistencia a la tensión, compresión o corte, lo cual provocará la ruptura. - El módulo de elasticidad de Young, para calizas medianamente duras cuya resistencia a la compresión es de 1600 kilogramos sobre centímetro cuadrado, tiene un valor aproximadamente igual a 700,000 kilogramos sobre centímetro cuadrado. Se demuestra que cuando la resistencia a la compresión se divide por el módulo de elasticidad, la roca debe deformarse más de 0.023 mm. por centímetro de espesor, antes de que la ruptura aparezca.

El trabajo de conminución es igual al producto de la fuerza media ejercida, por su desplazamiento, de manera que el trabajo teórico necesario para la ruptura de un cubo de 25 mm. de arista, es aproximadamente igual a 60 kilogramos-centímetro.

Numerosas teorías se han establecido para tratar de expresar el trabajo empleado en una operación de conminución, en función de la naturaleza de los materiales, del tamaño y forma de los productos, antes y después de la reducción.

Las teorías más conocidas (en orden cronológico), son las de RITTINGER, KICK y BOND:

TEORIA DE RITTINGER:

Conocida como la "Primera Ley de la Conminución", fue elaborada por un profesor alemán en Berlín en el año de 1867, y dice: "El trabajo necesario es directamente proporcional a la nueva superficie producida en el transcurso de la operación de conminución".

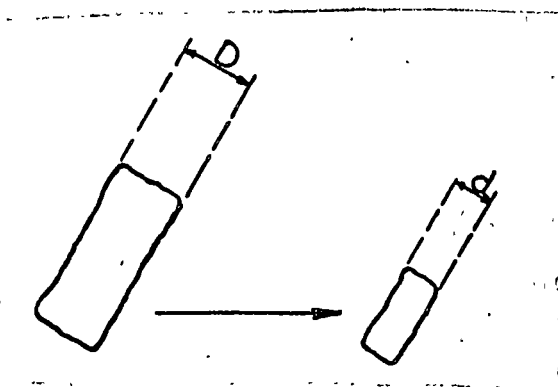


Figura # 4
Conminución de un Fragmento de Roca.

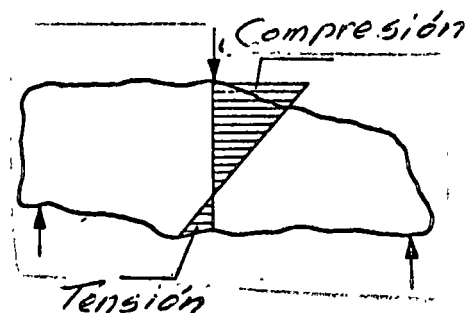


Figura # 5
Repartición de Esfuerzos en un Fragmento de roca por triturar.

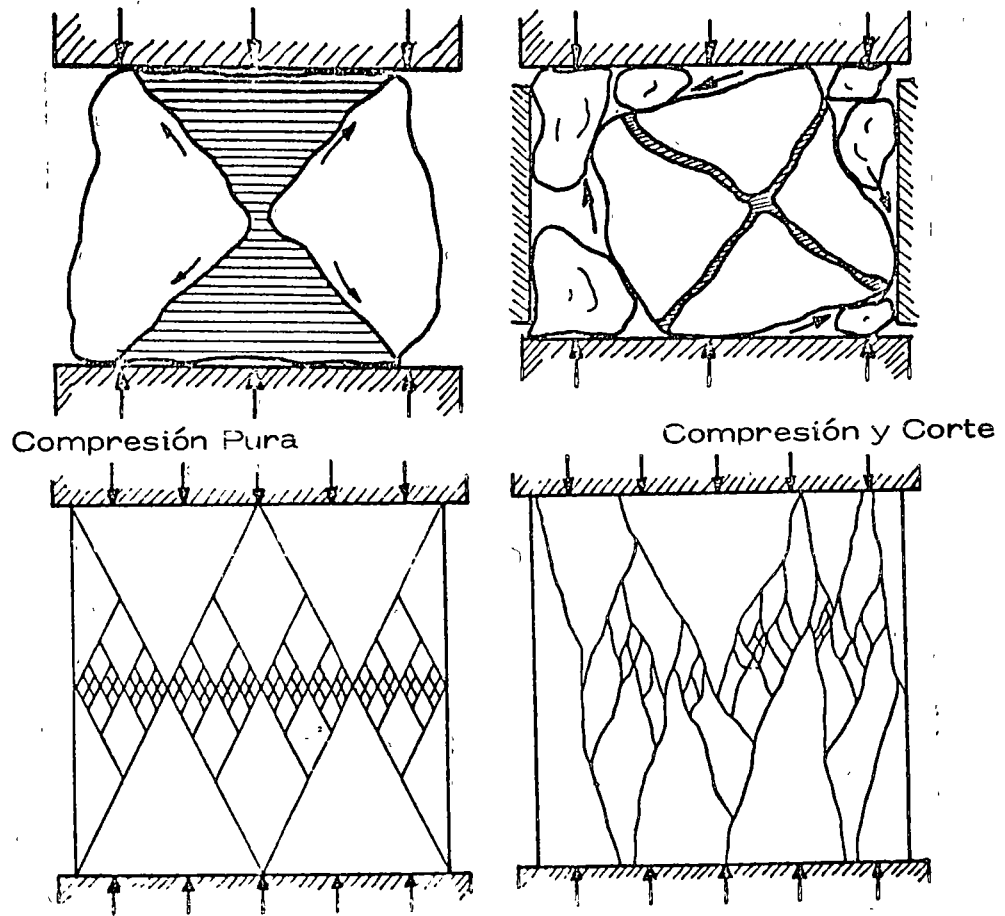


Figura # 6
Solicitaciones y líneas de Ruptura
de un fragmento de roca dentro de
una Trituradora.

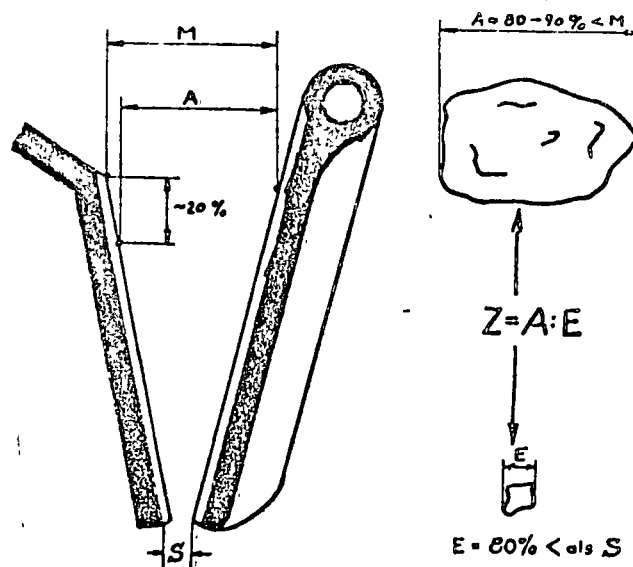


Figura # 7
Indice de Reducción

$$I_R = Z = \frac{A}{E}$$

Esta teoría o ley puede expresarse en otra forma que la pueda hacer más directamente aplicable. La superficie de una partícula de forma regular, varía en razón directa del cuadrado de su diámetro, mientras que su volumen y su peso, varían en razón directa del cubo de su diámetro. Se deduce que la superficie de un peso dado de partículas del mismo tamaño, variará de acuerdo con el recíproco del diámetro de dichas partículas "d", ó sea:

$$\text{Superficie} = K_1/d$$

fórmula en la cual K_1 es una constante que depende de las unidades de peso y dimensión por lo tanto, de acuerdo con la Ley de Rittinger

$$\text{Trabajo necesario por tonelada} = K_2/d$$

fórmula en la cual K_2 es un coeficiente que toma en cuenta las unidades de energía junto con las unidades de peso y de dimensiones.

Esta ley parece ser muy sencilla, pero implica tener partículas de un mismo diámetro. Puesto que cualquier producto de una conminución tiene una gran variedad de tamaños, la aplicación de esta ley es difícil. En resumen la ley de Rittinger es una fórmula simple en teoría pero muy complicada y de difícil aplicación en la práctica.

TEORIA DE KICK:

Formulada por el profesor alemán Friedrich Kick, en Leipzig, - el año de 1885, que dice:

"El trabajo necesario para triturar o moler un peso dado de material, es proporcional a los volúmenes de los nuevos cuerpos -- producidos.

Desde el punto de vista de la Mecánica teórica, la Ley de Kick es más lógica que la Ley de Rittinger, puesto que esta última no toma en cuenta a la deformación, el factor principal de consumo de energía en el proceso de conminución de la roca.

Kick derivó su ley de consideraciones teóricas en la fragmentación de partículas cúbicas, y es teóricamente correcta en la fragmentación de cubos homogéneos, sometidos a esfuerzos dentro del límite elástico.

TEORIA DE BOND:

Desgraciadamente en la práctica, no se encuentran en las rocas las condiciones ideales supuestas por Rittinger y Kick en la elaboración de sus teorías. La roca es un material no homogéneo y la distribución de los tamaños del producto de trituración varía mucho. Los esfuerzos no se aplican nunca en superficies planas.

El Ingeniero norteamericano Fred C. Bond, actualmente consultor retirado en Tucson, Arizona, después de muchos años de estudios y experiencias prácticas presentó en Octubre de 1951, en la reunión celebrada en la ciudad de México del American Institute of Mining Engineers (AIME), una fórmula que expresa la energía consumida en un proceso de reducción, en función de los tamaños en la alimentación y del producto, fórmula empírica en la cual se toman en cuenta las partes buenas de las teorías de Rittinger y Kick, además de los resultados de ensayos prácticos en laboratorio, como sigue:

$$W = \frac{10 W_i}{\sqrt{P}} - \frac{10 W_i}{\sqrt{F}}$$

fórmula en la cual:

W = Kilowatts - hora por tonelada corta.

F = Dimensión en micrones de la alimentación (80% que pasa).

P = Dimensión en micrones del producto (80% que pasa)

Wi = Kilowatts - hora requeridas para moler una tonelada de alimentación de una dimensión teóricamente infinita, a un tamaño de producto que pase un 80% por la malla de 100 micrones ($10 = \sqrt{100}$), número que dependerá de la naturaleza geológica de la roca, y que se conoce como "Índice de Trabajo" (Work index).

La determinación en el laboratorio del "work index" (Wi) de una muestra representativa de roca, puede ser utilizado para determinar la --

potencia requerida para una nueva instalación de trituración y --
molienda, y poder así seleccionar los motores que van a operar
las trituradoras y molinos.

El "work index" (Wi), es una constante física del material que va
a ser reducido, y puede determinarse por varios tipos de ensayos
de laboratorio de trituración y molienda.

La teoría de Bond, llamada también el "Tercer principio de la --
Conminución", es el de mayor aplicación en la actualidad, y para
los materiales más comunes en los campos de la ingeniería, mine-
ría y proceso de materias primas, se han realizado centenares de
pruebas de laboratorio, para determinar promedios de esa constan-
te física que se conoce como "work-index" (Wi) del material, y que
servirá para calcular la energía necesaria en un proceso de conmi-
nución de la misma.

Como ejemplos de materiales típicos, pueden enunciarse los siguien-
tes:

Material	Gravedad específica (Ge)	Work index (Wi)
1. Caliza	2.69	11.61
2. Yeso	2.50	8.16
3. Arcilla	2.23	7.10
4. Dolomita	2.82	11.31
5. Grava de Río	2.70	25.17
6. Manganeso	3.74	12.46
7. Cuarzo	2.64	12.77
8. Arena Sílica	2.71	16.46
9. Escoria de Alto Horno	2.39	12.16
10. Grafito	1.75	45.03
11. Granito	2.72	16.60
12. Hematita	4.17	8.50
13. Magnetita	3.70	13.00
14. Alumina	3.90	17.50
15. Mineral de cobre	2.95	11.70
16. Clinker de Cemento	3.09	13.49

Otro número que es útil determinar en el proceso de conminución
de rocas, es el "Índice de Abrasión" (Ai), para determinar el --
desgaste de los elementos metálicos de las trituradoras y molinos,
ya que dicho desgaste constituye un factor muy importante en la -

determinación del costo de proceso, ya que en ciertos minerales muy abrasivos, dicho costo de desgaste puede igualar, y -- aún exceder al costo de la energía suministrada para realizar -- la conminución.

El "Índice de Abrasión" (Ai), se determina también por pruebas de laboratorio, y se indica en términos de desgaste de metal -- consumido por kilowatt-hora instalado, y permite una comparación directa entre diferentes máquinas y diferentes períodos de tiempo. Puede obtenerse cuantificando el desgaste en kilogramos o libras de metal, por tonelada producida con una energía requerida en kilowatts-hora por tonelada de producción.

Como ejemplos de valores del "Índice de Abrasión" (Ai) de rocas comunes, se incluye la tabla siguiente:

<u>Tipo de Roca</u>	<u>Índice de Abrasión (Ai)</u>
1. Dolomita	0.0160
2. Caliza	0.0320
3. Clinker de Cemento	0.0713
4. Grava de Río	0.2879
5. Granito	0.3880
6. Cuarzita	0.7751
7. Alúmina	0.8911

Existen fórmulas prácticas para determinar el desgaste de piezas -- metálicas de las trituradoras y molinos. Por ejemplo, para la familia de trituradoras de Quijada, Giratorias y de Cono, la fórmula será:

$$\text{Desgaste de Muelas y Tazones en libras por KWh} = \frac{\text{Ai} - 0.22}{11}$$

V. EQUIPO DE TRITURACION:

El estado actual de la tecnología de diseño y construcción de las -- máquinas que realizan el proceso de la conminución (trituración y -- molienda) de las rocas, obliga a realizarla en varios pasos o etapas, a saber:

1. Etapa Primaria:

Rango:- Reduce los fragmentos de roca producto de una voladura, a tamaños entre 4" y 12".

Máquinas utilizadas:- Quebradoras de Quijadas y Quebradoras -- Giratorias con índices de reducción medio de 8 ± 1

2. Etapa Secundaria:

Rango:- Reduce el producto de una trituración en primaria (4" a 12") a tamaños de 1" a 3".

Máquinas utilizadas:

Trituradoras de Cono:	IR =	10
Trituradoras de Rodillo:	IR =	3
Trituradoras de Impacto:	IR =	30
Trituradoras de Martillos:	IR =	20

3. Etapa Terciaria:

Rango:- Reduce el producto de una trituración secundaria (1" a 3"), a tamaños de 1/4" a 3/4".

Máquinas utilizadas:

Los mismos tipos que en la etapa secundaria, con algunas modificaciones en la forma de la cámara de trituración.

4. Molienda Gruesa:

Rango:- Reduce el producto de una trituración terciaria (1/4" - 3/4"), a tamaños entre malla número 4 y malla número 40.

Máquinas utilizadas:

Molinos de Barras y Pulverizadores.

5. Molienda Fina:

Rango:- Reduce el producto de una molienda gruesa (#4 a # 40) a tamaños menores de malla # 50.

Máquinas utilizadas: Molinos de Bolas y Molinos Coloidales.

A continuación se hará una breve descripción de las características principales de los equipos arriba enlistados:

TIPOS DE EQUIPO DE CONMINUCION (TRITURACION Y MOLIENDA).

Las máquinas de trituración y molienda mas utilizadas en los campos de la Minería, Obras Civiles, y en general, todas las industrias de proceso de materias primas, utilizan los métodos mecánicos de reducción para provocar la ruptura de los fragmentos de roca, indicados en el siguiente cuadro:-






QUEBRADORA	MÉTODOS DE REDUCCION			
	 Impacto	 Desgaste	 Corte	 Compresión
IMPACTO	●			
PULVERIZADOR	●			
MARTILLOS	●	●	●	
RODILLOS	●		●	●
GIRATORIAS	●			●
QUIJADAS	●			●
CONO	●			●

Figura #1

Para decidir cual es el equipo de trituración apropiado para resolver un determinado problema de producción de agregados, es necesario tener en consideración tanto la naturaleza de la materia pri

ma por procesar, como el trabajo idóneo para cada tipo de trituradora, para poder hacer una selección de equipo técnica y económicamente válida.

Dos de los conceptos básicos que definen el comportamiento y campo de aplicación de los diferentes tipos de quebradoras son: índice de reducción y coeficiente de forma.

1o. INDICE DE REDUCCION

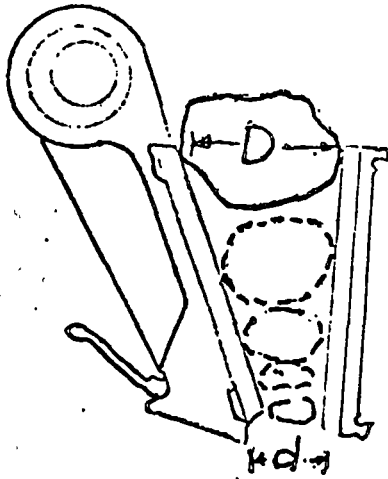


Figura 22

Se define el índice de reducción de una máquina de trituración, a la relación :

$$I_R = \frac{D}{d}$$

entre el tamaño "D" del fragmento de roca a la entrada de la máquina y el tamaño "d" del producto de la trituración a la salida. Dicho índice de reducción varía con cada tipo de trituradora, de acuerdo con la mecánica de su construcción y con los métodos de reducción

por ella utilizados.

2o. COEFICIENTE DE FORMA :

Sea un fragmento de roca, cuya dimensión mayor sea representada por "L" y sea "v" el volumen de dicho fragmento y "V" el volumen de una esfera cuyo diámetro sea "L"

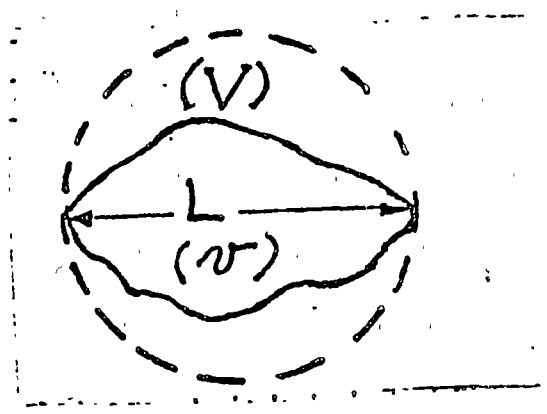


Figura 03

Se define como "Coeficiente de Forma" de dicho fragmento, a la relación :

$$C_f = \frac{v}{V} = \frac{v}{\frac{L^3}{6}}$$

obteniéndose de la aplicación de dicha fórmula los valores promedio siguientes, en los fragmentos más comunes :

Forma de Fragmento :	Valor del Coeficiente de Forma:
Esférico	1
Cúbico	$\frac{2}{\pi \sqrt{3}} = 0.37$
Tetraedro Regular	$\frac{1}{\pi \sqrt{2}} = 0.22$
Canto rodado	0.34
Grava triturada	0.22

Lajas

0.07

Agujas

0.01

Los dos últimos tipos de fragmentos (lajas y agujas), generalmente se prohíben por las normas de calidad de control de agregados pétreos, debido a que por su forma, son partículas débiles, con mucha tendencia a fracturarse.

A continuación se expondrán las variedades de equipos de trituración, utilizados hoy en día en la construcción de caminos en particular.

QUEBRADORAS DE QUIJADA

a) TRITURACION PRIMARIA

Definitivamente es la quebradora de quijadas de simple togle con excéntrico superior (figura 4), la que se utiliza para realizar la primera etapa de reducción de los materiales pétreos, en las plantas móviles camineras, en prácticamente todos los casos, así como en la mayoría de las instalaciones fijas de producción de agregados para la industria de la construcción.

Equipo de mecánica simple, se utiliza en las plantas portátiles, en tamaños que van desde 12" x 36" hasta 42" x 48", con pesos de 5,300 kilogramos hasta 48,000 kilogramos y producciones desde 18 toneladas por hora hasta 840 toneladas por hora, de acuerdo con el tamaño de la máquina, su abertura de salida y la naturaleza geológica

ca del material, alcanzando índices de reducción promedio de ---

8 ÷ 1

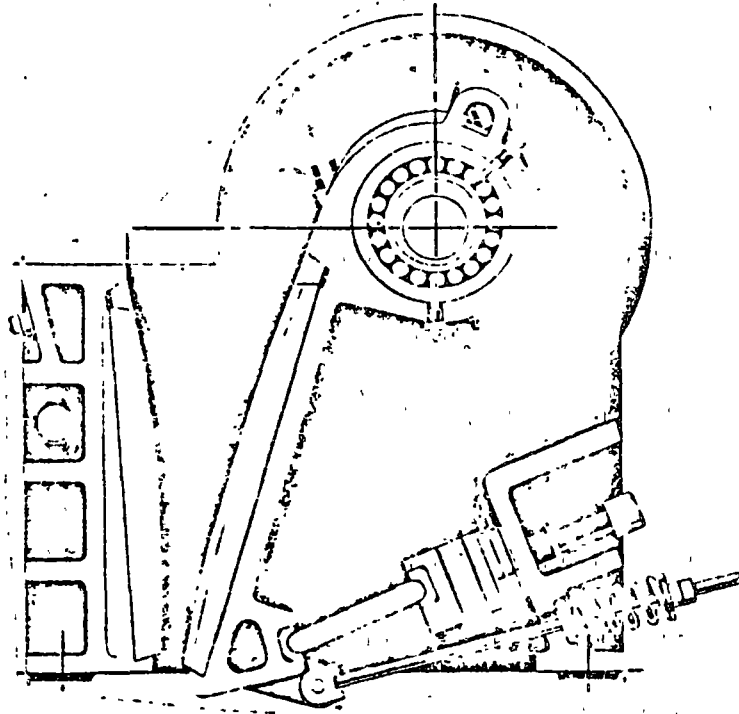


Figura 04

En algún tiempo se utilizaron las quebradoras de quijadas gemelas (figura 5) móviles, pero hoy prácticamente han quedado en desuso debido a su alto costo de adquisición y de operación.

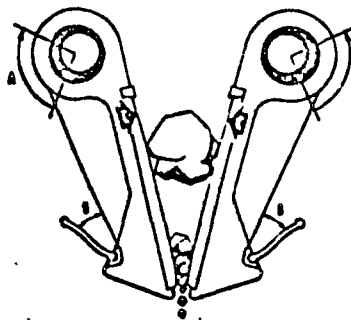


Figura 05

La quebradora de quijadas tipo "Blake" de doble biela y las gi-

ratorias, prácticamente no se utilizan en los grupos móviles primarios de trituración, por ser máquinas muy pesadas y de grandes dimensiones, lo cual hace poco práctico instalarlas en chasis remolques, empleándose fundamentalmente en instalaciones mineras y cementeras.

NOTAS: Las dimensiones de las quebradoras de quijadas se indican por las dimensiones del rectángulo de su boca de admisión (ancho por longitud, generalmente en pulgadas).

Las dimensiones de las quebradoras primarias giratorias se indican por el tamaño de admisión (generalmente en pulgadas) de roca en su alimentación.

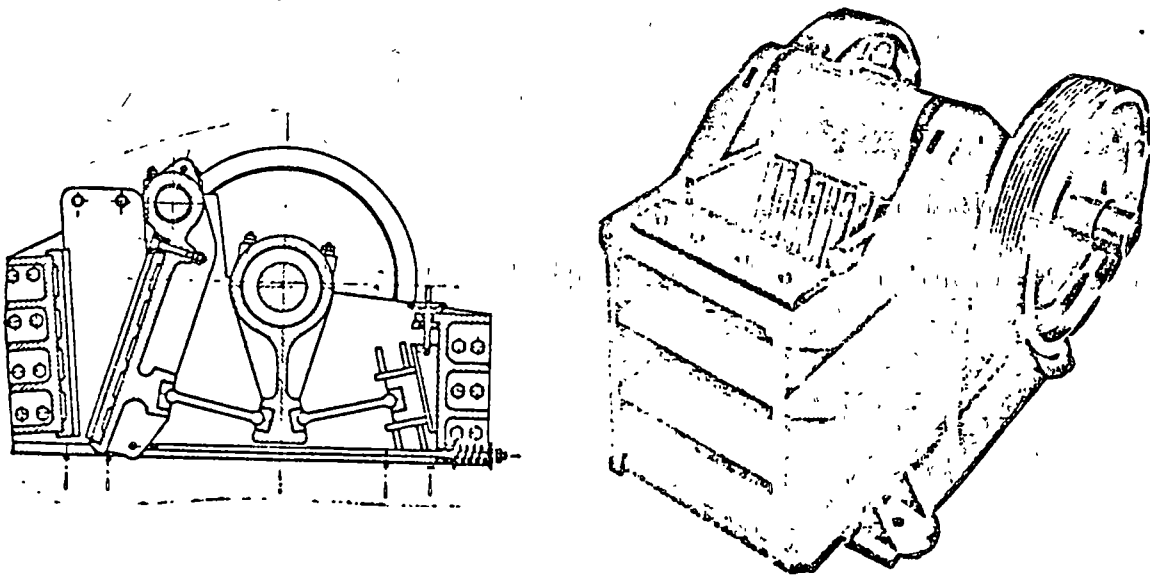


Figura 26

Quebradora de quijadas tipo "Blake" o de "doble toggle" o "doble biela", utilizada fundamentalmente para la trituración primaria de minerales extremadamente duros y abrasivos (hematita, taconita, -

etc.). Muy poco utilizada en el campo de las obras civiles.

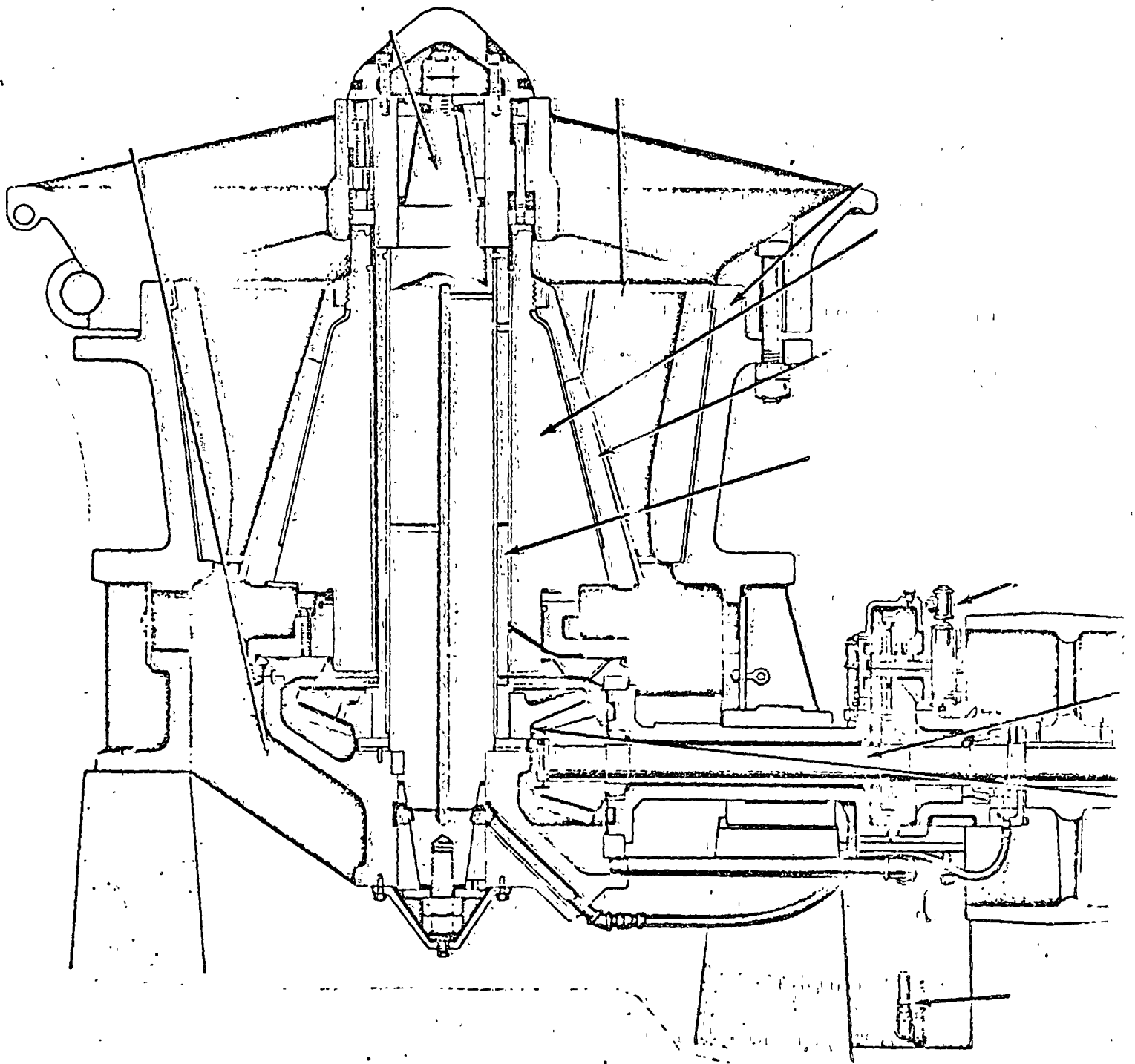


Figura #7. Quebradora Giratoria Primaria, utilizada fundamentalmente en las Instalaciones Mineras y Cementeras de muy elevadas producciones. Muy poco utilizada en el campo de las obras civiles.

b) TRITURACION SECUNDARIA Y TERCIARIA

Si bien en la etapa primaria de trituración, desde hace ya muchos años se ha definido a la quebradora de quijadas como el equipo idóneo para las instalaciones de producción de agregados, en lo que respecta a las etapas secundarias y terciarias han existido en los últimos tiempos cambios sensibles en la preferencia de los usuarios de dichos equipos, como se vera a continuación.

Las trituradoras tradicionalmente empleadas para realizar las etapas segunda y tercera de la reducción de los materiales pétreos, han sido las de rodillos, impacto y cono.

TRITURADORAS DE RODILLOS

Este tipo de trituradoras de mecánica simple, utiliza los efectos de compresión y corte para efectuar la reducción de tamaño del agregado pétreo.

En el pasado, era éste el tipo de máquina más popular para realizar trituraciones secundarias y terciarias en las plantas móviles-camineras, y en plantas fijas de producción de agregados para concretos hidráulicos. Hoy en día su utilización ha quedado reducida al tratamiento de materiales suaves y poco abrasivos, como caliza, carbón, yeso, fosfato, etc., debido a que con rocas de alto contenido de sílice, el desgaste que se presenta en forma de surcos profundos en la superficie cilíndrica de los rodillos, hace que se tengan costos de mantenimiento muy elevados, presentando además las li-

mitaciones que se indican en los párrafos siguientes.

El diámetro de los rodillos debe ser de 20 a 30 veces superior al tamaño de los fragmentos en la alimentación (figura 8), para que pueda aprisionarlos y triturarlos.

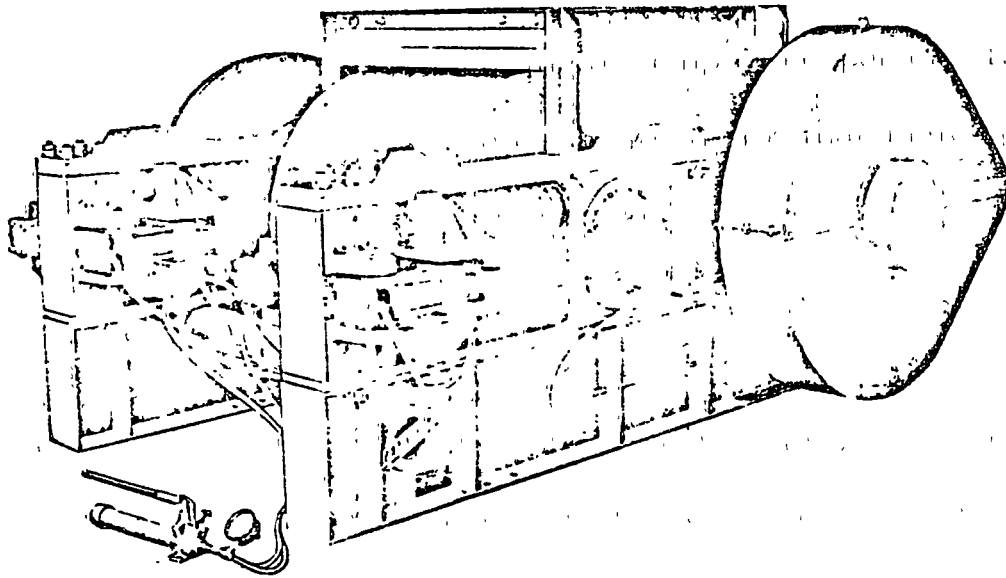


Figura 8

La producción es directamente proporcional al ancho de los rodillos (figura 9) sin embargo, un ancho demasiado grande, provoca un desgaste irregular y rápido, más fuerte en el centro que en los extremos.

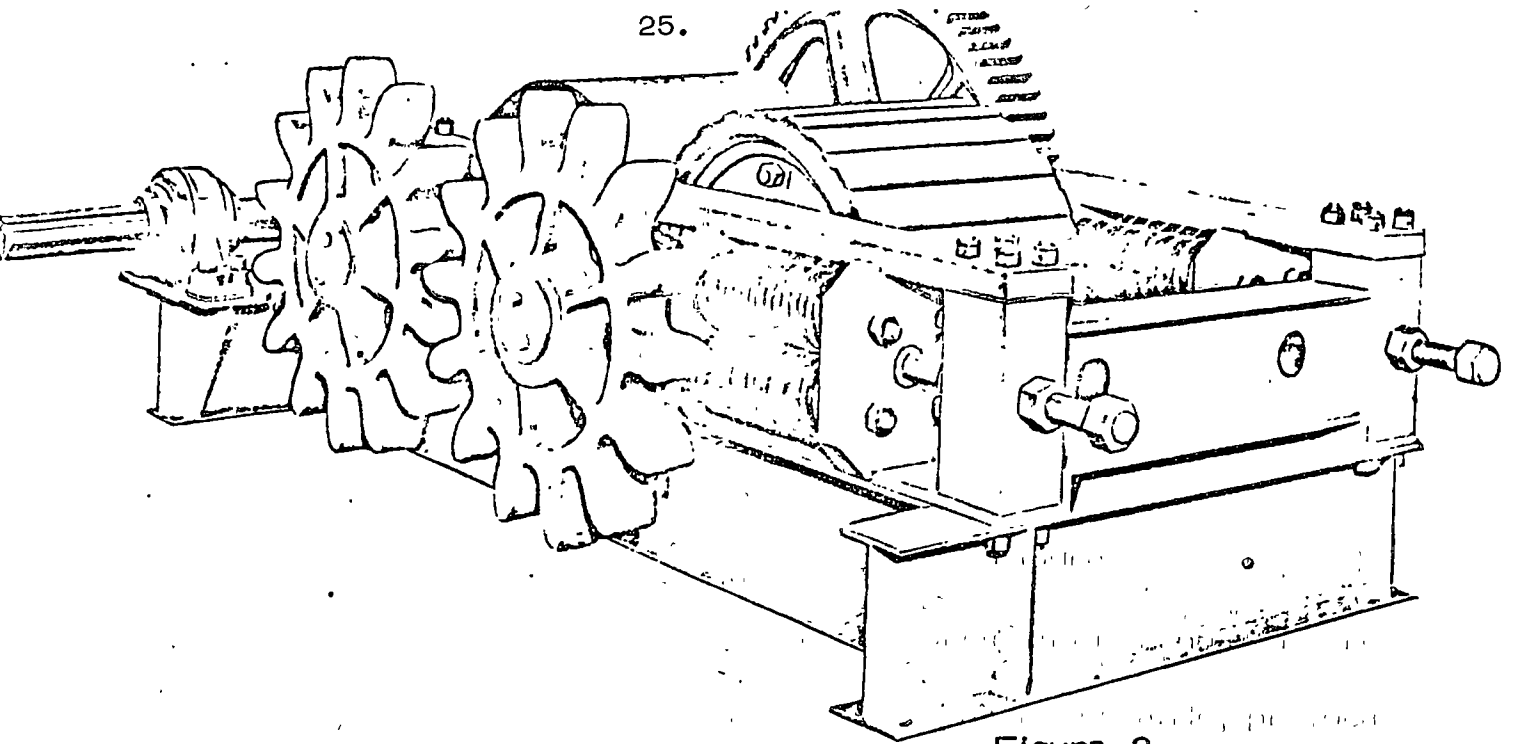


Figura 9

El índice de reducción que se logra con estas máquinas es relativamente bajo: $3 \div 1$ como máximo, debido fundamentalmente a las limitaciones que se tienen en los tamaños de alimentación. Se ha procurado disminuir un poco este inconveniente, introduciendo un tercer rodillo, obteniéndose así una máquina que puede trabajar con mayores índices de reducción, aún cuando más costosa en inversión inicial y en operación (Figura 10).

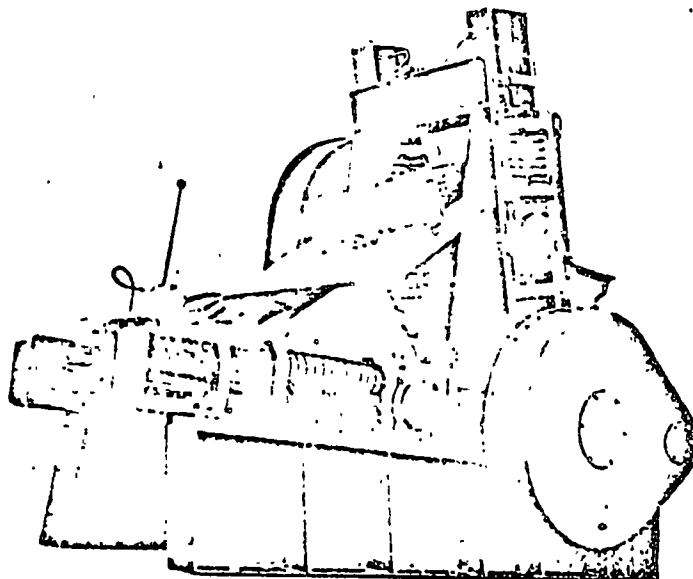


Figura 10

Para disminuir los problemas del alto costo de mantenimiento en dinero y tiempo, en el rectificado de los surcos de desgaste, se han diseñado máquinas de soldadura automática (figura 11) que mitigan un poco estos inconvenientes.

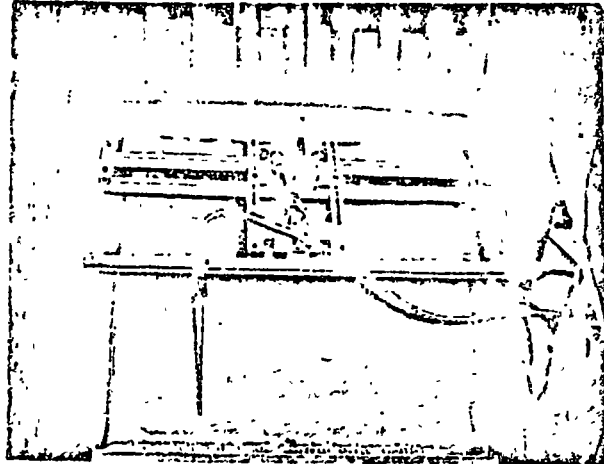


Figura 11

El coeficiente de forma del material triturado en los rodillos, es por regla general bajo, con tendencia a formar muchas lascas en cierto tipo de rocas.

Por los motivos anteriormente descritos, en muchas instalaciones de producción de agregados, las trituradoras de rodillos han venido siendo substituidas por otro tipo de máquinas, limitándose su campo de acción al proceso de cierto tipo de rocas suaves y poco abrasivas, como ya se dijo.

TRITURADORAS DE IMPACTO O DE MARTILLOS

Tanto las trituradoras de impacto (figura 12) como las de martillo (figura 13), utilizan básicamente el efecto de fuertes impactos

de la roca contra las placas del bastidor, impulsadas por uno o dos rotores que están girando a elevadas revoluciones por minuto. En las trituradoras de martillo con rejilla inferior (figura 13) existen también los efectos secundarios de corte y desgaste de la roca entre el martillo y la rejilla.

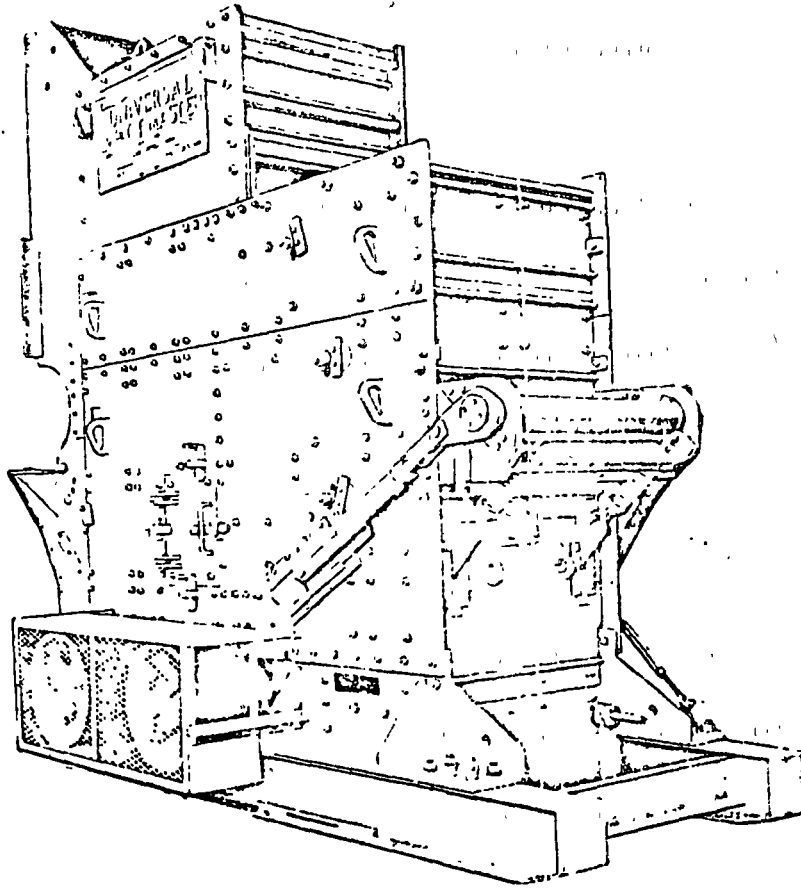
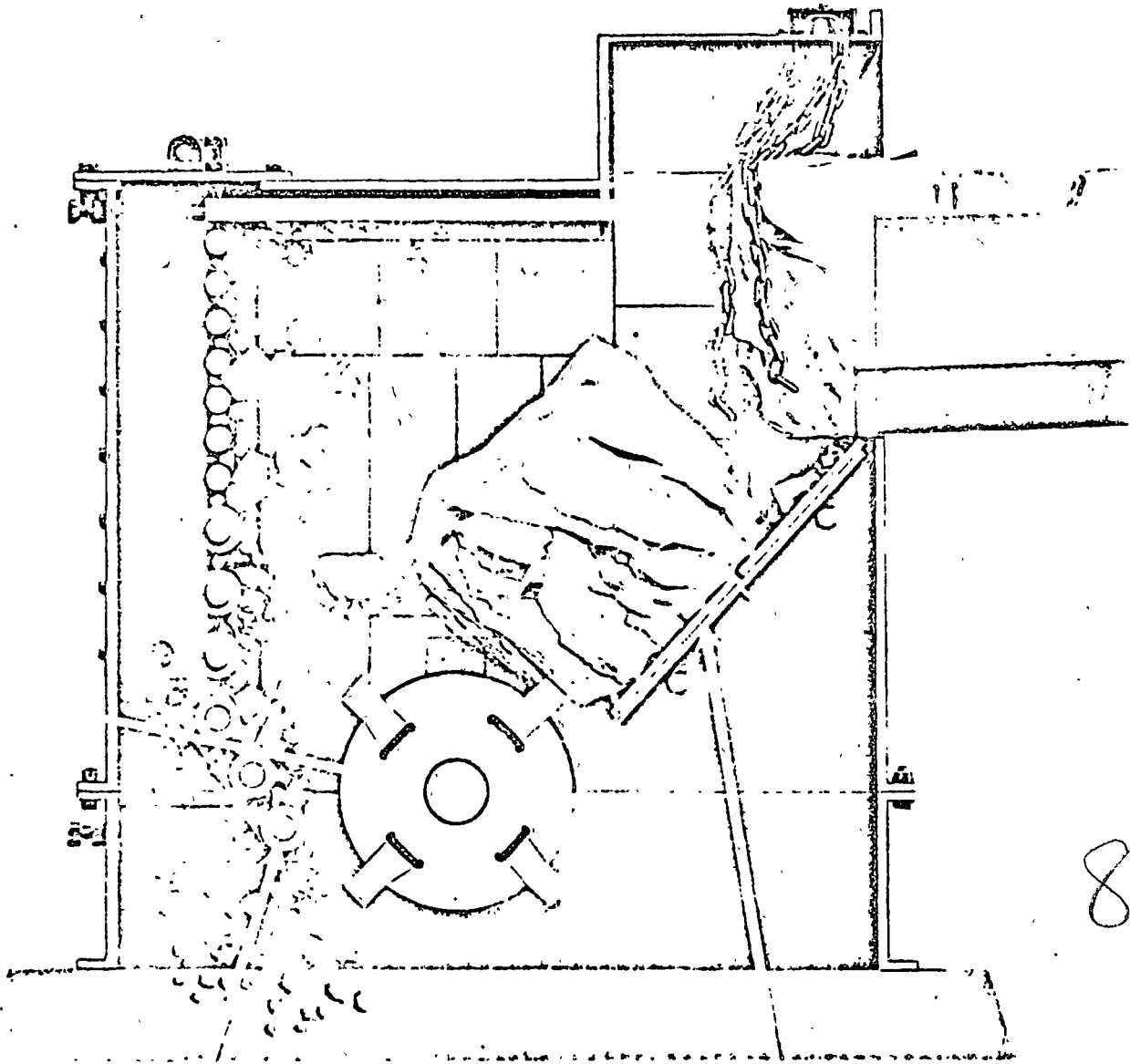


Figura 12A

Trituradoras de Impacto. Vista exterior.



80

Figura 12'B

Trituradoras de Impacto. Corte longitudinal esquemático, --
mostrando su principio de funcionamiento.

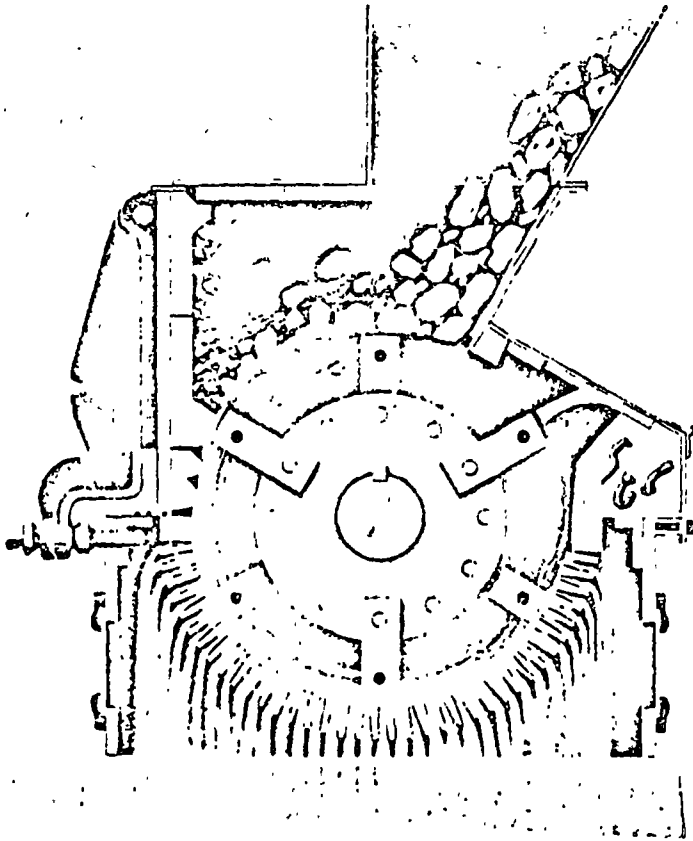
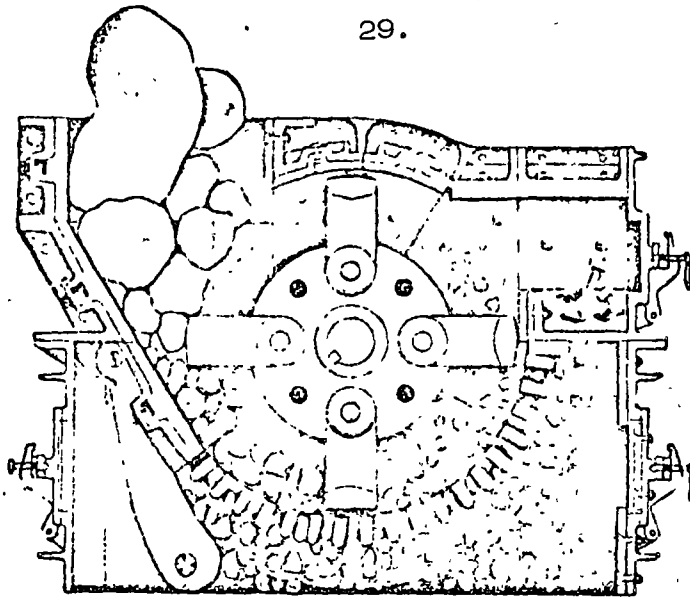


Figura 13

Trituradoras de Martillos, con rotores de cuatro y seis cabe--
zas de percusión.

Con este tipo de máquinas se obtiene un material cúbico de elevado coeficiente de forma, con índices de reducción de 20 ± 1 y en ocasiones de 30 ± 1 . Desgraciadamente estas máquinas no son adecuadas para procesar rocas con más del 6% de contenido de sílice (SiO_2), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, con los materiales pétreos abrasivos; siendo aconsejable su empleo para tratar calizas, dolomitas, yesos, asbestos y en general todo tipo de minerales no abrasivos, pues de lo contrario se elevan muy fuertemente sus costos de operación.

TRITURADORAS DE CONO

Este tipo de trituradoras se ha utilizado en las plantas mineras desde hace más de 40 años. En el campo de las obras públicas se ha generalizado su uso a partir de unos 10 años aproximadamente, pues se temía que estas máquinas tuvieran una mecánica muy complicada que necesitará cuidados especiales y personal altamente capacitado para operarlas. La realidad ha demostrado que si bien son unidades robustas de mecánica precisa, los cuidados que requieren en su operación y mantenimiento no son mayores que los que necesitan, por ejemplo, una quebradora de quijadas o una trituradora de rodillos en operación normal.

Presentan este tipo de máquinas una serie de ventajas adicionales, entre las cuales sobresalen las siguientes :

- a) Producciones relativas elevadas con un alto índice de reduc

ción, que puede llegar a $10 \div 1$.

- b) Utilización completa y regular de sus elementos de desgaste en la cámara de trituración, utilizándose los efectos combinados de compresiones e impactos sucesivos (figura 14), dando como resultado poco desgaste por abrasión y un producto con muy buen coeficiente de forma

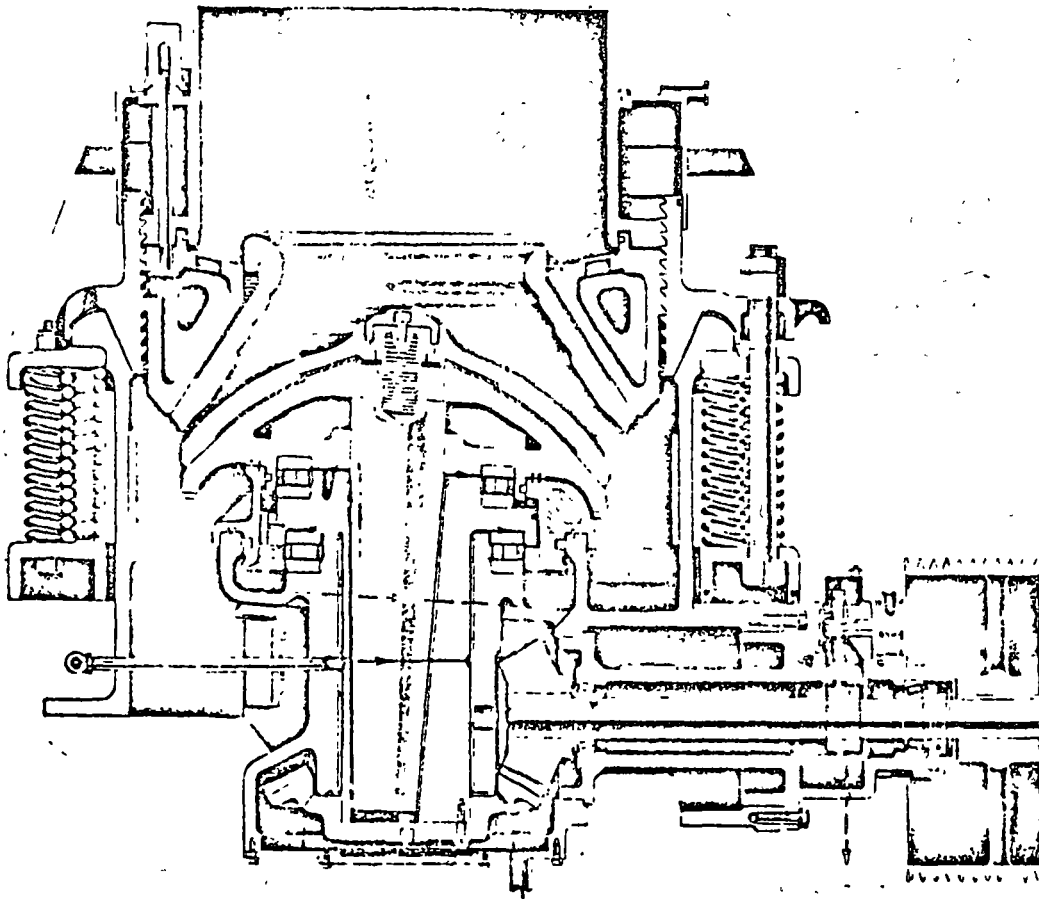


Figura 14

- c) Protección contra fragmentos metálicos (dientes de cucharón de cargador, cabezas de marro, etc.) no triturables, por un dispositivo a base de resortes en el perímetro de su bastidor (figura 15)

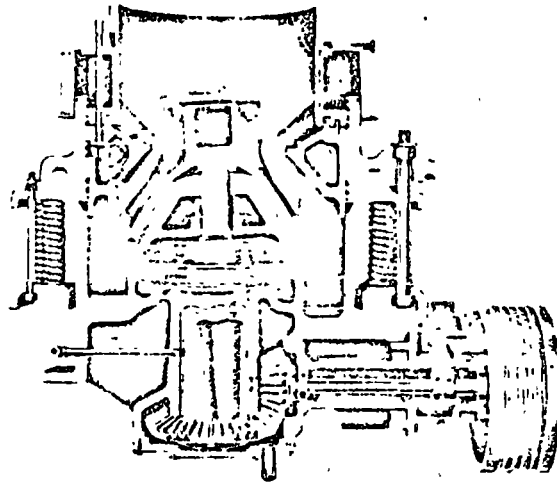


Figura 15

- d) Dimensiones compactas que hacen práctica su instalación en grupos móviles de trituración.
- e) Costos de mantenimiento muy bajos, por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

Los constructores de caminos empezaron en unidades portátiles los tamaños de 36" (diámetro inferior del cono), que es una máquina de aproximadamente 11,000 kilogramos de peso, con una producción de 80 toneladas a una abertura de salida de 1" (para producir material de 1½"). Posteriormente los grandes volúmenes de materiales requeridos en los nuevos proyectos de autopistas, obligaron a utilizar los tamaños de 48", máquinas de 22,000 kilogramos de peso y producciones del orden de 170 toneladas por hora de materiales de 1½" y hoy en día ya los tamaños de 66" (figura 16), máquinas con peso de 42,000 kilogramos y producción de 275 toneladas por hora de material de base, tienen bastante demanda entre los grandes contratistas de caminos.

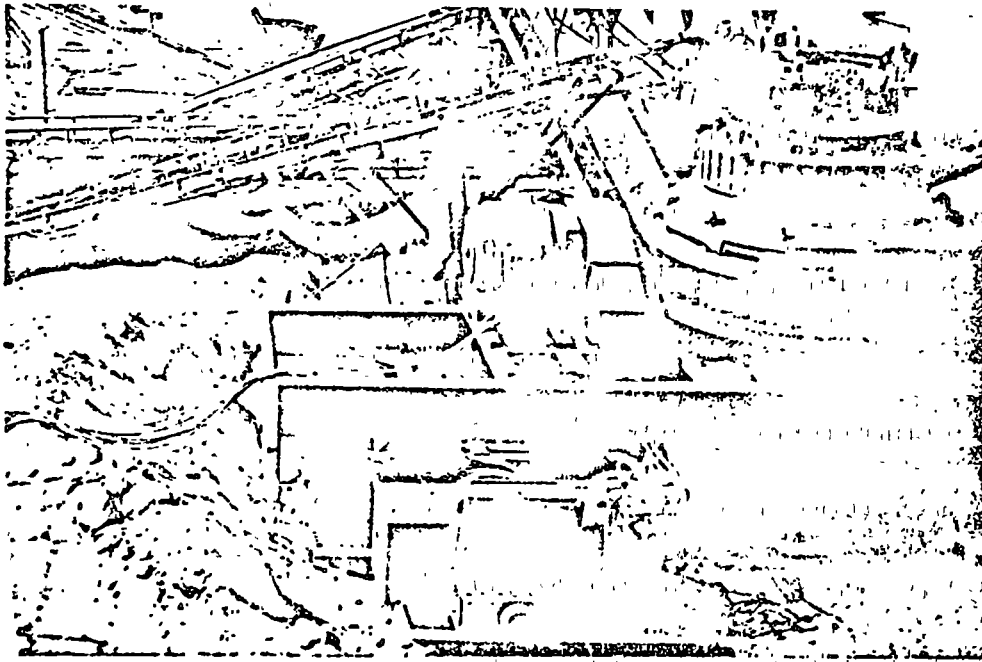


Figura 16

Las trituradoras de cono se fabrican en modelos especiales para cumplir las etapas secundaria, terciaria y cuaternaria de reducción, modelos que si bien desde el exterior presentan prácticamente el mismo aspecto (figura 17).

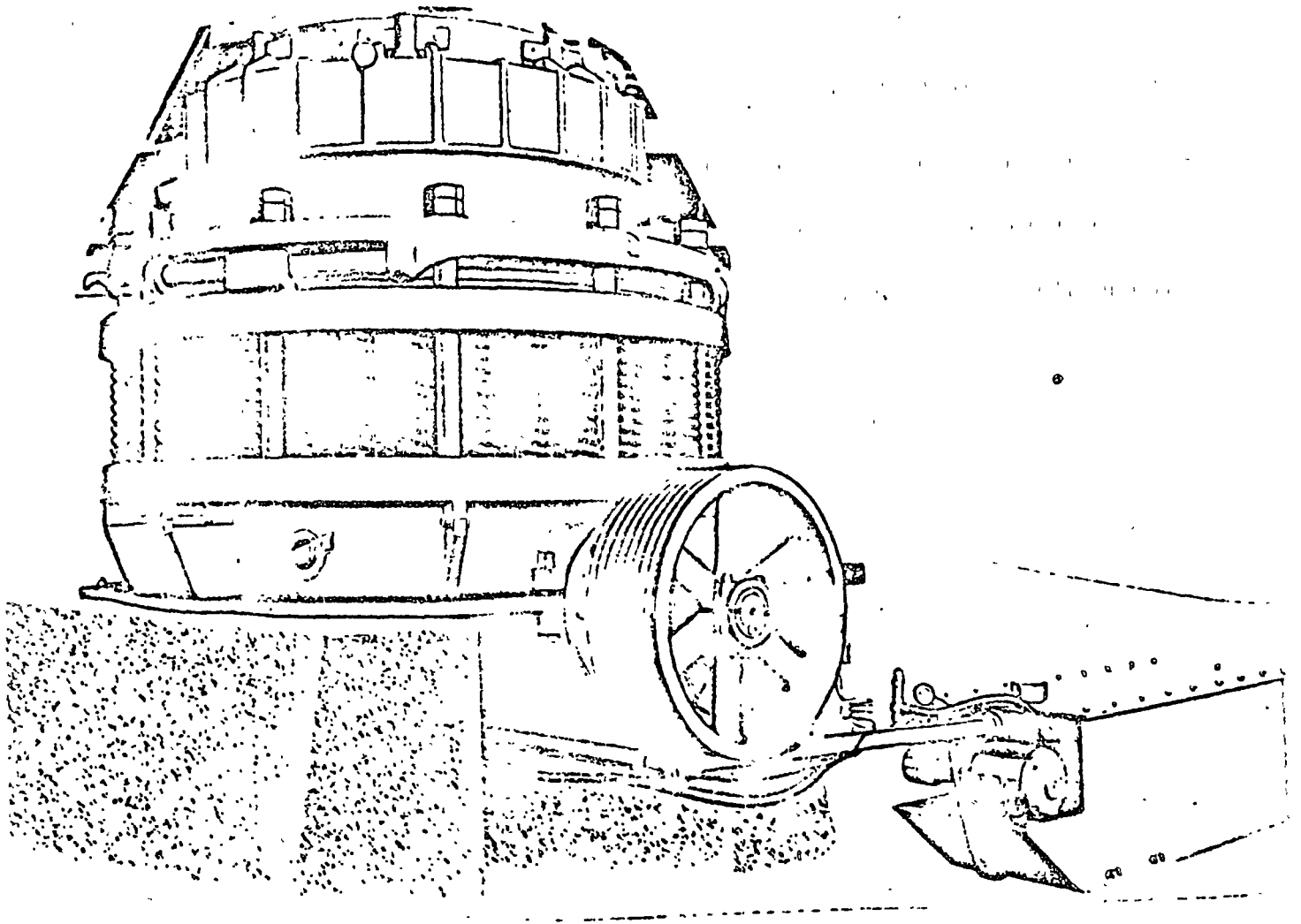


Figura 17

La geometría de sus cámaras de trituración tiene grandes diferencias según se trate de una trituradora secundaria (figura 18), terciaria (figura 19) y cuaternaria (figura 20), siendo lógicamente las máquinas que se pueden cerrar a menor dimensión para producir material más pequeño, las que admiten menor tamaño de piedra a la entrada.

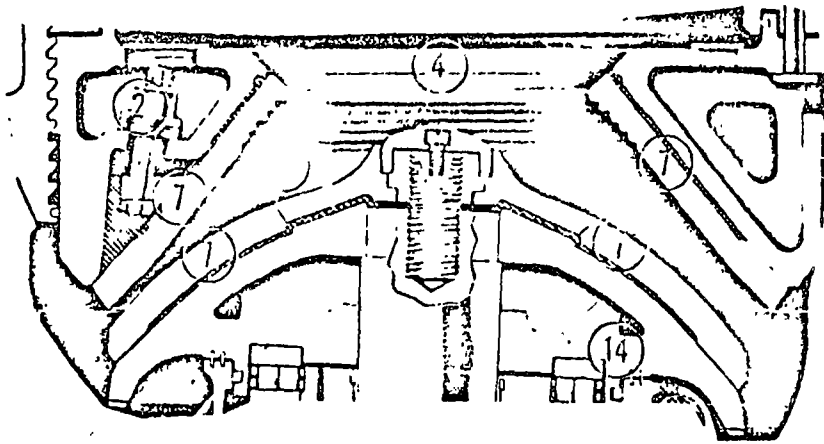


Figura 18

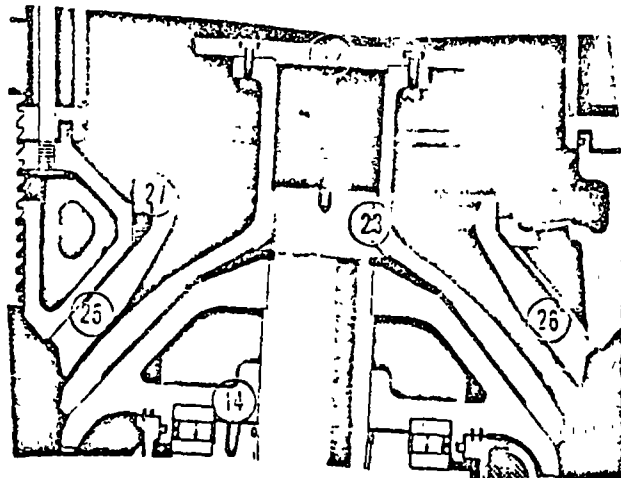


Figura 19

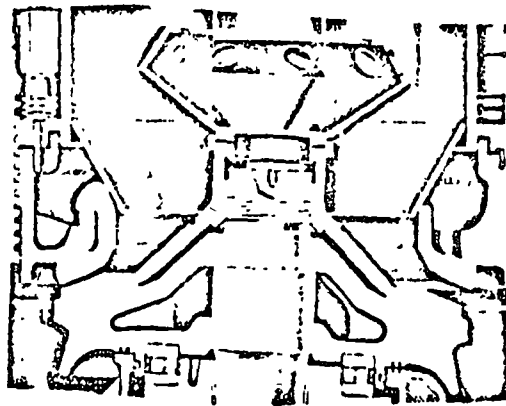


Figura 20

MOLINOS DE BARRAS

En algunos casos de producción de arenas calibradas, tanto para la elaboración de concretos hidráulicos, como para corregir las curvas granulométricas de los materiales producto de las trituraciones secundarias y terciarias que acusan déficits de partículas de 0 a 2 m.m para cumplir con las especificaciones de los materiales de base y carpetas asfálticas para la construcción de caminos, es necesario efectuar una cuarta etapa en la reducción de los materiales pétreos, para lo cual se utilizan básicamente los molinos de barras.

Dichas máquinas están constituidas esencialmente por un tambor cilíndrico de placa de acero estructural, horizontal, y revestido con placas de acero al manganeso para su protección interior, estando accionado bien a través de una corona dentada y un piñón, o bien a través de un tren de neumáticos con ejes horizontales. El cilindro está cargado con barras cilíndricas de acero duro de 2" y 3" de diámetro, de longitud ligeramente inferior a la del cilindro. Estas barras accionadas por la rotación del tubo, ruedan las unas sobre las otras, y su movimiento relativo genera una acción intensa de molienda. Los molinos pueden trabajar por vía húmeda o por vía seca, y según el grado de finura del producto por obtener, existen tres tipos de alimentación y descarga :

3 TIPOS

"S" con entrada y salida axiales

"SP" con entrada axial y salida periférica por un extremo

"D" con doble entrada axial y salida periférica por la parte media

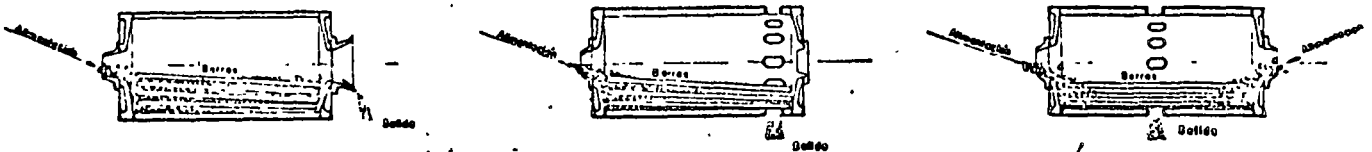


Figura 21

El tipo "D" se utiliza para obtener finuras hasta malla # 4, el "SP" finuras hasta malla # 20, y el "S", para finuras hasta malla # 50.

■. EQUIPO COMPLEMENTARIO

A) Cribas Vibratorias

Las cribas vibratorias tienen por objeto la clasificación o selección de los materiales pétreos granulares, en diversas categorías de acuerdo con los tamaños especificados. Dichas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de malla de alambre o de placa perforada en orificios cuadrados, rectangulares o redondos, montados en el interior de una caja o bastidor flotante, equilibrado

apoyado sobre resortes o suspendido por medio de cables. Las vibraciones son producidas por el efecto de una flecha excéntrica o provista de contrapesos que gira a elevada velocidad, accionada por un motor eléctrico.

La superficie de cribado está constituida en la mayoría de los casos, por mallas cuadradas, siendo las más comúnmente empleadas, las siguientes :

1o. Estados Unidos : Norma ASTM

Designación de la malla (Mallas más usuales)	Claro entre alambres en mm
3"	76
1-1/2"	38
3/4"	19
1/4"	6.3
Número 4	4.76
" 8	2.38
" 16	1.19
" 30	0.59
" 50	0.297
" 100	0.149
" 200	0.074
" 400	0.037

2o. Francia: Norma AFNOR NF-XII-501

	50	50
	20	20
	15	15
	10	10
	5	5
Módulo	37	4
"	35	2.5
"	32	1.25
"	28	0.500
"	25	0.250
"	22	0.125
"	20	0.080
"	17	0.040

3o. Inglaterra: Norma BSA-410

	3"	76
	1-1/2"	38
	3/4"	19
	1/4"	6.3
Número	5	3.35
"	10	1.67
"	22	0.699
"	44	0.353
"	85	0.178

Número	100	0.152
"	200	0.076
"	300	0.053

NOTA: En México rigen en la mayoría de los casos las normas -- americanas de la ASTM.

Existen cribas vibratorias horizontales con doble mecanismo -- excéntrico, aconsejables para equipar los grupos móviles y cribas vibratorias inclinadas de mecanismo excéntrico simple, utilizadas -- en las plantas fijas principalmente. Con ambos tipos se logran las mismas producciones y eficiencias. Las inclinadas son más econó_ micas por su excéntrico simple, pero ocupan, para tamaños igua -- les, un mayor espacio vertical de instalación, que sus homólogos -- horizontales.

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superfi -- cie de cribado) en obras civiles son: 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', -- 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', en sus versiones de uno, dos y tres pisos.

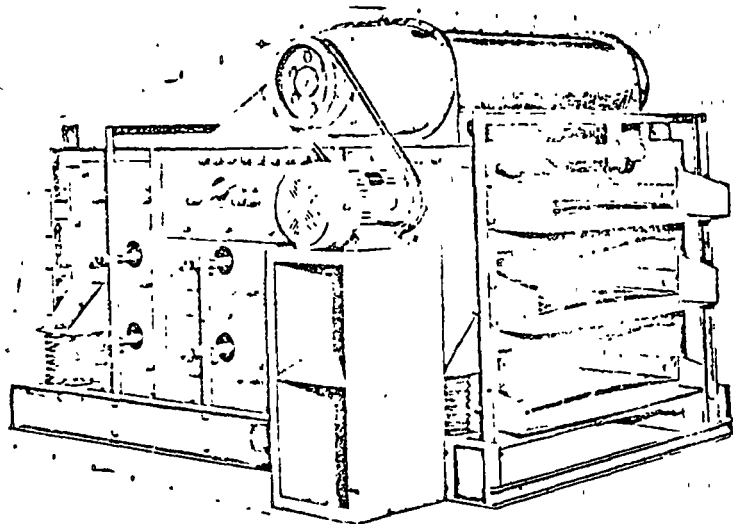


Figura 22

Criba Vibratoria Horizontal de tres pisos.

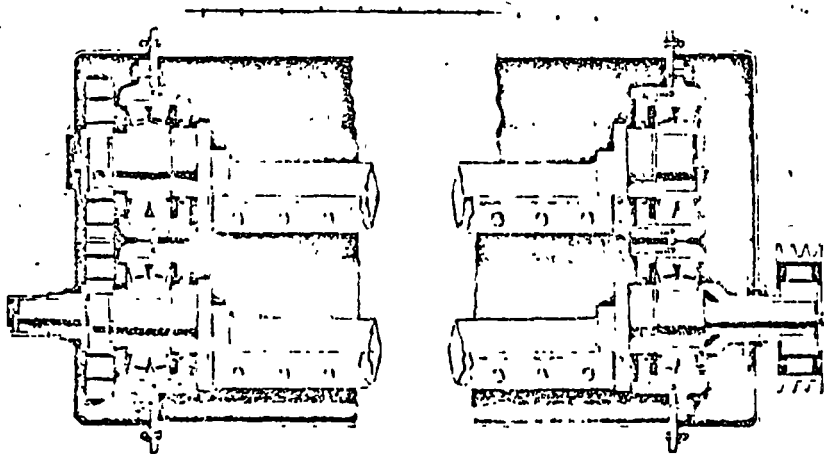


Figura 23

Mecanismo excéntrico doble para Cribas Vibratorias Horizontales.

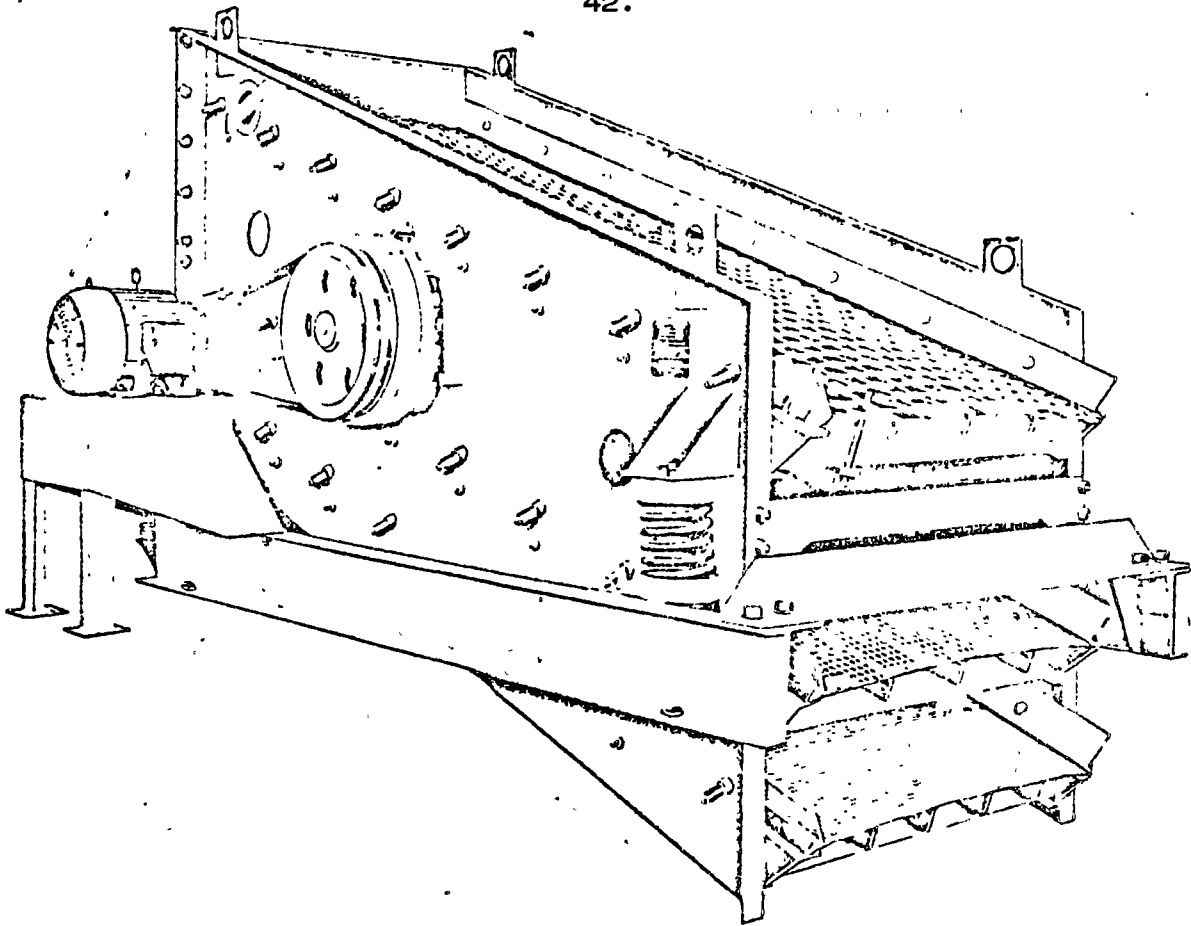


Figura 24

Criba Vibratoria Inclínada de Tres Pisos

El cribado de agregados para caminos se realiza por vía seca, mientras que el cribado de agregados para concretos hidráulicos se realiza por vía húmeda, equipando para ello a las cribas, con ----- "Flautas de Riego" (figura 25).

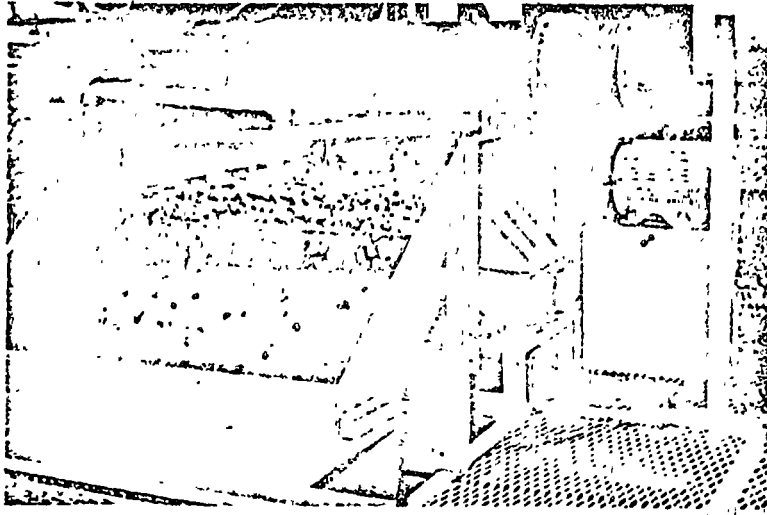


Figura 25

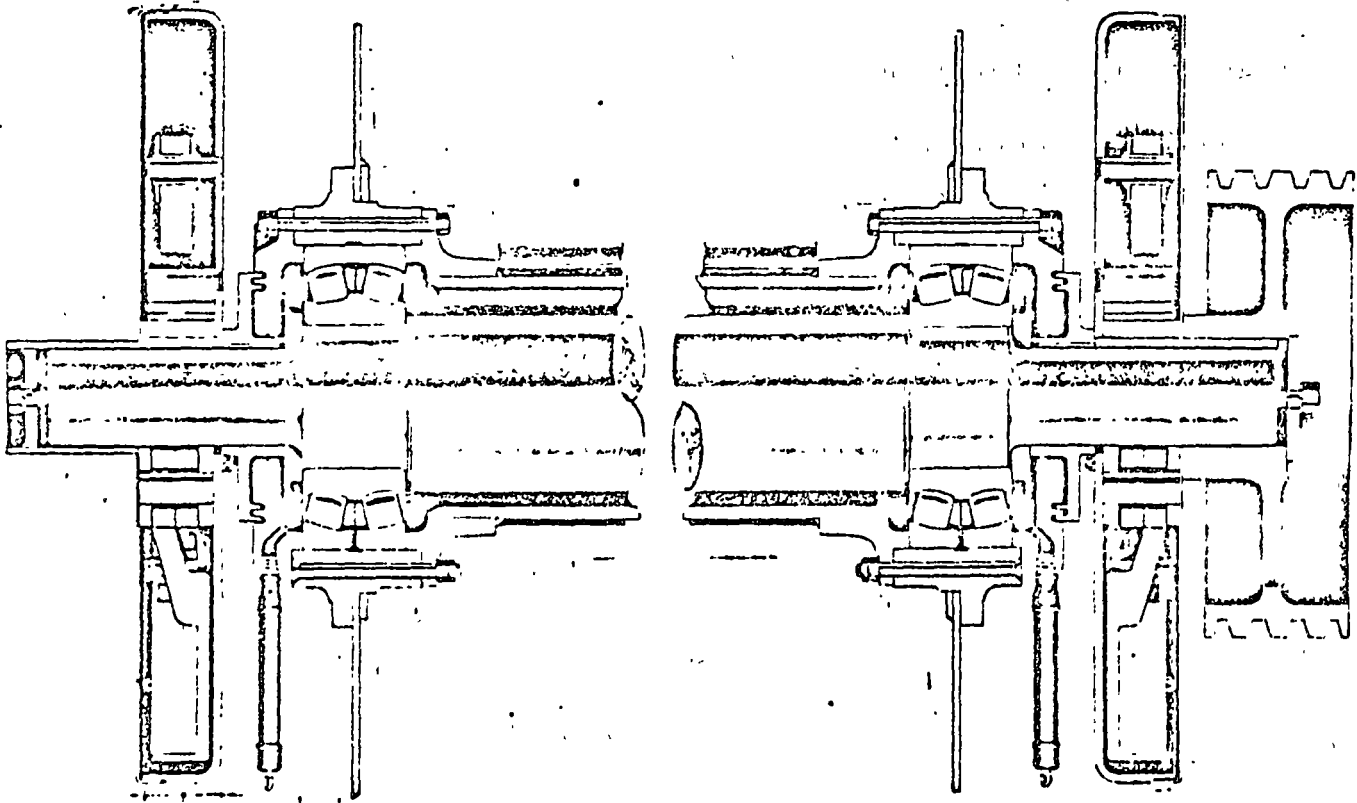


Figura 26

Mecanismo excéntrico simple para Criba Vibratoria Inclínada

B) Alimentadores

La alimentación del material en greña a la quebradora primaria, puede realizarse por el vaciado directo de los medios de transporte arrojando la roca a la boca de la quebradora, o bien por medio de un equipo especial mecánico o "alimentador", con o sin dispositivo de pre-cribado.

Los tipos más populares de alimentadores son :

- a) Alimentador de Mandil o de Tablero Metálico. Se compone de paletas metálicas que forman un tablero continuo que se mueve a una velocidad relativamente lenta (3 a 10 metros por minuto), accionado por un sistema de motor eléctrico, reductor, catannas y cadenas. Este tipo de alimentador se recomienda para instalaciones de alta producción donde se manejan grandes bloques de roca, sobre todo en plantas mineras y cementeras.
- b) Alimentador Reciprocante o de Plato. Se compone de una placa metálica rectangular, montada sobre rodillos, animada de un movimiento de vaivén ocasionado por una biela excéntrica. Dicho tipo de alimentador se recomienda para instalaciones pequeñas y medianas que manejan materiales de depósitos de río o de aluvión.
- c) Alimentador Vibratorio con Rejilla (Grizzly) de Pre-Cribado. Se utiliza en instalaciones de mediana y elevada producción para elaborar agregados pétreos para la Industria

de la Construcción, con la ventaja de que sólo envían a la quebradora primaria el material que requiere la trituración primaria, precibando el material pequeño que pueda contener el material en greña (figura 27).

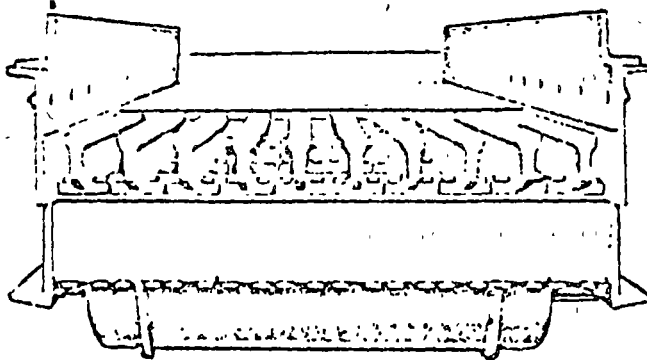


Figura 27

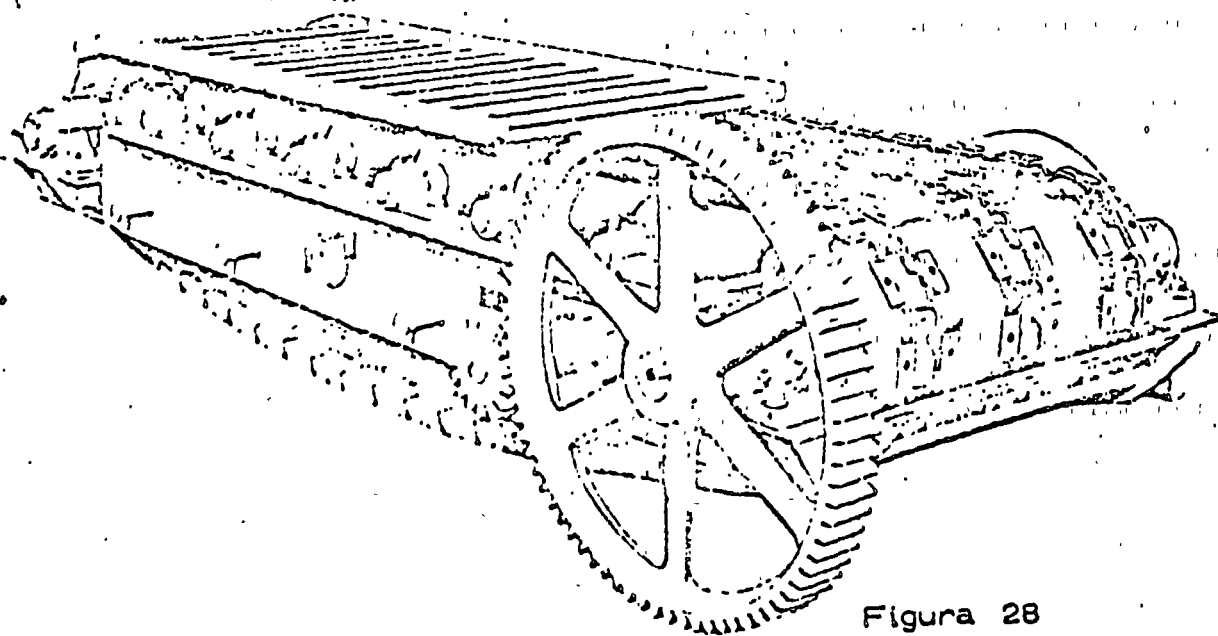


Figura 28

Alimentador de Mandílo de Tablero Metálico (Tipo Apron). Anchos más utilizados : 36", 42", 48", 54", 60" y 72"

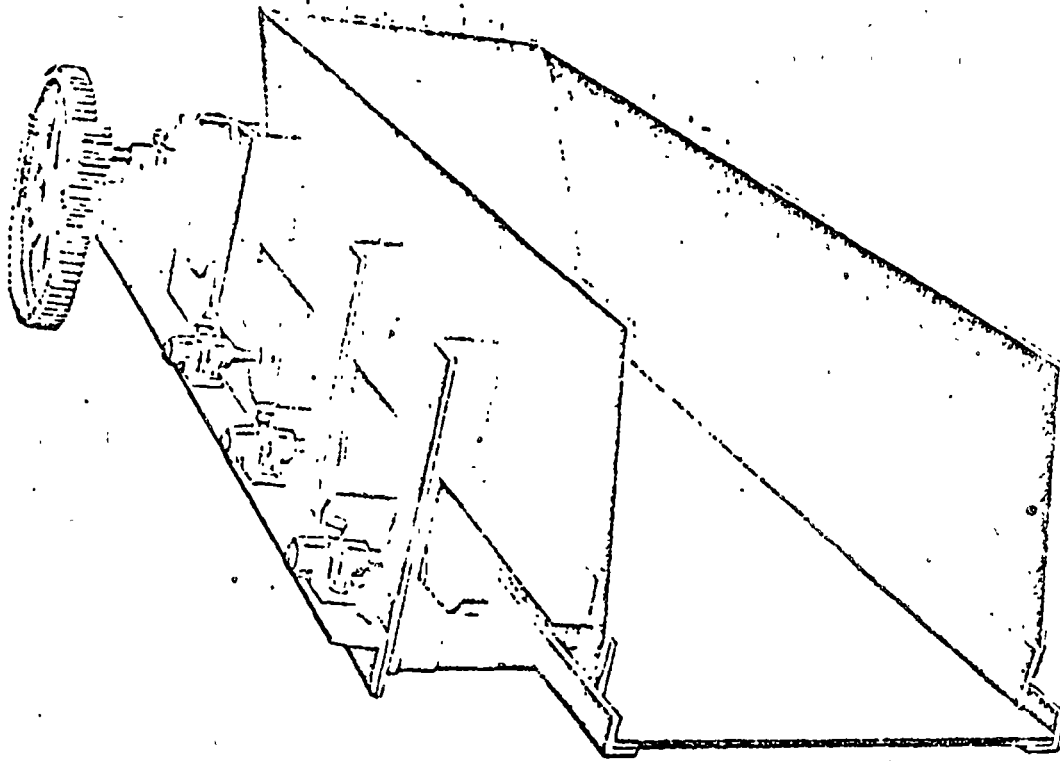


Figura 29

Alimentador Reciprocante o de Plato. Anchos más utilizados:
16", 20", 24", 30" y 36".

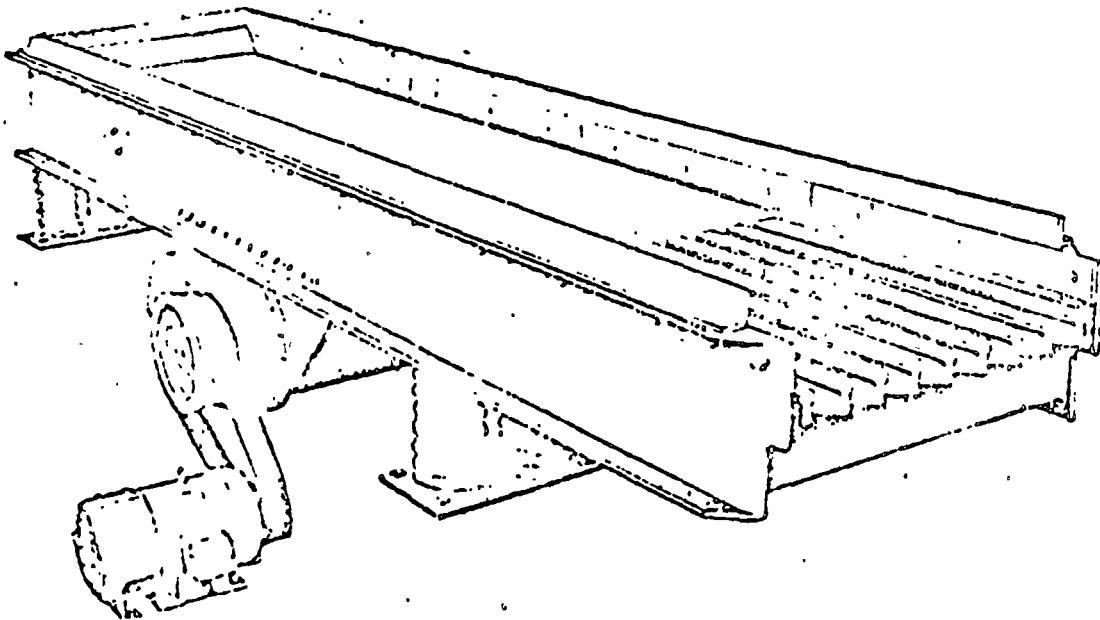


Figura 30

Alimentador Vibratorio con Rejilla de Precibado. Anchos más
utilizados: 36", 42", 48" y 60".



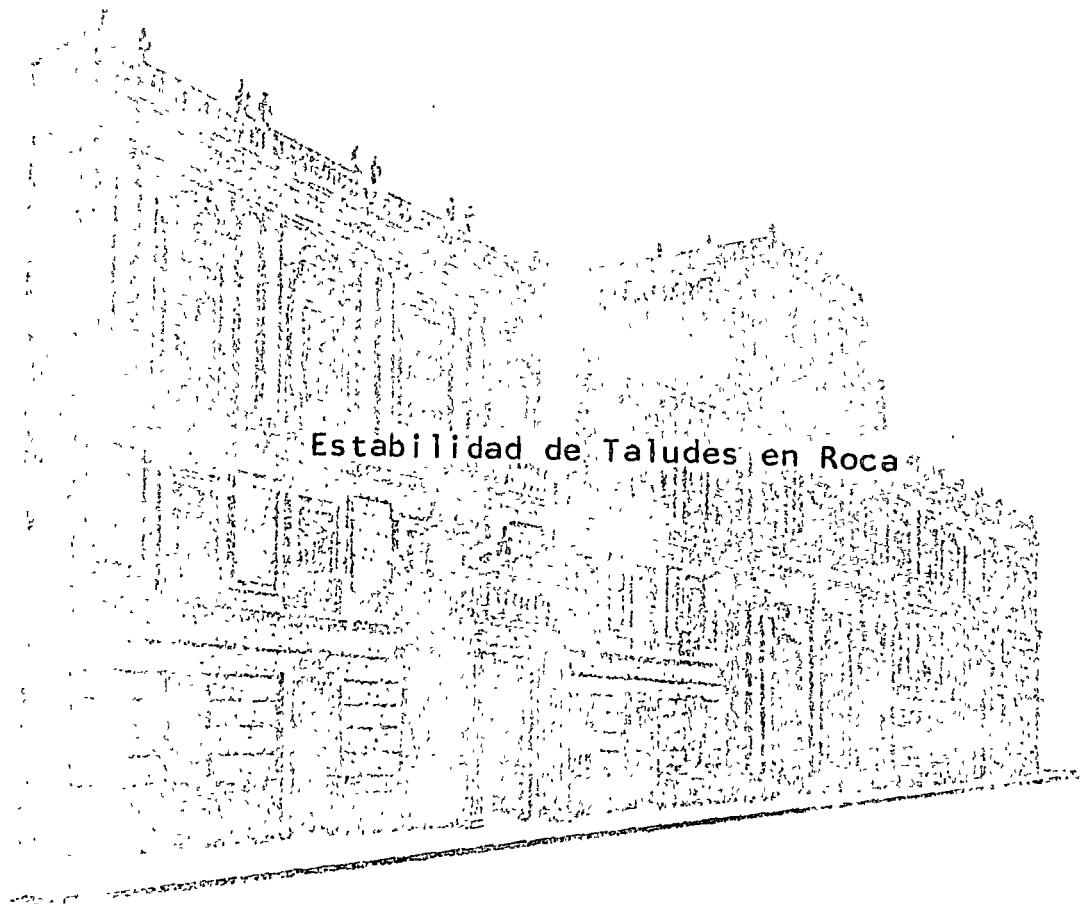


centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS

OBRAS DE INGENIERIA



Ing. Luis Vieitez Uteza

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Introducción.-

Uno de los problemas más difíciles en ingeniería de rocas o de suelos es, sin duda, determinar el factor de seguridad de un talud, sea bajo condiciones naturales, sea bajo condiciones de un ambiente de esfuerzos cambiante (excavar al pie de una ladera, inclinar más un talud, cargar su corona, alterar el nivel del agua o la dirección del flujo, provocar efectos dinámicos por tronadas, etc.). Las dificultades surgen del hecho de que ni las condiciones de esfuerzos ni la resistencia al corte a lo largo de la superficie potencial de falla pueden predecirse con mucha precisión. El problema se hace más complejo al cambiar estas cantidades con el tiempo, debido a falla progresiva e intemperismo. Estas dificultades han llevado a Bjerrum y Jorstad (1963) a establecer "... es muy poco probable que alguna vez sea posible hacer determinaciones confiables de la información requerida para efectuar un cálculo teórico de la estabilidad de un talud de roca. Cuando los autores, en el curso de su trabajo, finalmente abandonaron el enfoque teórico fué porque, aún en aquellos casos donde fué posible determinar datos confiables, el resultado final del cálculo de estabilidad, no incluía el efecto del tercer factor enlistado antes y que se cree tiene una importancia relevante en la estabilidad. El factor de seguridad real de un talud de roca depende, casi exclusivamente, de lo cerca que se encuentren los esfuerzos locales internos, acumulados en las áreas de roca sólida a través de la superficie de falla po

tencial, de la resistencia de la roca. Se^{se} han incrementado a través de los siglos hasta un valor cercano a la resistencia de la roca, la siguiente elevación de presión del agua en las diaclasas, puede ser la gota que derrame el vaso, y el deslizamiento de roca se producirá..." (ver Fig. A).

El tercer factor al que se refieren, es el efecto, en el tiempo, de las fluctuaciones estacionales del nivel del agua, que causan falla por fatiga de la roca, extensión gradual de las fisuras en la roca intacta por deformaciones irreversibles y una reducción gradual de la estabilidad de la masa de roca por un incremento lento en los esfuerzos internos en la roca intacta; Bjerrum y Jorstad presuponían una superficie de falla que en parte sigue las diaclasas o fracturas y en parte corta la roca sólida. Concluían que el mejor enfoque para el estudio de la estabilidad de taludes en roca en Noruega era seguir un procedimiento de observación directa porque "... los deslizamientos de roca parecen ir siempre precedidos de varios indicios, tales como cambios en el ancho de las grietas, incremento en el gasto de filtración a través del talud y otros...". Hay, sin duda, gran mérito en esta filosofía práctica. Sin embargo, a medida que se acumula experiencia de investigación a partir de resultados de pruebas de laboratorio y campo, que están llevándose a cabo en diversas organizaciones, así como de la observación de taludes reales, aparece posible que en el futuro se dé más confianza al análisis racional y al diseño de taludes en roca.

En los párrafos que siguen se presentan extractos de artículos sobre el tema, de autores destacados de la Mecánica de Rocas, en los que resalta la importancia que tienen en el análisis de la estabilidad de taludes en roca estos aspectos:

El conocimiento detallado de las características geológicas del sitio.

El esquema claro de la estructura y geometría del macizo rocoso y de sus discontinuidades (diaclasas, planos de estratificación, grietas, fallas, etc.).

La identificación de las superficies potenciales de falla y de los mecanismos de deslizamiento cinemáticamente posibles.

La evaluación de la resistencia al corte en las superficies potenciales de falla y bajo las condiciones que los mecanismos de deslizamiento imponen.

La distribución de presiones de agua y de fuerzas de filtración a través de las discontinuidades del macizo rocoso.

La dinámica de los deslizamientos.

Al final se incluyen algunas ideas sobre clasificación de deslizamientos de rocas, así como de análisis y diseño de taludes y de las clases de estudios que se deben emprender al abordar problemas de esta índole.

I.- ANTECEDENTES.-

Un primer intento de descripción, análisis y clasificación de deslizamientos de laderas de roca, fué publicado por el ilustre geólogo ---- suizo A. Heim, en 1932. Uno de sus hallazgos más importantes se refiere a la distinción entre los deslizamientos que progresan lentamente, -- donde las condiciones de estabilidad apenas se han alterado un poco, y los que se producen con extraordinaria rapidez, en los que la energía acumulada y la inercia se combinan para hacer que las masas que -- deslizan adquieran muy altas velocidades.

Si bien identifica las causas principales de desequilibrio que inician un deslizamiento, como son el debilitamiento y el envejecimiento de la masa rocosa, la infiltración y el flujo de agua, y la acción del -- hombre, no llega a plantear el mecanismo propio del deslizamiento. -- Y es claro, puesto que no es un problema geológico sino uno típico de estática y dinámica de rocas.

Los trabajos posteriores de Terzaghi, Stini y Muller, han producido información adicional muy valiosa, pero no fué sino a raíz del deslizamiento catastrófico de Vajont que se hizo evidente la necesidad de un análisis más concienzudo de los problemas de estática y dinámica involucrados.

Caídos. Teoría de Terzaghi. Talud Crítico.-

En las primeras etapas de erosión, la mayoría de las masas de roca --

fracturadas, poseen una importante cohesión efectiva expresada por:

$$c_i = c A_s/A$$

siendo A_s el área total de roca sólida, A el área total incluídas -- las diaclasas o fracturas y c la cohesión del material de roca intacta. Es decir, la cohesión se encuentra localizada en los espacios -- que interrumpen la continuidad de las diaclasas o fracturas. A medida que la altura del talud o de la ladera aumenta (por erosión progresiva, por ejemplo) los esfuerzos cortantes en la roca vecina a las paredes aumentan también, las fracturas y juntas crecen en número y se alargan cortando los espacios vírgenes, donde tiene su asiento la cohesión, y ésta decrece.

De acuerdo con Terzaghi, todas las masas de roca intacta y fracturada con cohesión efectiva tienen las propiedades mecánicas de los materiales frágiles. La falla de taludes en este tipo de rocas empieza en donde el esfuerzo ^{cortante} τ iguala a la resistencia al corte τ_r dada por la conocida expresión $\tau_r = c_i + (\sigma - u) \tan \phi$. Los esfuerzos en la masa de roca vecina se incrementan y ocurre una falla progresiva por fractura de corte frágil. El ángulo crítico del talud ϕ_c' decrece conforme la altura de éste crece pero permanece superior al ángulo de fricción ϕ . Debido a la falla progresiva c_i tiende a cero y está --- dentro de la seguridad considerar $c_i = 0$.

Así considerado el problema, quien gobierna la estabilidad es el --

ángulo de fricción \emptyset .

En roca regularmente fracturada, el valor de \emptyset depende del tipo y grado de trabazón entre los bloques a un lado y otro de la superficie de deslizamiento.

Taludes en Roca Diaclasada No Estratificada.-

Se trata de rocas (granitos, mármoles) divididas por diaclasas que casan entre sí irregularmente y que están localmente interconectadas. Esta macroestructura de la masa de roca se asemeja a la estructura microcristalina de la misma roca intacta. Numerosas pruebas de laboratorio revelan que el ángulo de fricción de rocas cristalinas varía de $\emptyset = 40^\circ$ bajo 100 K/c^2 de presión a $\emptyset = 25^\circ$ bajo 1000 K/c^2 . De acuerdo con Terzaghi, el ángulo crítico $\emptyset'c$ de taludes que limitan macizos de roca dura masiva con un patrón de diaclasas al azar es de alrededor de 70° si no hay flujo de agua actuando sobre las paredes de las diaclasas.

Taludes en Roca Sedimentaria Estratificada.-

Son rocas que se presentan en capas de espesor variable entre unos cuantos centímetros y varios metros. Estas están separadas entre sí por películas delgadas de material diferente al resto de la roca. Los planos de estratificación son, por lo común, continuos y constituyen superficies de mínima resistencia al corte. Las fracturas trans-

versales son casi perpendiculares a los planos de estratificación y normalmente llegan a estos escalonadas. Este arreglo, casi universalmente encontrado en rocas sedimentarias estratificadas sin cohesión efectiva, tiene las propiedades mecánicas de una mampostería seca. Como la cohesión es cero, la estabilidad de un talud en este tipo de rocas, dependerá de la orientación de los planos de estratificación respecto al talud. Véanse las Figs. 1 y 2. El ángulo de fricción θ_f a lo largo de las paredes de todas las diaclasas, se supone igual a 30° . Si los planos de estratificación son horizontales, no puede ocurrir el deslizamiento y el ángulo crítico del talud es $\theta_c = 90^\circ$.

Si buza hacia el interior del cuerpo del talud con un ángulo α (Fig. 1).

Si $90^\circ - \alpha$ (línea A-A) es menor que θ_f no puede ocurrir falla a lo largo de A-A (θ_f ángulo de fricción). Si las fracturas transversales son paralelas a A-A y alternadas, la inclinación del talud crítico θ_c depende del valor promedio de C/D (C promedio del corrimiento entre juntas transversales; D promedio del espesor de las capas entre los planos de estratificación) (Fig. 1). Para cualquier valor de α menor de $90^\circ - \theta_f$, el ángulo de talud crítico es el indicado por la línea B-B de la figura. A un valor dado de α , el ángulo de talud crítico θ_c aumenta a medida que crece el valor de la relación C/D, y a un valor dado de C/D, dicho ángulo disminuye a medida que decrece $90^\circ - \alpha$ hasta que $90^\circ - \alpha = \theta_f = 30^\circ$. En este punto el ángulo de

talud crítico crece abruptamente a 90° porque el ángulo de talud de las fracturas transversales se hace menor que el ángulo de fricción $\phi_f = 30^\circ$ a lo largo de las fracturas. Pero a medida que $90^\circ - \alpha$ disminuye más y α se aproxima a 90° , el peligro de falla, por pandeo de las capas entre los planos de estratificación, aumenta. La cohesión a lo largo de los planos de estratificación incrementa el ángulo de talud crítico para cualquier valor de α menor que $90^\circ - \phi_f$. Si el estrato está más inclinado, la cohesión prácticamente elimina la posibilidad de una falla por pandeo del estrato expuesto.

Planos de Estratificación que Buzan Hacia el Valle.-

Si los planos de estratificación buzanan con un ángulo α menor que el de fricción $\phi_f = 30^\circ$ el talud crítico es 90° . Para valores de α mayores de 30° , el talud crítico alcanza un ángulo igual a α . Si el deslizamiento a lo largo de los planos de estratificación es resistido por la cohesión efectiva C_i , además de serlo por la fricción, el talud estable más empinado no es ya plano. Hasta una cierta altura H es vertical, como lo muestra la Fig. 2 y más arriba sube con un ángulo α .

De la figura se deduce que la fuerza actuante por unidad de área del plano de deslizamiento es:

$$\gamma_r H \cos \alpha \sin \alpha$$

siendo γ_r el peso volumétrico de la roca, y la fuerza resistente es

$$C_i + \gamma_r H \cos^2 \alpha \tan \theta_f$$

de donde la altura crítica de talud vertical es

$$H \leq \frac{C_i}{\gamma_r \cos \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \theta_f)}$$

Un aumento en la altura del talud vertical por encima de la altura crítica vendrá inmediatamente seguido por un deslizamiento a lo largo del plano de estratificación B-B que pasa por el pie del talud.

Deslizamientos; Líneas de Ruptura Profunda.-

Los deslizamientos de roca pueden ser de cualquier magnitud y son causados por rupturas localizadas a profundidad dentro de la masa de roca. El análisis estático y dinámico de muy grandes deslizamientos puede ser completamente diferente al de los más chicos, y algunas veces muy difícil de llevar a cabo.

Las causas pueden ser naturales, o artificiales en las que interviene la acción del hombre.

Consideraciones Estáticas.-

Las diferentes etapas de un deslizamiento puede considerarse que se presentan como aparece en la Fig. 3.

Primero, se forman fracturas y grietas de tensión en el hombro del

talud o de la ladera y macrofracturas en el interior de la masa que progresan con el tiempo. De acuerdo con esta teoría, la ruptura final se presentaría en la base del talud.

En ensayos fotoelásticos, se ha visto que en la base del talud, a profundidad dentro de la masa, se desarrollan esfuerzos de tensión. Puede ser que estos esfuerzos activen la falla.

En regiones de altas montañas donde se encuentran cañones y valles profundos, la roca que subyace a los taludes del valle puede ser el asiento de esfuerzos cortantes. Si estos esfuerzos están ya próximos a la resistencia de la roca, cualquier incremento en la profundidad del valle, causado por erosión acelerada, daría por resultado un deslizamiento general.

El análisis estático de fuerzas actuantes y fuerzas resistentes es aplicable en estos casos sobre las superficies de ruptura posible que se hayan identificado. Muchas de estas superficies siguen los planos de debilidad, pero otras cortan la roca intacta y los planos de estratificación.

El análisis de esfuerzos que aparece en el Anexo 1, es también aplicable en estos casos.

Efectos del Agua Intersticial.-

La permeabilidad primaria, debida a la porosidad propia del material que compone la roca, puede influir en el efecto que causa el agua en ciertas rocas que la absorben con facilidad. Por ejemplo, las filitas, que al ser sumergidas en agua por tres días reducen su módulo de elasticidad del orden del 50 al 70%.

De parecida manera, las rocas microfisuradas, como el gneiss, pueden absorber agua y, aunque sea muy poca, pueden acabar por desintegrarse por esta acción.

La permeabilidad secundaria, es el término que usa Terzaghi para aquella que resulta de la presión del agua en fisuras y grietas abiertas y contínuas en la roca.

Para fines prácticos, esta permeabilidad tiene normalmente más importancia que la permeabilidad primaria.

Si el agua en estas grietas estuviese inmóvil, el nivel freático sería horizontal y la subpresión vertical, mientras que las fuerzas laterales quedarían balanceadas. Pero cuando hay flujo de agua, se ejerce una presión lateral en la masa de roca. Esta se llama presión de agua en diaclasas y es proporcional a la diferencia de nivel de agua en ambos lados de la masa de roca. Pueden calcularse sus efectos por

los métodos para calcular la presión de agua en suelos. (Ver Anexo - 2.) Por otra parte, el agua que filtra a través de fisuras rellenas de material arcilloso reducirá las fuerzas de fricción a lo largo de las fisuras. Efectos combinados de este tipo pueden debilitar el pie de algunos taludes y causar un deslizamiento de roca.

Bjerrum ha mostrado la relación que existe entre las condiciones climáticas y algunos deslizamientos importantes de roca. Durante la --- época de lluvias, el nivel freático sube y, por lo tanto, se incrementan las presiones de agua en las fisuras. Estas variaciones estacionales del nivel freático producen fatiga de la roca. Además, en - - zonas frías, en invierno, el hielo tapa las fisuras más cercanas a la superficie y la presión en las más lejanas sube hasta valores a veces inadmisibles para la estabilidad del macizo rocoso. (Fig. A).

En otras palabras, las condiciones del agua freática en el interior de un talud pueden traducirse en fuerza actuante. En los casos en -- los que la roca está densa y uniformemente diaclasada y se ha desarrô llado además una condición de flujo de agua establecido, las fuerzas actuantes se incrementan en la dirección de la filtración, de acuerdo con los principios utilizados en la mecánica de suelos. Sin embargo, con frecuencia el diaclasado es irregular y las diaclasas individuales tienen permeabilidades radicalmente diferentes; los niveles piezomé--- tricos variarán en consecuencia y la respuesta de cada diaclasa ante -

condiciones de carga y de descarga difieren notablemente de las demás. No puede trazarse una red de flujo uniforme y las condiciones hidráulicas, en el talud, sólo podrían obtenerse por medio de un gran número de observaciones piezométricas. La fuerza actuante es incrementada de acuerdo a la orientación de la diaclasa en cuestión y a la presión hidrostática actuante en las paredes de la misma, que corresponde al nivel piezométrico local.

No solamente el agua en las juntas se constituye en una fuerza actuante en favor de la inestabilidad, sino que también hace decrecer la resistencia al corte friccionante al reducir la fuerza normal que actúa transversalmente a las paredes en la superficie de falla potencial.

La relación tan conocida para suelos $\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi$ que expresa la resistencia al corte, es, en general, válida para rocas. Cuando la cohesión es despreciable, que es el caso más común,

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi,$$

En algunos casos puede ser que la presión del agua de diaclasas no sea una fuerza actuante continua. Puede provocar un desplazamiento inicial, pero conforme éste progresa, las diaclasas se ensanchan, más volumen o espacio quedará disponible para el agua y el nivel de ésta bajará; la fuerza actuante también decrecerá y el movimiento del bloque deslizante puede cesar hasta que las diaclasas vuelven a llenarse de agua. Esta acción, continuada a través del tiempo, puede llevar a una falla progresiva como lo han enunciado Bjerrum y Jorstad (1963).

Algunos comentarios de Terzaghi sobre la acción del agua en macizos rocosos son los siguientes:

El factor más impredecible para determinar la estabilidad de un talud es la presión del agua que fluye de un depósito de almacenamiento, o fugas en túneles de presión a través de grietas hacia la superficie libre del talud, debido a que esta presión depende de la forma de las trayectorias que siguen las filtraciones, la cual comúnmente es muy irregular. Así, si el talud está localizado cerca y aguas abajo del empotramiento de una cortina de una presa de almacenamiento, la buena práctica ingenieril requiere que se eliminen estas presiones interceptándolas suficientemente aguas arriba del talud o mediante un drenaje radical. Si el talud se localiza cerca de un túnel de presión, se deberá instalar un revestimiento digno de confianza en aquellas partes en las cuales las filtraciones pudieran tener una influencia significativa en la inestabilidad del talud. Para casos de este último tipo, se recomienda que el revestimiento se aplique en los lugares donde la altura de roca sea menor o igual a la mitad de la carga hidrostática en el túnel; esta regla implica un factor de seguridad mínimo aproximado de 1.3 contra el levantamiento de la roca. Recomienda, Terzaghi, que el revestimiento esté lo suficientemente armado para resistir la presión hidrostática sin contar con el apoyo de la roca y las flexiones que pudieran producirse en la transición de una roca rígida a una roca falsa.

En cuanto al efecto lubricante del agua, dice que atribuir a este --- efecto algunas fallas es inaceptable; primero, porque en algunos mine- rales, entre ellos el cuarzo, el agua actúa precisamente al contrario, como antilubricante. De pruebas se sabe que el coeficiente de fricción estática entre superficies pulidas de cuarzo es 0.17 a 0.20 cuando -- están secas y 0.36 a 0.41 cuando están húmedas. Segundo, porque ---- bastan pequeñas cantidades de cualquier lubricante para producir el - efecto, cantidades adicionales del mismo, no aumentan el efecto. --- Normalmente, bajo la superficie de cualquier talud hay agua suficiente para producir cualquier efecto lubricante, si en realidad lo produjese, y cualquier incremento de agua en las temporadas de lluvias no debería aumentar ese efecto. Son otros efectos del agua infiltrada los -- que deben identificarse como causa de inestabilidad de laderas y talu- des y que son los que ya han sido comentados: aumento de los niveles piezométricos, incremento de las fuerzas de filtración, procesos de - fatiga y de falla progresiva que actúan a través del tiempo. A una -- sola tormenta o a un solo período de lluvias difícilmente se les puede atribuir, exclusivamente, la falla de taludes en una región dada, sólo acaso si fuesen de una intensidad sin precedentes, pero normalmente -- son otras, aparejadas a éstas, las causas que han deteriorado las condi- ciones de estabilidad, y el aguacero o la tormenta aisladas actúan --- solo como el detonante de la falla cuando el factor de seguridad ha al- canzado su mínimo valor. (Ver Fig. 5 .)

Leopold Muller destaca también la importancia del agua en el comportamiento de macizos rocosos y de taludes. El agua que existe en los poros de la materia intacta de la roca así como la que se encuentra en los poros de los materiales de relleno de las fracturas, se comporta como el agua de los poros del concreto o de los suelos. El agua libre en las diaclasas, por otra parte, causa presiones dirigidas, no sólo cuando se desplaza a través de la roca (flujo), sino también cuando está retenida y respaldada por fallas y fracturas rellenas de l \acute{e} gamo, lo cual ocurre con frecuencia. Por consiguiente, se considera la presión de agua de diaclasas en la mecánica de rocas como una fuerza estática.

El efecto de flotación o de subpresión juega un papel similar al que tiene en la mecánica de suelos. Puede, sin embargo, disminuir de acuerdo con el grado de separación de las diaclasas y con la orientación de los sistemas que éstas forman. Su dirección puede, también, desviarse de la vertical.

Los impactos de presión en el agua subterránea tienen un efecto considerable en la masa de roca. No sólo los impactos en el agua de los poros, sino también los impactos en el agua libre de diaclasas producen efectos, especialmente en diaclasas pequeñas. Por consiguiente, el efecto de aflojamiento que producen las explosiones, se extiende a mucha mayor profundidad de la normalmente esperada, de acuerdo con ciertas pruebas.

La influencia "dinámica" se acusa en la presión de poro de los rellenos de las fracturas, como se conoce en la mecánica de suelos. Un cambio súbito de esfuerzos puede alterar el equilibrio interno de los rellenos dichos, en tal forma que el resultado será fricción nula y riesgo de deslizamiento a lo largo de juntas o fracturas rellenas de arcilla y limo. Este mismo riesgo existe si no hay otro material de relleno en las juntas aparte del agua.

Por otra parte, la influencia estática del agua subterránea se puede analizar fácilmente en la Fig. 14.

Considérese un estado de esfuerzos en la masa de la roca σ_1 , y σ_3 y que las diaclasas están rellenas de agua a una presión p , esta presión de agua tenderá a presionar contra las paredes de las diaclasas y a abrir éstas. Por tanto, equivale a superponer a σ_1 , y σ_3 un esfuerzo de pseudotensión. Esto es, ambos esfuerzos se disminuyen por el valor del esfuerzo de presión de agua de diaclasas p . Esta no sólo reduce la fricción en las paredes de las diaclasas, sino que también traslada el círculo de Mohr a una posición más próxima a la envolvente de falla y, por lo tanto, a una situación mucho más peligrosa que antes. Al mismo tiempo, ocasionalmente, la envolvente de Mohr -- cambiará de H_t , que es válida para roca seca, a una posición más baja H_n que corresponde al caso de roca saturada.

Fuerzas Exteriores.-

Existen soluciones para la cimentación de la pila de un puente (Naef, 1969) y para el empotramiento de una presa (Krsmanovic, 1967) que --- parten de la teoría de Boussinerq para carga c oncentrada (distribu-- ción radial de esfuerzos).

Un enfoque simplificado al problema de una carga concentrada P que - sobrecarga la superficie de un talud de inclinación α con la verti-- cal (Fig. 9.14) dá:

$$\sigma_r = cP (1/r^2) \cos \frac{\pi}{2\alpha} \delta$$

con la condición

$$\int \sigma_r \cos \delta dA = P$$

se supone que $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ y que la relación de Poisson $\nu = 0.5$.

Para una carga lineal p se tiene:

$$\sigma_1 = \sigma_r = c^*p (1/r) \cos\left(\frac{\pi}{2\alpha}\right) \delta$$

Los valores de c y c^* aparecen en las tablas 9.1 y 9.2.

Los esfuerzos debidos a una o cualquiera de estas sobrecargas se - - - añaden a los esfuerzos por peso propio del macizo rocoso y se anali-- zan las condiciones de seguridad a lo largo de las posibles superficies de ruptura.

Desde luego habrá que considerar los efectos que tiene en la distribu-- ción de esfuerzos la estratificación y los diferentes valores de los - módulos de deformación (transversal y longitudinal a la estratificación). (Véase Fig. 4.)

En mecánica de suelos (suelos sueltos) se requiere que se alcance --- plena seguridad en cualquier punto de las superficies de falla. En mecánica de rocas, es aceptable un promedio de seguridad para toda la masa con un valor conveniente del factor de seguridad. Cálculos más detallados se pueden obtener a partir de métodos de computación más recientes (Zienckiewicz, 1968).

Dinámica de Deslizamientos.-

De acuerdo con una de las leyes de Newton, y para deslizamiento plano se tiene

$$M \frac{d^2x}{dt^2} = W \cos \alpha - R$$

(ver Fig. 9.15) donde M es la masa que inicia el deslizamiento con una aceleración $\frac{dx^2}{dt^2}$ causada por la fuerza actuante $W \cos \alpha$ pero

resistida por la reacción R . La aceleración es positiva siempre que $W \cos \alpha > R$.

La velocidad dx/dt que finalmente se alcanza en el tiempo $T = \int dt$, es normalmente reducida dado que la diferencia $W \cos \alpha - R$ es necesariamente pequeña en el tiempo $t + \epsilon$.

Cuando la masa se curva (deslizamiento en forma de silla) en su parte baja (Fig. 9.15b) la componente $W \cos \alpha$ decrece conforme progresa el deslizamiento, mientras que R en la parte más o menos horizontal per

manece igual. El deslizamiento se aquieta en seguida. Es probable - que al crecer la velocidad dx/dt el coeficiente de fricción roca a roca decrezca, pero esto probablemente no es sustancial a menos que - las velocidades sean altas. Esta descripción de la dinámica de un desl^{iz}amiento clásico con un comienzo lento y una aceleración razonable, no reproduce las condiciones y características del deslizamiento catas^{tr}ófico de Vajont que tuvo la forma típica de silla. C. Jaeger conclu^{ye} que este caso hay que considerarlo no como un deslizamiento contínuo, que es lo común, sino como un deslizamiento discontinuo parecido al -- caso de un río helado que al descongelarse dá lugar a repentinos rompi^mientos de hielo que desencadenan olas discontinuas de hielo y agua -- que descienden aguas abajo a muy altas y peligrosas velocidades.

De las velocidades de los desplazamientos de roca registradas en varios barrenos en diferentes puntos de la masa que deslizaba lentamente antes de la ruptura final de Vajont, se puede suponer que la ruptura de la -- roca en las partes altas de los taludes más empinados ocurrió algún --- tiempo antes de la catástrofe. Estas masas rotasdescansaron sobre un - "diente" de roca sólida en la base del talud que fué progresivamente -- aplastado hasta fallar repentinamente por rotura frágil. La enorme --- energía potencial acumulada en las masas de roca se desató de momento y la ruptura final ocurrió como una explosión.

P. Habib considera que el calor desatado por el movimiento de la gran - masa de roca vaporizó el agua en la superficie de falla, creando un -- colchón de aire y vapor de agua que suspendió a la masa y la dejó sin -

contacto ninguno con material sólido, en ese momento el deslizamiento se volvió vertiginoso. Se estima que la masa de 200 a 300 millones de m^3 alcanzó una velocidad de 50 m/seg. (180 km/hora) en su frente.

La Tabla IV, dá algunos datos interesantes de deslizamientos notables.

El Anexo 3 es un ejemplo de cálculo de la velocidad de una masa deslizante del tipo de losa (traslación). Cálculos de este tipo son --- especialmente útiles para analizar la ola que puede producirse en el vaso de una presa de almacenamiento, si ocurre un deslizamiento de -- una de sus laderas, y advertir sus consecuencias. La ola la determina el volumen y la forma de la masa que desliza y la velocidad con la que llega al vaso.

He aquí extractos de lo que dice Terzaghi de la dinámica de deslizamientos. Distingue entre los movimientos de la superficie que preceden al deslizamiento, los que existen durante el deslizamiento mismo, y los que se producen después de haber ocurrido éste.

Movimientos de la Superficie que Preceden al Deslizamiento.-

En cierto modo todos los deslizamientos avisan: Ningún deslizamiento puede presentarse a menos que la relación entre la resistencia al --- corte promedio del terreno y los esfuerzos cortantes promedio en la - superficie potencial de deslizamiento disminuya de un valor inicial -

mayor que uno a la unidad en el instante de la falla.

Los únicos deslizamientos que van precedidos por una disminución casi instantánea de esta relación son los debidos a un sismo y a una licuación espontánea. Todos los demás van precedidos por un descenso gradual de la relación dicha que, a su vez, involucra una deformación -- progresiva de la masa localizada por encima de la superficie potencial de deslizamiento y por un movimiento de descenso de todos los puntos de la superficie de dicha roca.

En la Fig. 11, las ordenadas sobre el eje horizontal, representan el factor de seguridad, y bajo dicho eje el desplazamiento ladera abajo de un punto cualquiera situado en la parte alta del área de deslizamiento. Las abscisas representan el tiempo transcurrido desde el instante en que las condiciones externas o internas de equilibrio del -- talud se volvieron peores de lo que hasta entonces, eran. La línea -- Oa muestra el movimiento que precedió al deslizamiento. La distancia OD, que se desplazó el punto en cuestión, se cubrió en un tiempo t. - La magnitud OD, depende del espesor de la zona dentro de la cual el - esfuerzo alcanza el estado de falla. Puede ser del orden de 1 cm. a varias decenas de centímetros; en este último caso suelen producirse grietas de tensión a lo largo de la frontera superior del área de deslizamiento.

Movimientos Durante el Deslizamiento.-

Las fallas por corte a lo largo de una superficie de deslizamiento en cualquier material, están relacionadas con una disminución de la resistencia al corte. Por tanto, durante la primera fase del deslizamiento, la masa que desliza avanza a un ritmo acelerado, como lo muestra la parte superior de la curva ab en la Fig. 11. Pero a medida que el deslizamiento prosigue, la fuerza que tiende a mantener la masa en movimiento, decrece, porque ésta adquiere posiciones cada vez más estables. De esta manera el movimiento acelerado cambia a retardado y finalmente cesa o adquiere el carácter de un flujo viscoso (creep).

La máxima velocidad depende del ángulo de inclinación promedio de la superficie de deslizamiento, de la importancia que tenga el efecto de resbalamiento en la resistencia contra el deslizamiento y de la naturaleza de la estratificación. Las superficies de deslizamiento más empinadas se desarrollan en materiales relativamente homogéneos, tales como las rocas irregularmente diaclasadas.

Movimientos Después del Deslizamiento.-

Después que el descenso de la masa ha eliminado las diferencias entre la fuerza actuante y la resistente (punto b de la Fig. 11), el movimiento se convierte en un flujo viscoso lento (creep) a menos que se hayan alterado radicalmente las propiedades físicas de la masa deslizante. El cambio puede deberse a una mezcla mecánica del material

deslizado con el agua, o a una destrucción de las ligas intergranulares a contenido de agua constante.

Clasificación de Deslizamientos de Rocas.-

La Fig. 12 presenta una clasificación de fallas de talud del Landslide Committee of Highway Research Board (Landslides and Engineering Practice. Special Report 29 - Washington, 1958) en donde se distinguen caídos, fallas de traslación y fallas de rotación.

Los dos primeros están relacionados con rocas que manifiestan discontinuidades con orientaciones preferenciales, algunas de ellas favorables al deslizamiento. En las rocas sedimentarias con capas delgadas y en ^{rocas} ~~planos~~ metamórficos con planos de esquistosidad, se producen este tipo de fallas.

El tercer tipo se refiere a rocas con discontinuidades distribuídas -- totalmente al azar, como suele ocurrir en las rocas ígneas y en algunas metamórficas.

C. Jaeger considera estas clasificaciones:

Caídos.- Ocurren por lo general a lo largo de superficies empinadas - de roca que están inclinadas muy cerca del ángulo crítico calculado -- por Terzaghi.

Deslizamientos de Roca.- ^{SW} Sin clasificación puede basarse en la profundidad a la que se localiza la superficie de deslizamiento y en la forma de ésta. Los deslizamientos ocurren a lo largo de superficies más o menos planas de estratificación geológica, o de fracturas mayores. -- También pueden ocurrir a lo largo de superficies más o menos curvas de terminadas por las fisuras y fracturas de la roca, o a lo largo de superficies similares a las descritas en mecánica de suelos, dependiendo del tipo de roca. La ruptura inicial se presenta en un punto débil y se propaga progresivamente (Terzaghi, Muller).

El deslizamiento de Vajont siguió las estratificaciones geológicas en las partes más altas y más empinadas del talud, donde la ruptura - - - ocurrió, lo más probablemente, la primera vez. Después, en las partes -- más bajas, la superficie de deslizamiento cortó a través de los estratos geológicos, lo más probablemente por falla de corte frágil.

Se ha observado que los grandes deslizamientos de roca a lo largo de superficies profundas se producen con movimientos relativos muy pequeños entre los bloques de la masa. Son fenómenos parecidos a las avalanchas.

Otras Clasificaciones.- Pueden basarse en la magnitud del deslizamiento. Menores (entre 100 m^3 y unos cuantos miles de m^3) y mayores. El primer deslizamiento de Vajont fué un deslizamiento mayor ($700,000 \text{ m}^3$)

y el final, catastrófico, fué extraordinariamente grande: 250 millones de m³. Se han identificado, en Los Alpes, deslizamientos prehistóricos de 800 y 1200 millones de m³ (Heim, 1932).

Otra posible clasificación se refiere al ángulo del talud a lo largo del cual se produce el deslizamiento. Muchos ocurren en taludes tendidos entre 10° y 20°, que son ángulos inferiores al llamado ángulo de fricción roca contra roca. Esto revela que las condiciones a lo largo de las superficies de deslizamiento son muy diferentes de las simplificaciones que se admiten en un enfoque de fricción roca roca. Finalmente, los deslizamientos podrían clasificarse como uniformes continuos o no uniformes discontinuos. Muchos geólogos describen acertadamente el primer fenómeno como de un flujo plástico (creep) continuo. Independientemente de la velocidad que adquieran en este caso los deslizamientos, en su última fase, se caracterizan porque la aceleración permanece constante o crece uniformemente. El tiempo total del acontecimiento dura, por lo general, varios minutos.

Debido a que el primer deslizamiento de Vajont fué continuo, los ingenieros y geólogos se convencieron de que el segundo deslizamiento, que esperaban, también lo sería. Por el contrario, fué discontinuo y alcanzó una velocidad extremadamente elevada.

Problemas Especiales.- Muchas de las razones que contribuyen a caídas y deslizamientos ya se han mencionado antes, pero en la mayor parte de

los casos las causas reales son, un desequilibrio de las fuerzas estáticas, tensiones y esfuerzos que causan rupturas locales y deterioro progresivo de la cohesión de masas de roca fracturada. El lajeado de la roca y la relajación de esfuerzos (esfuerzos tectónicos por ejemplo) que causan fisuras paralelas a los cañones o gargantas, son casos especiales de condiciones de acumulación de grandes esfuerzos (esfuerzos residuales). También pueden crear desequilibrio, y por lo tanto deslizamientos, las excavaciones, los cortes de carreteras y ferrocarriles, las cimentaciones de presas y puentes y las galerías y túneles - próximos a taludes.

El flujo plástico (creep) lento, en la superficie, puede estar ligado a condiciones de acumulación de esfuerzos en la roca a profundidad en la montaña. En estos casos, es absolutamente indispensable determinar la profundidad real de la masa en movimiento antes de excavar.

Diseño de Taludes.-

Los párrafos siguientes son, en su mayor parte, del artículo de D. U. Deere y F. D. Patton sobre el estado de conocimiento de Estabilidad de Taludes en Suelos Residuales presentado al Cuarto Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, Puerto Rico, 1971. Se considera que -- varias ideas fundamentales, en él expresadas, son igualmente aplicables a taludes en roca.

La mayor parte de los taludes en suelos residuales (consideramos que también en rocas) no han sido diseñados. A cambio de ello, los ángulos de talud han sido "seleccionados" sobre la base de la experiencia personal y del juicio del ingeniero proyectista o siguiendo la tradición del cliente. Tales experiencias personales y tradicionales toman en cuenta tanto el comportamiento favorable como el desfavorable de -- taludes en la misma región. Este enfoque constituye, esencialmente, el diseño por experiencia antecedente, y hay ocasiones en las que --- éste es el enfoque más recomendable.

Ambientes Geológicos Típicos.-

Roca Masiva Homogénea.- Característica de granitos, gneisses, calizas y areniscas de capas gruesas. Estas rocas tienen generalmente dos o -- tres familias de diaclasas, una de las cuales es paralela a la estratificación o a la foliación. También suelen estar presentes diaclasas - laminares subparalelas a la superficie del terreno. Se encuentran con

menos frecuencia que en los otros ambientes geológicos estructuras orientadas en forma desfavorable, es decir, propensa al deslizamiento.

Estructura de la Roca Anisotrópica.- Esquistos, pizarras y rocas sedimentarias de capas delgadas, buzando hacia el corte, son típicos de este ambiente geológico. En estos tipos de rocas existen planos principales de debilidad con orientaciones preferenciales (clivaje, foliación y planos de estratificación). Como resultado de ello, es la estructura de la roca el elemento más importante del diseño, especialmente cuando su orientación es favorable al deslizamiento. El corte producido con anterioridad, a lo largo de las superficies de debilidad, es de lo más frecuente, y la estratificación inclinada permite el desarrollo de altas presiones de agua en algunas de las capas. Además, pueden presentarse diaclasas laminares en las capas más gruesas.

Estructura y Estratificación Complejas.- En algunos ambientes geológicos, la distribución y orientación de los tipos y estructuras de las rocas llegan a ser tan complejos que se hace muy difícil explorar los y describirlos. La distribución compleja puede no repetirse de un lado al otro de un mismo corte y, por ende, la exploración detallada en una porción del corte puede no ser representativa del conjunto. En este caso están las áreas de rocas falladas y plegadas. La estructura local de la roca puede ser adversa, pero en forma por demás impredecible, y no será consistentemente adversa como ocurre en las rocas anisotrópicas.

Métodos de Diseño.-

Cabe considerar tres métodos:

1) El de la experiencia antecedente o el del precedente; 2) el del precedente modificado; y 3) el del cálculo de la estabilidad.

Hay muchos casos en que los métodos 1) y 2) son más económicos que el 3). Este último puede implicar gastos elevados de tiempo y dinero, a veces con ninguna garantía de acierto. La aplicación del método 3) está por tanto limitado a situaciones especiales donde se justifiquen tales gastos (los taludes de una mina a cielo abierto, los taludes -- del vaso o del empotramiento de una presa, y algunos cortes estraté-- gicos de una vía de comunicación).

1) Diseño por Precedente.- Funciona bien cuando se aplica a condiciones geológicas y climáticas equivalentes a las que privan en donde los diseños precedentes han sido acertados. El peligro de este método radica en extrapolar situaciones claramente diferentes.

El diseño por precedente es particularmente aplicable a ambientes --- geológicos con rocas masivas homogéneas.

En rocas anisotrópicas su uso puede ser, a lo más, aventurado, sin -- embargo puede aplicarse cuando hay certeza de que la estructura geoló-- gica y la litología son idénticas en las dos áreas que se comparan.

En el tercer tipo de ambiente, que corresponde a estructura y estratigrafía complejas, el diseño por precedente puede ser adecuado para cortes pequeños, donde cabe tolerar deslizamientos eventuales. Pero puede ser arriesgada su aplicación a grandes cortes en un área donde deslizamientos individuales podrían cambiar la economía del proyecto.

Una orientación sobre el ángulo de talud a elegir en el método de precedente puede obtenerse en las tablas que aparecen en el libro Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres de A. Rico y H. del Castillo, páginas 331 a 335.

Diseño por Precedente Modificado.- Este método usa el precedente pero ajusta el diseño. Implica que las áreas críticas pueden identificarse antes de la construcción o en las primeras etapas de ésta, cuando las modificaciones no influyen significativamente en el costo del diseño original; o sea que se requiere un levantamiento de geología superficial detallado y una cantidad limitada pero variable de exploración -- bajo la superficie previa a la construcción.

Además se requiere, por parte de personal experto y conocedor de los supuestos del diseño, una cuidadosa vigilancia durante la construcción para delatar situaciones imprevistas que lleven a modificaciones en -- favor o en contra del diseño original.

Este método de diseño es aplicable a los tres ambientes geológicos es-

tablecidos. En roca masiva homogénea las modificaciones al precedente provienen de variaciones en los materiales, las estructuras geológicas y las condiciones del agua intersticial. En rocas de estructura anisotrópica permite más flexibilidad de diseño al contar con datos de exploración e incluso de pruebas que den idea del papel que juegan la resistencia al deslizamiento y la orientación de estructuras desfavorables. Sin embargo, donde es más útil este método es en el ambiente geológico de estratigrafía y estructura complejas. El método de precedente solo dá lugar a numerosas fallas en este caso. La exploración extensiva es, por consiguiente, una necesidad, y sus resultados deben emplearse en los estudios de diseño. Sin embargo, es rara vez económico desarrollar suficientes datos para permitir un análisis completo de estabilidad para cada talud.

El diseño por precedente modificado requiere emplear información sobre estructura, resistencia al corte y agua subterránea.

La información sobre estructura debe evidenciar los planos de debilidad, las orientaciones desfavorables y las intersecciones que delimitan cuñas o bloques potencialmente inestables.

La información sobre resistencia al corte debe comprender los parámetros adecuados, en función de los modos de falla que se prevean, a partir de pruebas de corte directo en campo y en laboratorio. Así por ejemplo, cuando haya evidencia de desplazamientos previos en la misma

dirección de los que se prevén, habrá que obtener los valores de resistencia al corte residual. Si las direcciones no coinciden pueden usarse valores superiores a los residuales.

La información sobre agua intersticial, cubrirá datos sobre zonas de infiltración, retención y afloramiento de agua y sobre las fluctuaciones estacionales u operacionales (niveles en el vaso de una presa, por ejemplo).

Diseño por Cálculos de Estabilidad.- Este método no debería usarse -- sin tener en cuenta la experiencia precedente cuando ésta esté disponible.

Es costoso cuando la geología es compleja, porque requiere un completo conocimiento de los principales defectos estructurales potenciales, de las características de resistencia relacionadas a ellos y de la distribución de presiones de agua. Debe ir acompañado de una cuidadosa vigilancia durante la construcción para asegurarse de que ningún aspecto geológico ha pasado desapercibido.

Debe hacerse notar que sólo el talud o corte ocasional muy importante es el que debe diseñarse por este método. Y, no obstante, el análisis debe llevarse a cabo con pleno conocimiento de que la falla del talud puede presentarse por algún detalle significativo no considerado en el estudio o por incapacidad de prever el modo real de falla y por ende -

de aplicar el método adecuado de análisis.*

Supervisión de Deslizamientos Potenciales.-

No hay ningún procedimiento conocido para detener un deslizamiento de roca mayor, pero los deslizamientos menores y los caídos con frecuencia pueden estabilizarse, de ahí la importancia que tiene el observar las laderas y taludes para advertir síntomas o agentes premonitorios de un deslizamiento.

Algunos deslizamientos potenciales de roca pueden ser descubiertos por la simple apariencia superficial del talud: el crecimiento inclinado de los árboles, algunas rocas aisladas que empiezan a deslizar o ---- rodar y el eje inferior del talud que empieza a mostrarse inestable, son todos ellos síntomas.

Para inspeccionar una masa de roca reptante (en flujo viscoso o creep) se requiere de mediciones precisas de la posición de líneas y puntos - de referencia en la superficie para verificar sus desplazamientos ver- ticales y horizontales. Estas mediciones deben graficarse contra el - tiempo y analizarse sistemáticamente. Algunos deslizamientos lentos - de roca en Los Alpes han podido seguirse con detalle hasta setenta --- años atrás, comparando los planos topográficos de ese entonces con --- triangulaciones recientes. Otros se han observado por medición direc- ta por espacio de quince años.

*El Anexo 4, explica la aplicación del método estereográfico para el - análisis de estabilidad de taludes. El Anexo 5, es un ejemplo de apli- cación del método de análisis vectorial para el cálculo de estabilidad de taludes.

Los errores permisibles deben de estar dentro del 10% del valor del desplazamiento esperado. Por ejemplo, un desplazamiento de 5 cm. --- debe medirse con una precisión de ± 5 mm. Es recomendable el empleo de sistemas electrónicos de alta precisión para triangulaciones y medidas de distancias con precisiones de hasta ± 11 mm en 1 km. Las mediciones superficiales deben complementarse con las que se hagan en el interior de la masa (sondeos y socavones). A partir de estas mediciones deben estimarse y calcularse la profundidad y el volumen de la masa en movimiento. Cualquier aceleración de los desplazamientos debe interpretarse como una posible advertencia de rupturas en el interior de la masa. Las diferencias en los perfiles de velocidad pueden indicar un flujo viscoso (creep) discontinuo de las masas de roca que ---- posiblemente apunte hacia la formación de un deslizamiento de roca discontinuo, tipo Vajont.

Se han descrito desplazamientos que varían entre 0.25 cm. y 50 cm. al día.

Estudios geosísmicos pueden detectar fisuración o fracturación de la roca a diferentes profundidades en las masas reptantes. En Vajont se observó un brusco descenso de las velocidades de onda, unos dos años - antes de la catástrofe.

Algunos expertos registran el nivel de los ruidos internos, que aumenta antes de que ocurre un desplazamiento de roca y decrece a medida que -

se alcanza la estabilización. Las mediciones del nivel freático y -- sus variaciones con el tiempo, correlacionados con los desplazamientos de la roca, constituyen un método simple de verificar qué cambios se están produciendo a más profundidad dentro de la masa.

REFERENCIAS.-

- 1.- Stability of Steep Slopes on Hard Unweathered Rock. Karl Terzaghi, (1962 b) Geotechnique, 12.
- 2.- Rock Mechanics and Engineering. Charles Jaeger. Cambridge University Press, 1972.
- 3.- From Theory to Practice in Soil Mechanics Selections from the writings of Karl Terzaghi. John Willey and Sons, Inc., 1960. Mechanism of Landslides.
- 4.- State of Stress in the Earth's Crust. Elsevier, 1964. --- Application of Rock Mechanics in the Design of Rock Slopes. Leopold Muller.
- 5.- Deslizamientos de Taludes Naturales de Roca. Jesús Alberro. Instituto de Ingeniería U. N. A. M., 1966.
- 6.- Eighth Symposium on Rock Mechanics Preprints. University of Minnesota, 1966. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cording.
- 7.- Three Dimensional Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock. Klaus W. John. Symposium Johannesburg, 1970.
- 8.- Recent Development of Stability Studies of Steep Rock Slopes in Europe. Leopold Muller y Klaus W. John. Society of Mining --- Engineers Transactions, 1963.
- 9.- Stability of Rock Slopes. Thirteenth Symposium of Rock Mechanics. University of Illinois, 1971. Varios autores.

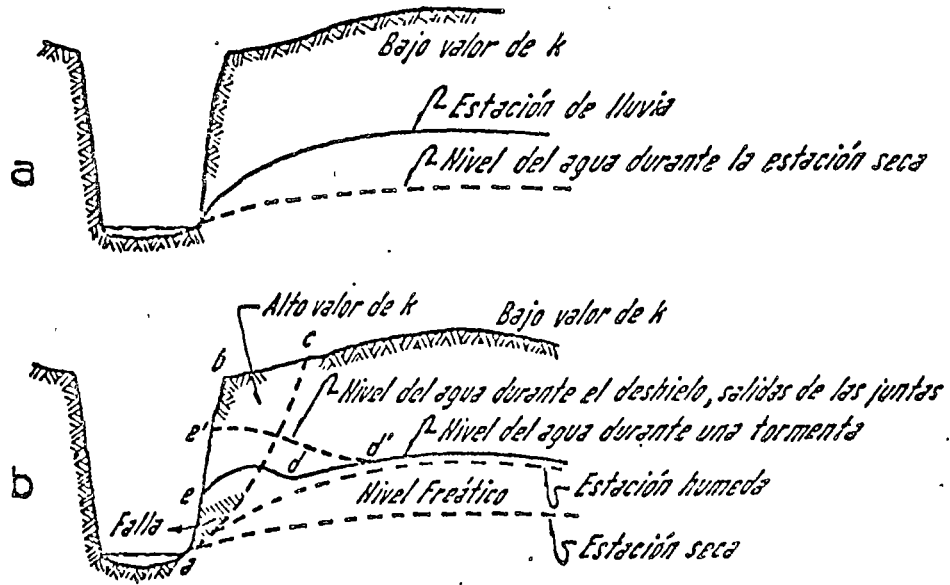


Fig. 3- a).- LOCALIZACION DE LOS NIVELES DE AGUA MAS ALTO Y MAS BAJO EN ROCA FRACTURADA CON UN COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD UNIFORME PERO PEQUEÑO
 b).- NIVEL DEL AGUA EN LA MISMA ROCA DURANTE FUERTES TORMENTAS O DESHIELO, SIEMPRE Y CUANDO LA PERMEABILIDAD EN A B C ES MUCHO MAYOR QUE EN CUALQUIER OTRA PARTE. LA LINEA e-d REPRESENTA EL NIVEL DEL AGUA CUANDO LAS JUNTAS DRENAN LIBREMENTE Y LA e'-d' CUANDO LAS JUNTAS ESTAN TAPADAS CON HIELO.

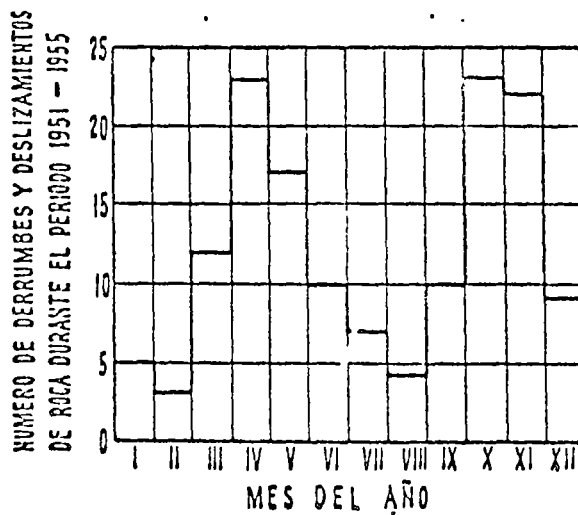


Fig. 4).- VARIACION ESTACIONAL DE LA FRECUENCIA DE LAS FALLAS DE ROCA Y DESLIZAMIENTOS EN LAS PENDIENTES DE LOS FIORDOS NORUEGOS (BJERRUM Y JORSTAD, 1957)

Fig. A. (Ref. 1)

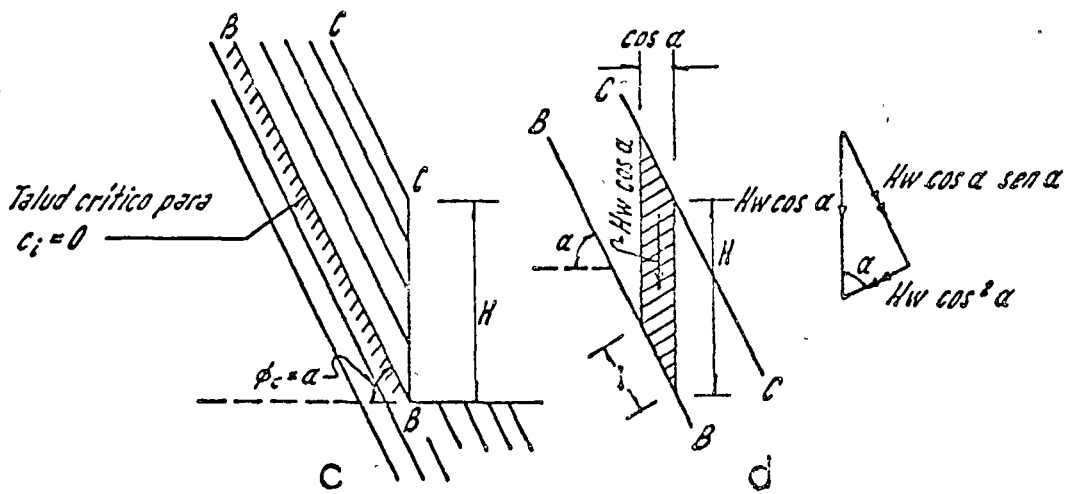
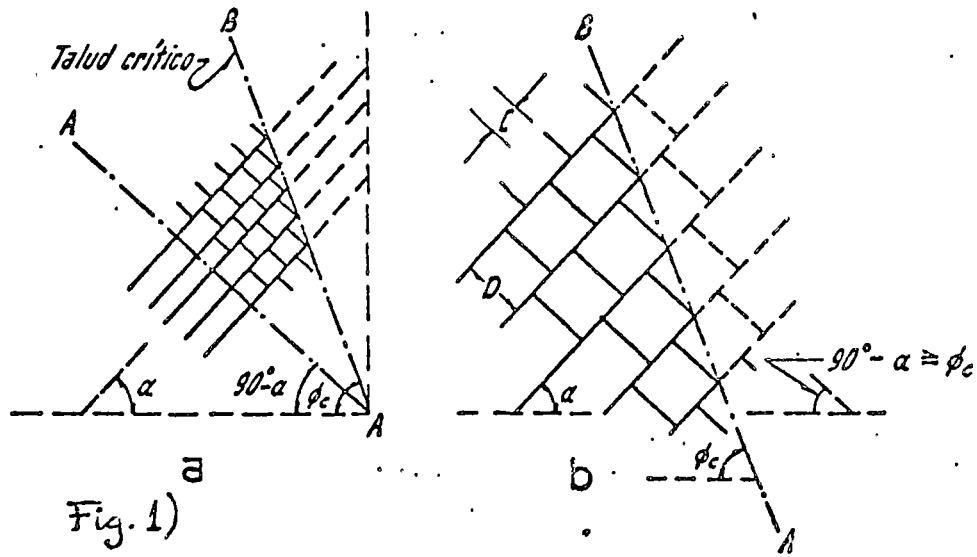


FIG. 2).- DIAGRAMA ILUSTRATIVO DE LOS FACTORES QUE DETERMINA LA INCLINACION DEL TALUD CRITICO EN ROCA ESTRATIFICADA

(Ref. 1)

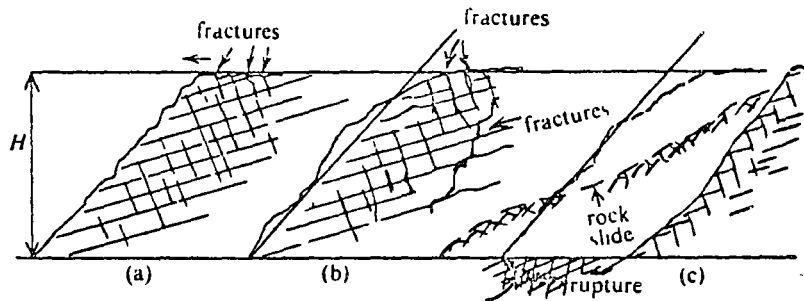


Fig. 9.3 Progressive deep fracture of the rock mass causing a deep rock slide. (a) Tensile stresses cause fissures at the top of the cliff; (b) progressive rock fractures in the deeper layers; (c) rupture at the basis of the slope causing rock slide (after Müller, 1963a).

Fig. 3 (Ref. 2).

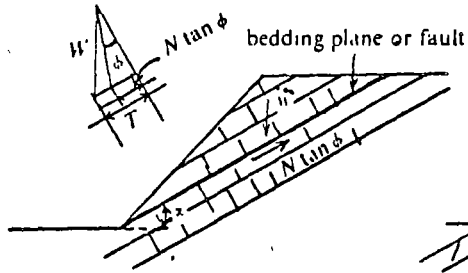


Fig. 9.4 Rock slide along an inclined bedding plane or fault ($\phi < \alpha$).

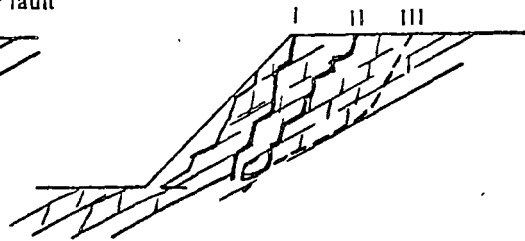


Fig. 9.5 Rock fall, possible lines of rupture: I or II.

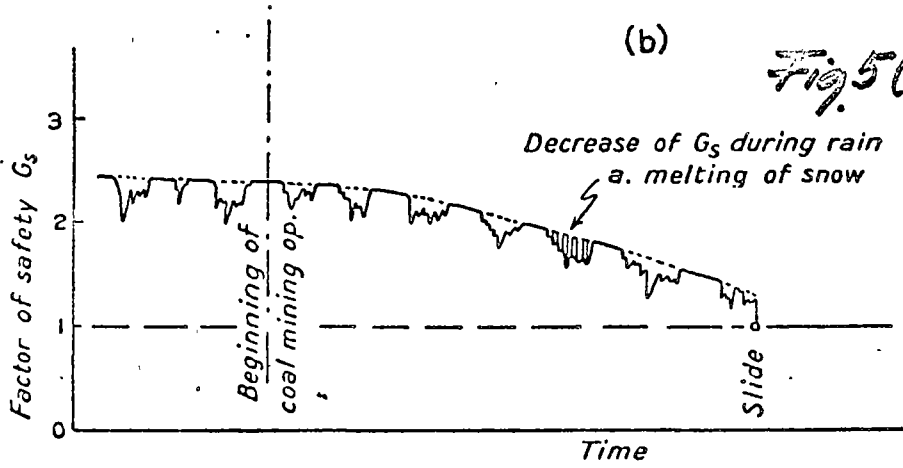
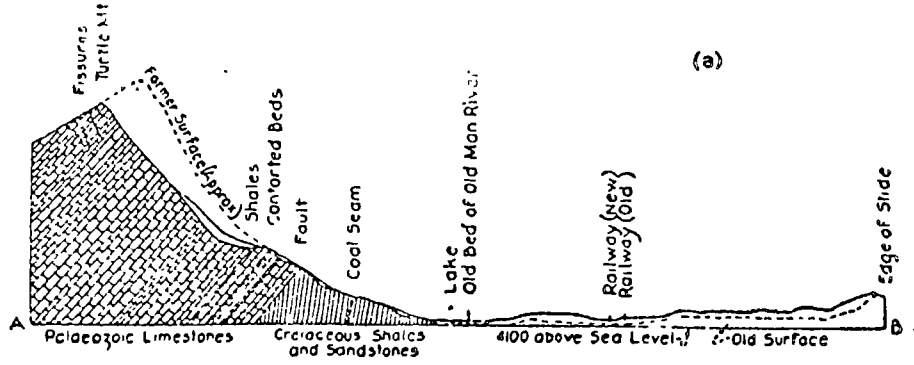


Fig. 5 (Ref. 3).

FIGURE 5.—Turtle Mountain after the Great Frank Alberta Slide in 1903
 After McConnell and Brock (1904) (a) Cross section (b) Diagram illustrating the writer's concept of the changes of the safety factor of the slope prior to the slide.

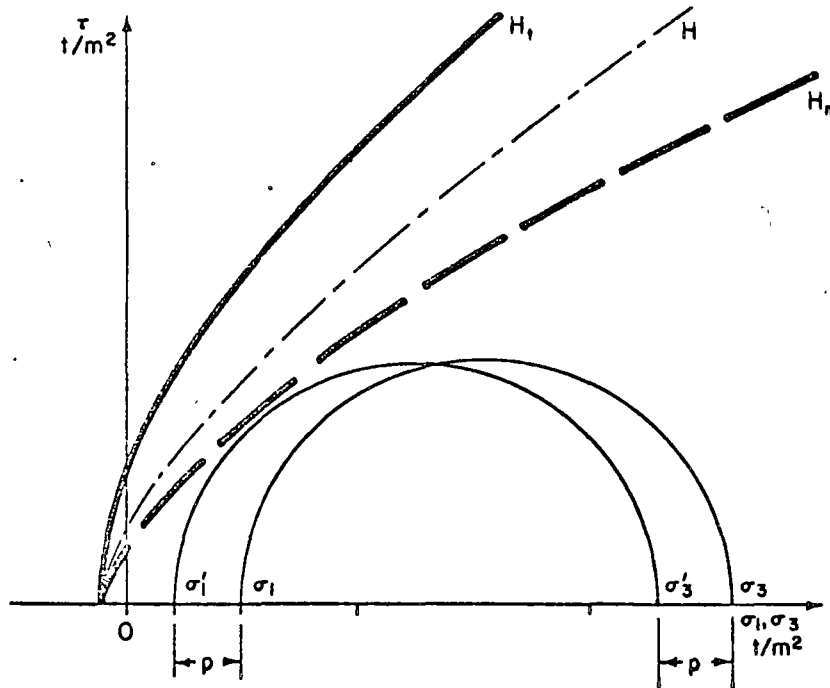


Fig. 14—Mohr's circle at superimposed joint-water pressure. (Ref. 4).

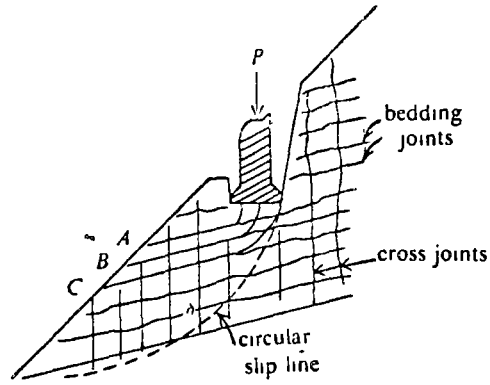


Fig. 9.12 Force P loading a slope $A, B, C \dots S =$ possible lines of rupture.

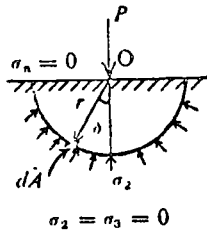


Fig. 9.13

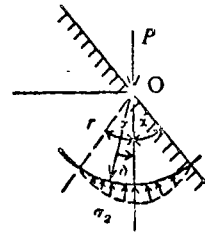


Fig. 9.14 (Ref. 2)

Table 9.1

α	$\pi/2\alpha$	c
90°	1	0.48
60°	1.5	0.80
45°	2	1.28
30°	3	2.65

Table 9.2 (Ref. 2)

α	$\pi/2\alpha$	c^*
90°	1	0.64
60°	1.5	0.83
45°	2	1.06
30°	3	1.34

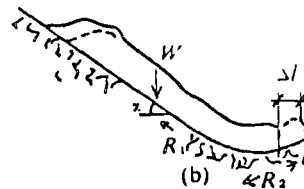
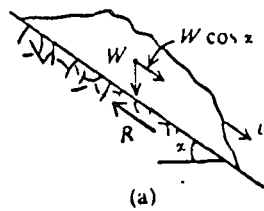


Fig. 9.15. Progressive acceleration of a rock slide: (a) on a plane sliding surface; (b) on a partly curved surface. (Ref. 2)

TABLA IV (Ref. 5).

Fecha	Lugar	Volumen, m ³	Material	Tipo	Duración del deslizamiento	Observaciones	Ref
12 Sept 1806	Goldau Suiza	30 mill.	Conglomerado con concreciones calcáreas	De losa	1-2 min	Escamiento 30° Long: 2500 = Ancho: 300 = Velocidad 70m/seg.	5 7 7
11 Sept 1881	Elm Suiza	10 mill.	Esquisto y arenisca		45-50 seg	Velocidad 50m/seg.. Pie del cantil minado por caxteras	5
9 Julio 1892	Langen am Arlberg Austria			Caído	5 min		5
29 Abril 1903	Turtle Mountain Canadá	30.5 mill	Caliza	De bloque	100 seg	Bloque limitado por juntas y estructuras tectónicas	5 7 10
	Falkstone Warren, Kent Inglaterra		Arcilla Gault	Deslizamiento circular	algunos segundos		5 5

continúa

(2)

Fecha	Lugar	Volumen, m ³	Material	Tipo	Duración del deslizamiento	Observaciones	Ref
Entre 1910 7 1925	Entre Orte y Narni Italia	1000			30 seg		5
23 Junio 1925	Gros Ventre Wyoming, USA	38 mil.	Lutitas, areniscas, calizas.	de losa	3-4 min	Buzamiento 10° hacia el valle	5 7 10
Nov 1939	Vriog Cliff Inglaterra	19.000	Pizarras y algunas capas de calizas y cenizas volcánicas	Caído	unos minutos		5
10 April 1945	Eijsford Noruega	100.000		Deslizamiento circular	1-2 min	10-20 m/seg	5
29 Sept. 1950	Surte Suecia	3 mill	Arcilla Cuaternaria de alta sensibilidad	De losa	2-4 min	Talud de 1/5 a 1/30	5 7 11
13 Marzo 1953	Nissedal Noruega	400	Arcilla	Deslizamiento circular	3 min	0,8 m/seg	5
8 Julio 1955	Valle del Medio Sarca Italia	1800	Caliza dolomítica	Caído	algunos segundos		5

Fecha	Lugar	Volumen, m ³	Material	Tipo	Duración del deslizamiento	Observaciones	Ref.
7 Junio 1956	Niagara Falls USA	38.000	Calizas y lutitas estratificadas	Caido	algunos segundos		5
7 Julio 1956	Valle Bel-sivo Italia	800	lutitas	Caido	algunos segundos		5
17 Agosto de 1959	Madison River Canyon Montana	29 mill.	Greiss, esquisto sobre dolomita con buzamiento hacia el valle.	De bloque	2-3 min	Vel final 160 km/h.	5
4-5 de 1961	Vajont Italia	7-800.000	malm		3-4 min	Inclinación del talud 20°	5
	Berg Bei Falkenau Checoslovaquia	270.000			9 min		5
	Vi Fava Checoslovaquia	14 000	digue de diabasa		5 seg.		5
	Fontesei Italia	3 mill.	norreaa con lentes arcillosos		10 min.		5

Fecha	Lugar	Volumen, m ³	Material	Tipo	Duración del deslicamiento	Observaciones	No.
9 Octubre 1953	Vajont	300 mill	margas cali zas	Trans- lación	30-45 seg.	onda de 245 m 1953 muertos	

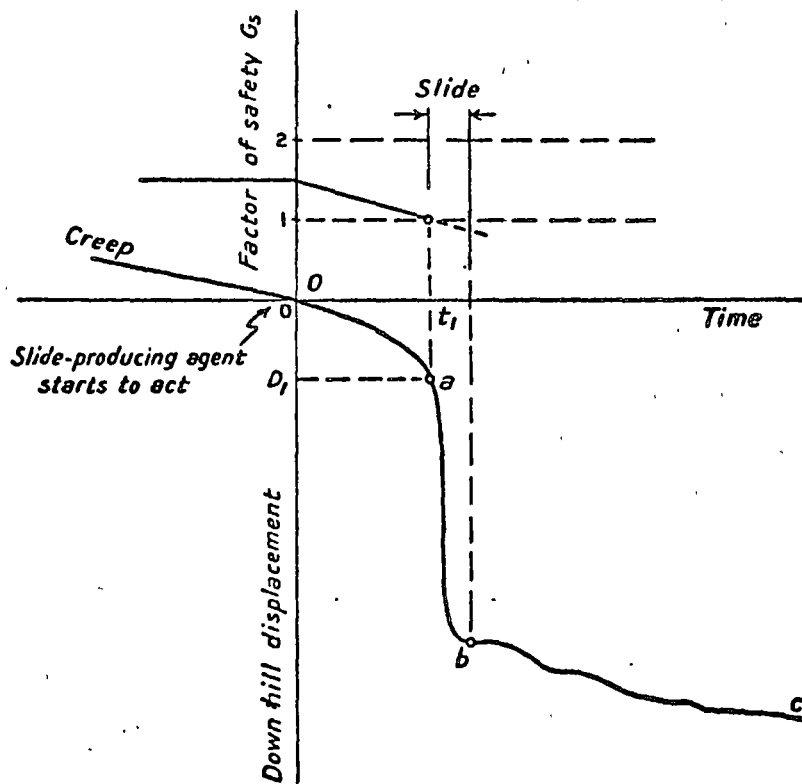


FIGURE 11.—Diagram illustrating the ground movements which precede a landslide (Ref. 3).

Tipo de movimiento

Tipo de material: roca
(antes de l movimiento)

I. Caídas

La masa en movimiento viaja, la mayor parte de su recorrido, en el aire. La lora cae libre, movimiento a saltos, y rodado de fragmentos de roca y deyecciones sin mucha interacción entre un fragmento y otro.



Fig. 1a Caídas de roca (extremadamente rápido)

m/s	
3	Extremadamente rápido
3×10^{-1}	Muy rápido
3×10^{-2}	
3×10^{-3}	Rápido
3×10^{-4}	
3×10^{-5}	Moderado
3×10^{-6}	
3×10^{-7}	Lento
3×10^{-8}	
3×10^{-9}	Muy lento
3×10^{-10}	Extremadamente lento

Fig. 1f Rangos aproximados de velocidad del movimiento

II. Deslizamientos

Movimientos causados por falla por cortante a lo largo de una o varias superficies visibles o cuya presencia puede inferirse razonablemente.

A. Material en movimiento poco deformado. La masa desliza en unidades de una o algunas unidades. La máxima dimensión de las unidades es mayor que el desplazamiento entre unidades. El movimiento puede estar controlado por superficies de debilidad como fallas, planos de estratificación o juntas.

1) Deslizamiento profundo. Movimiento hacia arriba únicamente a lo largo de una superficie de falla profunda, comúnmente cóncava. Es común un giro hacia atrás de las unidades.

2) Movimiento de bloque. Movimiento hacia abajo y hacia afuera, según una superficie de debilidad más o menos plana, por lo general un plano de estratificación. El bloque puede deslizarse lejos, sobre la superficie original del terreno.

ROTACIONAL

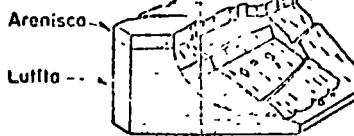


Fig. 1b Deslizamiento profundo (extremadamente lento o moderado)

Canal de desagüe (filtración del agua hacia abajo y reblandecimiento del aglomerado)

Andesito resistente - breccia
Aglomerado blanco

Fig. 1c Movimiento de bloque moderado

PLANO

Deslizamiento de La Pita - Canal de Panamá

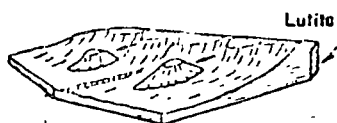


Fig. 1d Movimiento de bloque (extremadamente lento o lento ?)

B. El material en movimiento está muy deformado o consta de numerosas unidades semi-independientes. El movimiento frecuentemente está regido estructuralmente por superficies de debilidad tales como fallas, juntas, planos de estratificación, variaciones en la resistencia al corte entre estratos, o contacto entre roca sana y detritos subyacentes. La máxima dimensión de las unidades es comparable o menor al desplazamiento entre unidades, y por lo general muy inferior al desplazamiento del centro de gravedad de toda la masa. El movimiento puede progresar sobrepasando la superficie de deslizamiento original, en tal forma que parte de la masa desliza sobre el terreno natural.

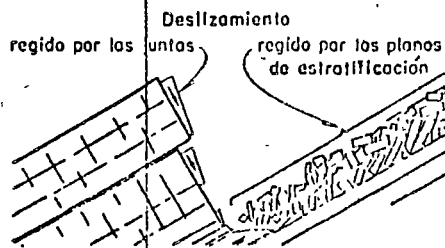


Fig. 1e Deslizamiento de losa (muy lento o extremadamente rápido)

Nota: Extracto de la clasificación de fallas de talud del "Final Report Committee of Highway Research Board" - Ref. 1

Fig. 1 Clasificación de deslizamientos

Fig. 12 (Ref. 5).

50

Fissured rock masses 167

basis developed here for estimating the ratio E_{eff}/E has previously been used to introduce a different ν_{eff} coefficient from that of the Poisson ratio ν .

7.3 Fissured rock masses

7.3.1 Stability conditions for fissured rock masses

Two main types of rupture of rock material have been described previously in chapter 4: brittle fracture, and visco-plastic rupture by shear, which can be represented on the Mohr circle. In addition, the case of fissured rock samples has been discussed, and rupture conditions of fissured and of intact rock samples compared on fig. 4.10.

Similar types of rupture of fissured rock masses were mentioned in section 6.5.5 and the relevant equations developed in section 7.1. A more systematic analysis, based on the direction of the fissures and joints, is possible (Bray, 1967; Naef, 1969).

The whole rock mass is supposed to be stressed and σ_1 and σ_2 are the two principal stresses at point O . The stability condition along a possible surface of rupture, at an angle β to the first principal stress, is expressed by the Coulomb stability condition:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi.$$

This equation can be introduced in the basic stress equations:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\beta,$$

$$\tau = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \sin 2\beta.$$

Assuming that $c = 0$ for conditions near rupture by shear, a simple calculation yields:

$$R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{\sin(2\beta + \phi)}{\sin \phi}.$$

A diagram $R = R(\beta)$ can be traced (fig. 7.18a), the interpretation of which is easy on Mohr circles.

(1) Point A on fig. 7.18a. For $\beta_A = 0$, $R = 1$, the compression stress σ_1 is parallel to the shear plane ($\beta_A = 0$). Rupture occurs by brittle fracture when σ_2 is = 0 or negative (σ_2 is then a tensile stress).

(2) Point B on fig. 7.18a. For $\beta_B = 45^\circ - \phi/2$, rupture occurs for the conditions described in classical soil mechanics. The Coulomb straight line is tangent to the Mohr circle (fig. 7.18b) and replaces the intrinsic curve. On fig. 7.18a, the point B corresponds to such conditions.

(3) The point C on fig. 7.18b. C corresponds to $\beta_C = 90^\circ - \phi = 2\beta_B$. For this point $R = 1$, and again $\sigma_2 = 0$. It corresponds to the case where rock is sliding along the joint with no lateral restraining stress.

168 *Mathematical approach to strain-stress distribution*

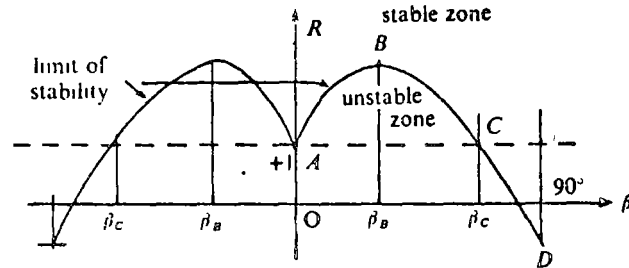


Fig. 7.18a. Stability conditions for fissured rock masses. $R = (\sigma_1 + \sigma_2)/(\sigma_1 - \sigma_2)$; $\beta_A = 0^\circ$; $\beta_B = 45^\circ - \phi/2$; $\beta_C = 90^\circ - \phi = 2\beta_B$.

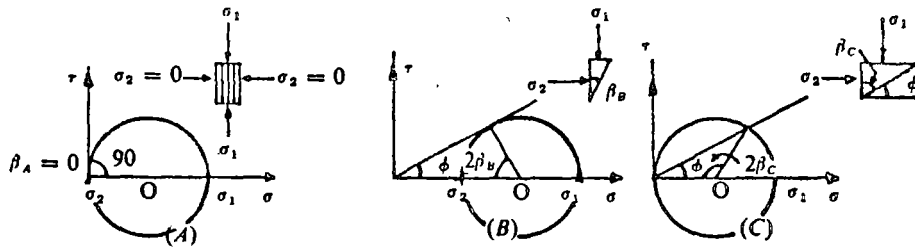


Fig. 7.18b Stability conditions for fissured rock masses:

$$R = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{\sin(2\beta + \phi)}{\sin \phi}$$

(A) $\beta_A = 0$, $R = 1$, $\sigma_2 = 0$. (B) $\beta_B = 45^\circ - \phi/2$, $R > 1$. (C) $\beta_C = 90^\circ - \phi$.

The point *B* is the only one for which rupture occurs for conditions similar to those described in classical soil mechanics. As can be seen on fig. 7.18a, from point *A* to point *C*, the angle β corresponding to the inclination of the plane of rupture varies from 0° to $90^\circ - \phi$ and the inclination therefore varies from 90° to ϕ , which is steeper than the angle of friction ϕ . This proves the greater stability of stressed fissured rock masses.

These remarks can be extended to a system of several families of jointing planes. The resistance of the mass is then reduced. When there is a greater number of jointing planes and/or when the distance between planes is small, the rock mass can be assimilated to a loose soil.

7.3.2 Strength analysis by Pacher and Müller

A basis for analysing the strength of jointed rock, developed by Pacher and Müller (see Müller, 1963a), has several very practical applications in civil and mining engineering. An excellent account of this has been given by John (1962).

In this approach the resistance quotient (R_q) is defined as 'the ratio between the resistance R of a jointed rock mass along any section against tensile,

shear of frictional failure, and the stressings along the same section by tensile and shear stresses' ($R_q = R/S$). Resistance R depends on the geomechanical properties of the anisotropic rock mass (as described in sections 3.1 and 3.2), and the load pattern applied. Stressings depend mainly on the latter. In a particular instance the resistance quotient R_q is determined for any section, thus resulting in a two-dimensional or three-dimensional configuration of R_q . When this ratio becomes less than unity the yield limit is reached or rupture occurs, depending on the failure hypothesis being applied, along the respective section.

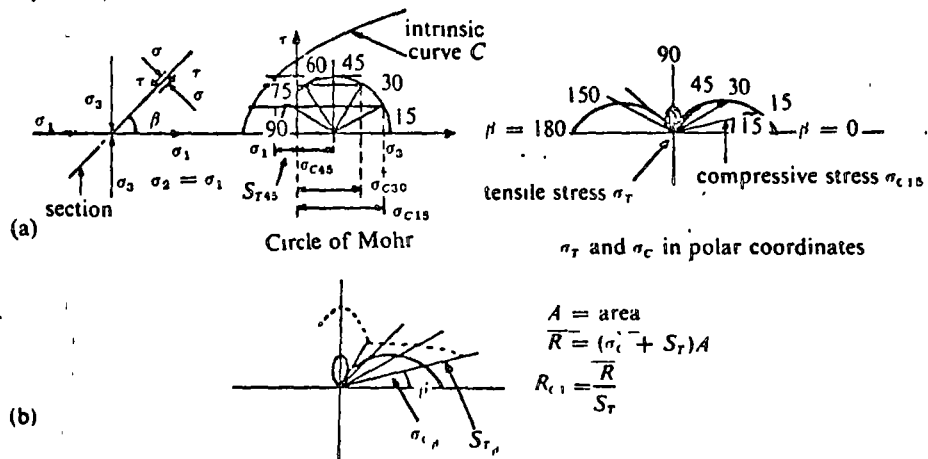


Fig. 7.19 Concept of the 'resistance quotient for tensile failure of a rock mass': (a) stress conditions; (b) determination of resistance quotients (after John, 1962).

Figure 7.19 analyses tensile failure. (The stress conditions are reduced to two dimensions for clarity.) The circle of Mohr is traced for the point under consideration, σ_3 and σ_1 , being the principal stresses. The intrinsic curve C is also traced. For any angle β the circle of Mohr yields the compression stress σ_C or the tensile stress σ_T which can be plotted in polar co-ordinates. The same intrinsic curve C yields for any angle β on the Mohr circle the corresponding tensile strength S_T . The resistance to tensile failure is $R = (\sigma_C + S_T)$ and the resistance quotient is $R_q = R/S_T = (\sigma_C + S_T)/S_T$.

In fig. 7.19 the conditions for non-jointed isotropic material are represented. When the material is jointed, the extent of the joint must be determined. Assuming the joint area to be $A_1 + A_2 + \dots$ a factor

$$\kappa_2 = \frac{A_1 + A_2 + \dots}{A}$$

can be determined, where $A = \text{total area}$. The section through rock is now $A(1 - \kappa_2)$ and the tensile strength normal to the joint is $S_T(1 - \kappa_2)$. The

170 Mathematical approach to strain-stress distribution

tensile strength has to be calculated for all angles β and obviously this depends on the inclination of the joints, their density and extension. Polar co-ordinates are best used to represent σ_c , σ_T , S_T and R_q values.

A similar method is used to calculate the 'resistance quotient' to shear failure (fig. 7.20). Shear and compression stress are read on a Mohr circle

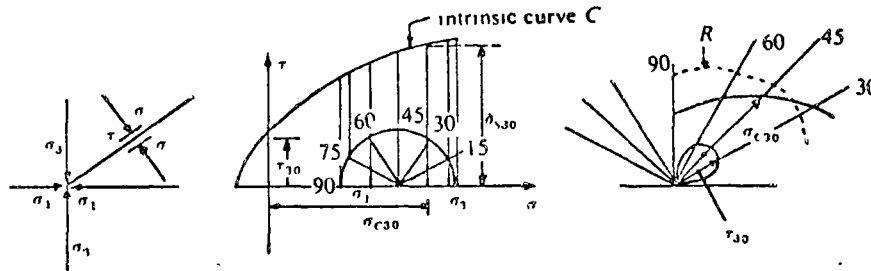


Fig. 7.20 Concept of the 'resistance quotient' for shear failure of a rock mass (after John, 1962).

and plotted on polar co-ordinates. The shear strength S_s of the rock material is given by the intrinsic curve C and the resistance quotient $R_q = S_s/\tau$ calculated and plotted. Figure 7.20 refers to unjointed rock. In jointed rock, the joint area must be calculated for all angles β and the shear strength estimated accordingly.

7.4 The elastic theory of rock masses

7.4.1 Laboratory tests on elastic and discontinuous models

According to Trollope (1968) 'a clastic mass comprises an assembly of units, each unit having a finite physical shape, e.g. spherical, cubical, ellipsoid. Depending on the shape of the boundary, the units will tend to pack in groups wherein some systematic arrangement will dominate and, in general, the mass is made up of varying arrangements of systematically packed zones. This clastic model is in direct opposition to the accepted mathematical model of the 'continuum'.

Krsmanović and Milic (1963) simulated a rock foundation on a model $100 \times 100 \times 16$ cm made up of horizontal layers of parallelepipedic blocks 4.0×4.0 cm wide and 16 cm deep. The load, transmitted to the blocks through a slab 15×16 cm, was varied from 3 to 30 kg/cm², the modulus of elasticity of the 'rock' from $E = 40\,000$ to 23 500 and 15 670 kg/cm². The angle of internal friction of intact 'rock' was about 50° to 56°, the angle of friction in the joints about 30° to 36°. Cohesion of intact hard rock was low, i.e. 0.12 kg/cm² and compression strength 65 kg/cm². Stresses and deformations (settlements) were measured for typical points of the model. Stress distributions (figs. 7.21 and fig. 7.22) were shown to depend largely

8 Interstitial water in rock material and rock masses

8.1 General remarks

The importance of testing rock materials for permeability and the current methods being used have already been mentioned in section 4.9. The problem of interstitial water and how it influences rock masses is extremely complex. It involves the chemical reactions of water on rock and rock on water; the physical characteristics of water; its behaviour in porous and in fissured rock; the formation of underground caverns, caves and rivers and also the stability of rock masses. Some of these points will be dealt with more fully in subsequent chapters on rock slopes, tunnels and dams. This chapter is a general summary on the behaviour of water in rock masses.

8.2 Some general equations on the flow of water in fissured rock

The flow of water in a porous solid, like concrete or rock, results from hydraulic gradients S from one point to the next:

$$S = \text{grad} (z + p/\gamma) = \text{grad} U, \quad (1)$$

z being the level and p the pressure at the point and γ the specific weight of the water. U is the hydraulic potential. Changes in water pressure from one point to another create differentials in surface forces in the pores which are equivalent to body forces. It is normally accepted that the flow of water, and other fluids (oil) through pervious solids follows the Darcy law (Darcy, 1856; Muskat, 1937; C. Jaeger, 1956), which states that the velocity of percolation v is proportional to the gradient S of the hydraulic potential:

$$v = kS = k \text{grad} U, \quad (2)$$

k being the permeability of the solid to water usually expressed as centimetres per second. This law has been generalized for the case of the flow of homogeneous fluids in porous media as

$$k = \frac{\kappa D^2 \gamma}{\mu} = K \frac{\gamma}{\mu}, \quad (2a)$$

where D is the effective diameter of the openings (pores or joints) of the solid, or a characteristic dimension of its texture; μ the dynamic viscosity;

182 *Interstitial water in rock material and rock masses*

γ the specific weight of the liquid and $K = \kappa D^2$ the physical coefficient of permeability, K being a quantity without dimensions depending on the geometry of the pores.

If an array of fissures of opening e with parallel faces separated by a distance d is assumed, the following expression is obtained (Serafim & del Campo, 1965; Talobre, 1957) for the filtration through that array

$$v = \frac{e^3 \gamma}{12 d \mu} S \quad (3)$$

and the flow through a single joint of constant thickness e is expressed as

$$v = \frac{e^2 \gamma}{12 \mu} S. \quad (3a)$$

(The viscous flow in a circular tube is given by Poiseuille's formula $v = \gamma R^2 S / 8 \mu$, with $R = D/2 =$ radius of the tube.)

Some authors suggest differentiating between the two types of flow in fissured rock: the primary flow through the rock pores and the secondary flow through the rock fissures, assuming that the flow through the first is much slower than through the second. This may be correct for compact, widely fissured granite, but there are some porous rocks, with void index not higher than $i = 5\%$ to 10% , for which the flow through the pores may be quite substantial. The degree of correlation between perviousness k and compressive stress depends on the shape of the voids and minute canals in the rock (sections 4.9 and 4.10). In most cases when permeability of the rock results from open fissures and fractures the factor k depends on the directions along which it is measured. If x , y and z are the three principal directions of the anisotropy (Serafim 1968):

$$\{v\} = [K] \{\text{grad } U\}, \quad (4)$$

where $[K]$ is a three by three matrix defined by nine numerical coefficients. The three components of $\{v\}$ are:

$$\begin{aligned} v_x &= k_1 \partial u / \partial x \\ v_y &= k_2 \partial u / \partial y \\ v_z &= k_3 \partial u / \partial z. \end{aligned} \quad (5)$$

When analysing the steady flow in anisotropic rock it can be stated that the weight of a liquid which enters in a unit volume of the porous body in a unit of time is equal to the quantity which flows out of that volume. Therefore:

$$\text{div}(\gamma v) = \frac{\partial}{\partial x}(\gamma v_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\gamma v_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\gamma v_z) = 0. \quad (6)$$

Assuming the liquid (or gas) is not compressible we find that the two previous equations yield:

$$\frac{\partial k_1}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial k_2}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial k_3}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} + k_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_3 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0, \quad (7)$$

when writing

$$\bar{x} = \frac{x}{\sqrt{k_1}}, \quad \bar{y} = \frac{y}{\sqrt{k_2}}, \quad \bar{z} = \frac{z}{\sqrt{k_3}}, \quad (8)$$

omitting the first term of the previous equation containing

$$\frac{\partial k_1}{\partial x}, \quad \frac{\partial k_2}{\partial y} \quad \text{and} \quad \frac{\partial k_3}{\partial z},$$

we obtain

$$\frac{\partial^2 u}{\partial \bar{x}^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial \bar{y}^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial \bar{z}^2} = 0, \quad \text{or} \quad (\nabla^2 u = 0). \quad (9)$$

In the case of a homogeneous field of percolation, with $k_1 = k_2 = k_3 = k$, the meaning of the last equation is obvious. The solution for such a Laplace equation is well known. Used in classical soil mechanics, it treats ground water problems, percolation in loose soils and foundations. The methods of potential flow are used in most cases, or approximations based on the same method (Jaeger, 1949). They could therefore be used in rock mechanics whenever a homogenitic percolation is assumed. After using this method, Pacher and Yokota (1962/63) mention that *in situ* borehole measurements made at the Kurobe IV dam site correspond with those estimated from model tests and the electric analogue (chapter 11, sections 11.3, 4).

If during the flow, some water is retained or originates in a given unit volume around a point, unsteady flow results. In such a case the left member of equations (6) and (7) cannot be equal to zero and (7) can be written:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \left[k_1 \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_2 \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + k_3 \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial p}{\partial x} \frac{\partial k_1}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial y} \frac{\partial k_2}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial z} \frac{\partial k_3}{\partial z} + \gamma \frac{\partial k_1}{\partial z} \right] dV$$

where dV is a volume and γ the specific weight of the liquid which is assumed to be constant. It can be assumed that the weight of water contained in the volume dV is proportional to the percentage of the volume of voids or porosity n , less the percentage of the volume of air a . Then:

$$q = \gamma(1 - a)n \times dV.$$

If the liquid is compressible, its specific weight γ at the pressure p is equal to

$$\gamma = \gamma_0 \beta p + \gamma_0,$$

184 *Interstitial water in rock material and rock masses*

where γ_0 is the specific weight at the pressure $p_0 =$ atmospheric and β the volumetric compressibility. The theory can be developed further on such lines (Serafim, 1968).

8.3 Effective stresses in rock masses

There is a great deal of evidence that the law of effective stresses:

$$\tau = \tau_0 + (\sigma - p) \tan \phi = \tau_0 + \sigma' \tan \phi,$$

used in soil mechanics, can frequently be applied to rock mechanics. Handin and Hager (1957) and others found that depending on the effective confining pressure there is no difference in the ultimate strength of triaxial conditions

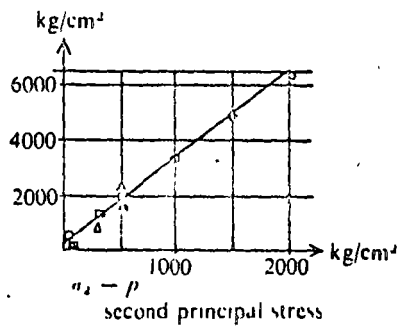


Fig. 8.1 Triaxial tests on Berea sandstone with various internal pressures (p) (values in kg/cm^2): \circ $p = 0$; \bullet $p = 500$; Δ $p = 1000$; \triangle $p = 1500$; \square $p = 1750$; \blacksquare $p = 2000$ (after Handin & Hager, 1957).

for various rocks (e.g. silt-stones, sandstones, limestones, shales) with or without pore pressure (fig. 8.1). For example Handin and Hager found that for Berea sandstone

$$\tau = 153.8 + (\sigma - p) \tan 29^\circ 15'.$$

It was shown that the Griffith theory of rupture agrees with experimental data when the pore pressures are deduced from the principal stresses.

It seems that in brittle porous rocks, pore pressures have no influence (Serafim, 1968). This means that their strength is mainly due to the strength of the bonds between solid material or grains, and not to the shear strength. Pore pressures produce two separate effects: they compress the solid matter, thus reducing the volume of the solid matrix; and create body forces proportional to the variations of the pressure dp . Serieys (1966) has shown that the elastic modulus of Jurassic limestone varies with porosity, thus confirming some remarks by Serafim and Hamrod (discussed in section 4.8).

8.4 Flow of water in rock masses with large fractures

The analysis of water percolation developed in the preceding chapters implicitly assumes the rock to be crossed by a narrow net of fissures. A different approach is suggested when large rock fractures forming a wide net are present.

8.4.1 The equations of flow in fractures

Wittike (1966; and Wittike & Louis, 1969) suggests the following.

- (1) For laminar type of flow in rock fissures (Poiseuille type of flow):

$$q_1 = \frac{g}{12} \nu (2a)^3 S.$$

- (2) For turbulent flow in smooth fissures (Blasius type of flow), the most likely to occur:

$$q_1 = \left\{ \frac{g}{0.079} \left(\frac{2}{\nu} \right)^{1/4} (2a)^3 \right\}^{4/7} S^{4/7}.$$

- (3) For fissures filled with sandy material:

$$q_1 = 2a \times k \times S.$$

In these equations, q_1 is the water discharge in the fissure; g the acceleration due to gravity; ν the kinematic viscosity; $\nu = 1.2 \times 10^{-6}$ m²/s for a temperature $t = 13^\circ\text{C}$; $2a$ the width of the fissure in metric units and S the gradient of the energy line (or in this case, the pressure line) of the flow. Additionally, the Darcy formula may have to be considered:

$$S = \lambda \frac{1}{R_h} \frac{v^2}{2g},$$

where R_h is the hydraulic radius $R_h = 4a$, λ being here the friction factor of Darcy or Nikuradse. (For more information on these four equations, consult a textbook on fluid mechanics.)

8.4.2 The computer solution

Wittike applies these equations to a two- (or three-) dimensional system of rock fissures. Figure 8.2a represents a two-dimensional system of fissures or fractures; k_1 is the main system, k_2 the secondary system. At any point of junction N of the fissures the algebraic sum of all discharges arriving or departing from the point is zero; $\sum_N q = 0$. Similarly, the sum of all pressure losses occurring in fissures along a closed circuit, like the circuit R in fig. 8.2a, must be zero.

The boundary conditions to be introduced are the same as those in an equivalent soil mechanics problem (C. Jaeger, 1956). When the problem is correctly written up, there are as many equations as unknowns. Equations

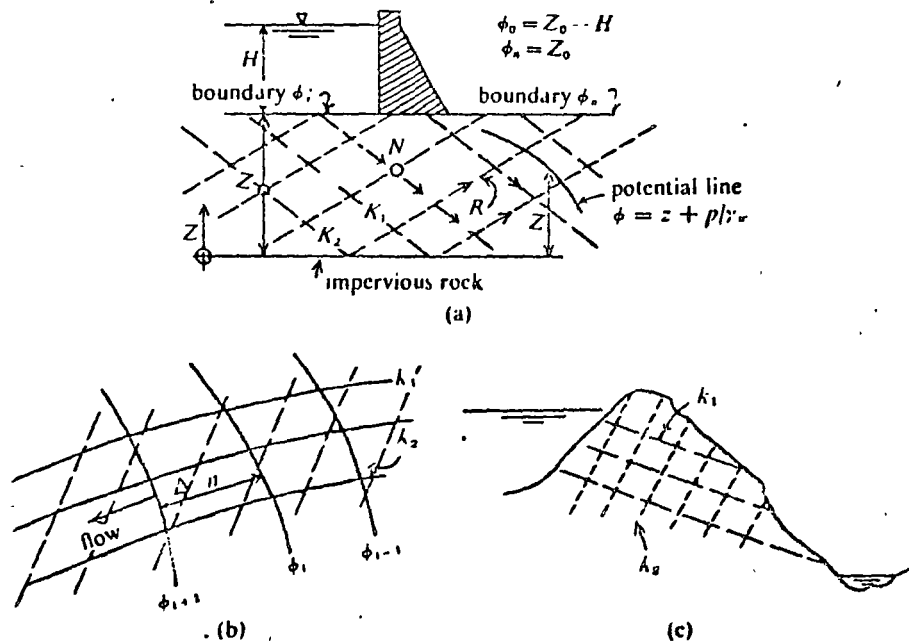
186 *Interstitial water in rock material and rock masses*

Fig. 8.2

are solved on a computer. Lines (or surfaces) can be traced which are the equivalent of potential lines (or surfaces) in the theory of water percolation through homogeneous porous media.

8.4.3 Transmission of forces from water to rock masses

'Potential lines' ϕ_{i-1} , ϕ_i , ϕ_{i+1} are traced in fig. 8.2b. The forces acting on the volume of rock between two such lines are: the uplift force:

$$U = \gamma_w (\text{vol}),$$

where γ_w is the specific weight of the water, and the pressure force P in the direction of the flow:

$$P = \gamma_w \frac{\Delta\phi}{\Delta_n} (\text{vol}),$$

with $\Delta\phi = \phi_i - \phi_{i+1}$ and Δ_n distances between potential lines.

8.4.4 Examples

Wittke checked his method on models. He measured the pressures and traced the 'potential' lines which were compared to the results of calculations. There were only small differences between calculations in formulae for potential flow (Poiseuille) and turbulent flow (Blasius).

A typical problem which can be solved with this method is represented in fig. 8.2c. A fissured rock shoulder is retaining water in an artificial storage basin. Pressures on the rock mass and water losses can be calculated. Drainage of the rock shoulder was necessary so that a reasonable stability of the rock mass could be achieved.

Other problems in the stability of rock slopes or the pressure on the rock surrounding empty tunnels will be dealt with in chapters 9 and 10.

8.5 Physical and physico-chemical alteration of rock by water

As is shown in section 2.1 some rocks react badly when soaked with water. A French team (Bellier, 1964) found that a moderately clay-like sandstone expanded by about 0.5% when soaked with water and that its crushing strength dropped by about 50% (fig. 8.3). The swelling pressure of this rock measured on a special odometer, increased to about 60 kg/cm² on the saturated face but to only 30 kg/cm² on the perpendicular face before the

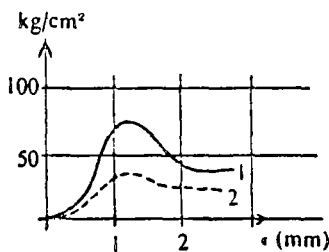


Fig. 8.3 Triaxial compression of very clayey sandstone. (1) Dry rock; (2) soaked rock.

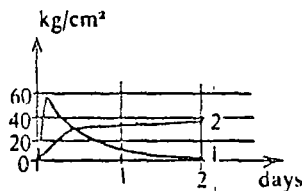


Fig. 8.4 Swelling pressure as measured in a special odometer during saturation on the saturated face (1), and on the perpendicular face (2) (after Bellier *et al.*, 1964).

rock disintegrated (fig. 8.4). Some other rocks (e.g. English Channel Chalk), which have a crushing strength of over 100 kg/cm² when saturated, disintegrate when drying. A substantial drop of the Young's modulus E has been observed on some rock laboratory samples and on the same rock mass *in situ*.

The French team investigated alterations to acid rocks formed at very high temperatures (siliceous). Percolation water at normal temperatures

Table 8.1

	Si	Al	Mg	Na	K
Chemical composition in %	67	13	2.7	3.4	3
Elements entrained by water in mg/l	2270	35	1	120	57
Characteristics of the percolation water:					
Before the test:	6 pH		Resistivity, ohm × cm		473 000
After the test:	10.3 pH				1 960

caused alkaline reactions and rock deterioration. Table 8.1 concerns tests with pure water at 80°C over a period of twenty-four hours.

Chemical reactions which cause alteration to rocks are extremely complicated. Their bulk effect on the sample can be observed by checking any changes in the discharge and observing any chemical changes of percolation water. Decrease of the percolation discharge may be due to swelling of the altered material inside the microfissures and microfractures.

In a summary of their research the French team decided that three rock groups are suitable for dam foundations:

(a) Massive gneiss and granite not disturbed by tectonic movements remain practically unaltered. A few large macrofractures can be easily detected.

(b) Hard sedimentary rocks (quartzites, hard schists, massive limestone, etc.): general stratification can easily be followed.

(c) Metamorphic rocks, having had many changes in pressures and tectonic shocks, often have a complex pattern of fissures. Many schists and gneiss rocks belong to this variety. It is often very difficult to give a proper diagnosis of these rocks and a thorough examination of possible alteration must be carried out. Percolation tests are of great importance.

8.6 Aging of rock masses

The physical and physio-chemical alteration of rock masses due to interstitial water in pores, fissures and fractures is one aspect of the more general phenomenon known as 'aging of rock'.

(1) *Climatic conditions.* Temperature variations contribute to rock aging. The superficial deterioration of massive granite which slowly decomposes to sand is a typical example of this process. It is described in all textbooks on geology, and has caused many difficulties to dam designers (Spain, Portugal, etc.). In the Alps, glacial erosion has often cleared the weathered granite away.

(2) *Strains and stresses. Relaxation from residual stresses.* Relaxation from residual stresses near the rock surface sometimes causes rock fissures and fractures parallel to the rock surface (Kieslinger, 1958). This creates difficulties in dam construction (Vajont dam rock abutments). Geologists have described large slabs of rock which become detached and slide along the rock surface. Slow rock slides may cause very high strains and stresses deep inside the rock mass (Jaeger, 1968). The Vajont slide is an example of this phenomenon. Seismic measurements taken showed decreasing wave velocities over time which proved that the rock was deteriorating through age. Artificial strains and stresses from structures built on or inside the rock (dams, tunnels and cavities) may also cause fissures, fractures and aging.

Sometimes straining and/or fissuration slow down with time. Dam foundation displacements can come to a standstill as shown for years of systematic surveys (Rossens dam displacements, measured by Gicot). But in some cases the straining progresses to rupture (Malpasset dam, chapter 3). Similarly, fissuration about cavities comes to a natural standstill (Rabcewicz and Talobre, chapter 10); but mines have been completely closed by rockfalls or squeezed by overstrained rocks. Aging is an irreversible deterioration of physical, chemical and mechanical properties.

3.2 Características mecánicas estáticas y dinámicas

Para estudiar la estabilidad de una masa de roca basta con definir las características c y ϕ del material en la zona de falla, así como las condiciones cinemáticas del movimiento. Sin embargo estas características no bastan para determinar el estado de movimiento de la masa.

En efecto, al iniciarse el deslizamiento dichas características sufren en la zona de falla una variación importante y, por tanto, resulta imprescindible introducir una distinción entre las características mecánicas estáticas y las dinámicas.

Esta variación, consiguiente al deslizamiento, se debe físicamente al fenómeno de deformación y abrasión de las superficies del material en contacto durante el movimiento. En el caso de masas de roca cortadas por planos de debilidad, tales como las fallas limpias, el movimiento provoca una abrasión de las asperezas de las superficies en contacto, con lo cual se genera un polvo que actúa como lubricante.

En el caso de fallar a lo largo de rellenos arcillosos, la orientación preferente de las partículas de arcilla según la dirección del movimiento modifica el valor de las características mecánicas iniciales del material.

A continuación presentamos una tabla de valores de los parámetros c y ϕ estáticos y dinámicos, para diversos materiales en los que ocurrieron fallas.

TABLA III

Parámetros de resistencia en condiciones estáticas y dinámicas

Nombre del deslizamiento	Tipo de falla En talud natural: TN En excavación: E En laboratorio: L	Características mecánicas						Referencia
		estáticas			dinámicas			
		c	ϕ	c_d	ϕ_d			
Colobra, Panamá	E			0	10°		1	
Costa de California	TN		25°	0	12°		1	
Fresa Waco	—	4	17°	0	5°		1	
Saskatchewan	E	4	20°	0	5°		1	
Monte Dunvegan	TN	3.8	20°	0	9°		1	
Little Smoky	TN	2.0	22°	0	12°		1	
Seattle Freeway	E		30°	0	13°		1	
Ralghelm	E	1.5	18°	0	17°		1	
Sandnes	E	1.3	22°	0	12°-16°		1	
Jackfield	TN	1.1	25°	0	19°		1	
Walton's Wood	TN	1.5	21°	0	13°		4	
Arcilla de Londres	TN	1.6	20°	0	16°		4	
Monte Sudbury	E	0.3	17°	0	16°		1	
Vajont	TN			0	0		5	
Cuarzo claro superficie pulida	L		23°		13°		6	
Cuarzo rosa superficie pulida	L		24°		15°		6	

Con base en las anteriores consideraciones, se idealizará el comportamiento de una masa de roca al aplicarse una fuerza de cortante F de la siguiente manera. (Fig. 2) En la superficie potencial de deslizamiento, la falla se inicia al alcanzar el desplazamiento relativo " δ " entre los bloques un valor crítico δ_{crit} ; posteriormente, basta con un incremento pequeño de δ para que se reduzca notablemente el valor de la fuerza aplicada necesaria para mantener el movimiento. Supondremos que existe una discontinuidad en la variación de F al ocurrir la falla, con una variación repentina desde $F_{máx.}$ hasta $F_{úm.}$

Esta idealización implica la existencia de una discontinuidad en las características mecánicas del material, al producirse la falla. Supondremos que la estabilidad de la masa es regida por los parámetros c_{est} y ϕ_{est} mientras el movimiento lo es por los parámetros c_{alm} y ϕ_{alm} .

4. Estabilidad de taludes y dinámica del deslizamiento

Se analizarán a continuación los tres tipos de deslizamientos en roca anteriormente mencionados.

4.1 Deslizamiento de translación en terreno estratificado, del tipo de deslizamiento de losa.

4.1.1 Hipótesis.

1. Se considera en la lagera un volumen de roca prismático limitado por: (Fig. 3)

- Un plano, AC, que coincide con un plano de estratificación de la masa rocosa, con inclinación α respecto a la vertical

- La superficie del terreno, AB, que se supone plana

- El talud BC, con inclinación β respecto a la vertical

2. Se supondrá que el volumen de roca analizado es indeformable, o sea que el prisma de sección transversal ABC se comporta como cuerpo rígido.

3. Se supondrá que la única restricción al deslizamiento, a lo largo del plano AC es la debida a la resistencia del propio material.

5. Se considera que al ocurrir el deslizamiento, las características mecánicas de la roca en el plano de apoyo AC sufren un cambio brusco variando de ϕ_e y c_e a ϕ_d y c_d

4.1.2 Fuerzas.

Las fuerzas que se toman en cuenta para el estudio de la estabilidad del volumen prismático son:

- El peso W, la subpresión U, y cualesquiera otras fuerzas exteriores.

- la reacción del plano de apoyo, R
- la fuerza de cohesión a lo largo de la superficie AC .

4.1.2 Análisis de la estabilidad.

Proyectando las fuerzas actuantes y resistentes según la normal Oy , y la tangente Ox a la dirección del deslizamiento, obtenemos:

$$-W \operatorname{sen} \alpha + N_e + U = 0 \quad (1)$$

$$W \cos \alpha - T_e - c_e \lambda = 0 \quad (2)$$

en que T y N son las componentes de la reacción R del plano de apoyo según Ox y Oy , c_e la cohesión estática del material y λ la longitud AC .

Se tiene además la relación:

$$T_e = N_e \operatorname{tg} \phi_e \quad (3)$$

De (1) se obtiene:

$$N_e = W \operatorname{sen} \alpha - U \quad (4)$$

Esta ecuación indica que la componente normal de la fuerza de reacción R es independiente de las características mecánicas del material y, por tanto, será válida aún durante el deslizamiento.

Llevando las relaciones (3) y (4) a (2), resulta que:

$$W \cos \alpha - (W \operatorname{sen} \alpha - U) \operatorname{tg} \phi_e - c_e \lambda = 0 \quad (5)$$

de donde se obtiene el valor máximo admisible de la subpresión para el equilibrio.

$$U = \frac{1}{\operatorname{tg} \phi_e} [c_e \lambda + W(\operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi_e - \cos \alpha)] \quad (6)$$

La relación (6) permite, conociendo las características mecánicas y geométricas del volumen de roca considerado, comparar el valor de la subpresión hidrostática máxima admisible para el equilibrio, con las subpresiones máximas probables; y, por tanto, analizar la estabilidad de semejante masa.

4.1.4. Cinemática del movimiento

De la ecuación (4), válida durante el movimiento, se obtiene que la componente tangencial T_d de la fuerza de reacción F , al iniciarse el deslizamiento es:

$$T_d = N_0 \operatorname{tg} \phi_0 = N_0 \operatorname{tg} \phi_d = (W \operatorname{sen} \alpha - U) \operatorname{tg} \phi_d$$

Por tanto, la fuerza I , impulsora del movimiento en el momento de la falla, será:

$$I = (c_0 - c_d) l + (T_0 - T_d) = (c_0 - c_d) l + (W \operatorname{sen} \alpha - U) (\operatorname{tg} \phi_0 - \operatorname{tg} \phi_d)$$

De donde, designando por γ_1 la aceleración inicial de la masa, y por g la aceleración de la gravedad:

$$\gamma_1 = \frac{g}{W} \left[(c_0 - c_d) l + (W \operatorname{sen} \alpha - U) (\operatorname{tg} \phi_0 - \operatorname{tg} \phi_d) \right]$$

o utilizando la relación (5) $\gamma_1 = \frac{g}{W} \left[W \operatorname{sen} \alpha \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \phi_d}{\operatorname{tg} \phi_0} \right) - (c_0 - c_d) \frac{\operatorname{tg} \phi_d}{\operatorname{tg} \phi_0} \right] l$

Para calcular la velocidad v de la masa en el transcurso del movimiento, es imprescindible hacer una hipótesis sobre los valores de la subpresión hidrostática. En efecto, al progresar el movimiento, las subpresiones varían; sin embargo, tomando el caso más desfavorable, o sea, suponiendo que U es independiente del tiempo se tiene:

$$v = \frac{g l}{W} \left[W \operatorname{sen} \alpha \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \phi_d}{\operatorname{tg} \phi_0} \right) - (c_0 - c_d) \frac{\operatorname{tg} \phi_d}{\operatorname{tg} \phi_0} \right] l$$

4.1.5 Aplicación

Como aplicación del anterior análisis, consideremos el caso del deslizamiento de losa de Goldau en Suiza (Refs. 7 y 5) La fig. 4 muestra la sección esquemática del talud en la zona de la falla. Se trataba de una ladera formada por estratos de un conglomerado con concreciones calcáreas, y buzamiento de 30° . Sobre dicho talud descansaba una losa "A" de roca de 2500 m de largo, 300 m de ancho y 40 m de espesor. Dicha losa estaba separada de su base por un estrato poroso de roca alterada.

El 12 de Septiembre de 1806, en tiempo de lluvias, la losa deslizó, destruyó un pueblo cercano localizado en su recorrido, y mató a 457 personas.

Aplicando las anteriores formulas y considerando que $\phi_0 = 0$

$$c_d = 0 \quad \text{obtenemos} \quad \gamma_1 = g \cos \alpha = 3.33 \text{ m/s}^2$$

4.2 Deslizamiento de translación de un bloque tridimensional, limitado por planos de debilidad.

Este caso se estudiará usando el método de análisis expuesto en la Ref. 8. De ella se reproduce, a continuación, amplios extractos.

La masa de roca analizada se asemeja a un conjunto de bloques tetraédricos. Se desprecia la cohesión, tanto estática como dinámica, de la roca en la zona de falla.

4.2.1. Hipótesis geométricas

Se considera en la ladera un volumen tetraédrico (Fig. 5) limitado por:

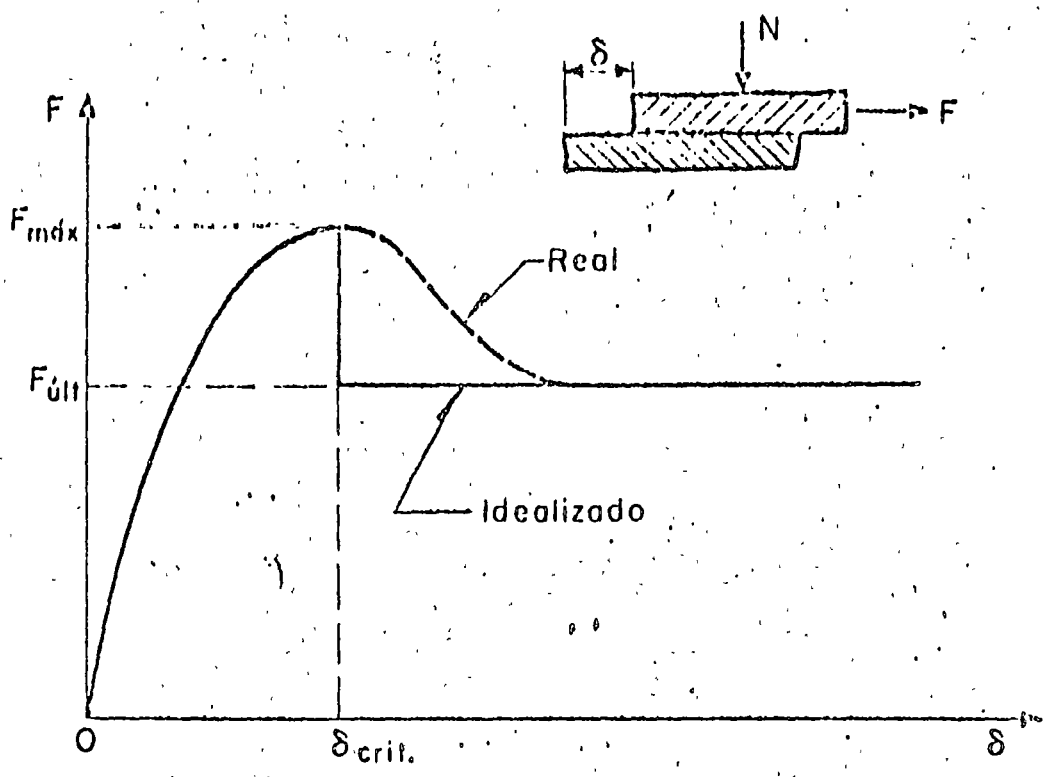


Fig. 2 Comportamiento real e idealizado de una masa de roca bajo esfuerzo cortante

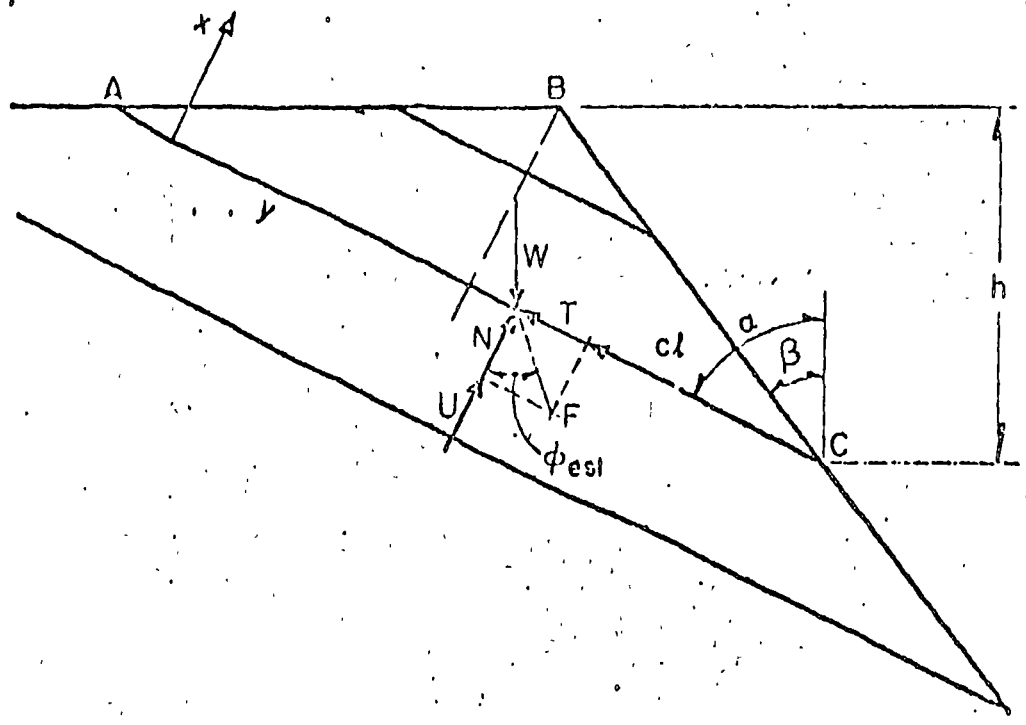


Fig. 3 Deslizamiento de masa

"Engineering Analyses of Three-Dimensional Stability Problems Utilizing the Reference Hemisphere"

Méthodes d'ingénieur sur des études de stabilité à 3 dimensions employant le diagramme der sphère

Ingenieurverfahren für räumliche Standsicherheitsuntersuchungen unter Verwendung der Lagenkugel

"Dr.-Ing. KLAUS W. JOHN," Consulting Engineer for Geotechnics, 75 Karlsruhe 21, Stresemannstraße 12, Fed. Rep. Germany.

Summary

Both the geologic structure represented by planes of weakness and their three-dimensional configuration need to be considered in engineering stability analyses involving discontinuous rock systems. Two different approaches are presented in which the reference hemisphere of the geologic sciences is utilized. In the sliding wedge approach this geologic technique is used to analyse the relations between geologic planes and the active and passive forces of slope stability problems. In the second procedure the residual strength of a rock system due to sliding apart along a predominant set of joints is analytically determined based on the Mohr-Coulomb concept. This analytical phase is two-dimensional, the results are expanded to three dimensions again using the reference hemisphere. In concluding a limited number of biographic references is given.

Introduction

Nature provided most rock masses with a three-dimensional structure of more or less planar character. This geologic structure differentiates between the *rock element* and the *rock system* composed of these elements. During the last decade it has been firmly established that the geologic structure is, in many cases, of decisive importance for the stability of man-made structures supported on or placed in rock. Conventional engineering stability analyses generally consider the sliding of rigid

Résumé

Chez les études de stabilité pour des systèmes des roches discontinues il faut prendre les structures géologiques aussi bien que leur étendue dans l'espace. Deux méthodes différentes existent où le diagramme sphérique de la géologie est appliqué.

Dans les études sur des prismes de glissement le diagramme de sphère sert à analyser les relations entre les plans géologiques et les forces actives et passives des problèmes de stabilité des talus. Dans le second procédé la force résiduelle d'un système des roches fissurées à cause de glissement sur une famille de fissures prédominantes est déterminée par calcul après Mohr-Coulomb. Cette disposition est à deux dimensions, les résultats pourtant sont étendus à trois dimensions à l'aide du diagramme sphérique. Finalement un nombre limité des publications est cité.

Zusammenfassung

Sowohl das geologische Flächengefüge als auch dessen räumliche Erstreckung muß in Standsicherheitsuntersuchungen an diskontinuierlichen Felsystemen berücksichtigt werden. Zwei verschiedene Verfahren werden gegeben, in denen die Lagekugel aus der Geologie verwendet wird. Bei der Untersuchung von Gleitkeilen dient die Lagenkugel der Ermittlung der Verhältnisse zwischen den geologischen Schwächeflächen und den aktiven und passiven Kräften von Böschungssicherheitsproblemen. Im zweiten Verfahren wird die Restfestigkeit eines geklüfteten Felsystems infolge Zergleitens auf einer vorherrschenden Klüftschar nach Mohr-Coulomb rechnerisch ermittelt. Dieser Ansatz ist zweidimensional, die Ergebnisse werden jedoch mit Hilfe der Lagenkugel auf die räumlichen Verhältnisse ausgeweitet. Abschließend wird eine begrenzte Zahl von Literaturhinweisen gegeben.

bodies along existing or newly formed planes of weakness in two dimensions only. Three dimensional problems can be solved by means of analytical geometry, however, these approaches (see reference [2]) are too sophisticated for many problems encountered in engineering practice.

This paper presents two approaches combining hemispheric projections as used in mineralogic and structural geologic analyses (see reference [3]) with conventional engineering methods of stability analysis to cover three-dimensional problems. In this

paper only the strength of discontinuous rock systems is considered.

Reference Hemisphere

The projection of the reference hemispheres is used to represent the spatial orientation of lines and/or planes and their angular relations to each other. Different types of such projections (also nets) are available, however, their use is not principally different. In each of these nets the orientation of a plane can be represented either by its pole (i. e. one point in the net) or by its great circle. Details on such possibilities are given elsewhere (see reference [3]).

In the methods of analysis presented here the reference hemisphere is used with respect to

- Representation of *three-dimensional polygons of forces* for consideration of wedge-type failures, with sliding occurring along one or two planes of weakness.
- Determination of *angular relations* for specific plane sections to be analysed, with the results to be combined to three-dimensional patterns.

Failure by Wedge Sliding Along Geologic Planes

The problem of a rock wedge sliding on one or two geologic planes of weakness is essentially a slope stability problem, however, it also has been used in analysing the stability of rock masses supporting

arch dams, and to investigate the possibility of rock falls from walls of underground openings.

The approach in its most basic form is non-dimensional, assuming only gravitational or gravity-related loadings, such as seismic acceleration, and frictional resistances along the planes of weakness. However, further development of the basic concept allows now to consider cohesion along potential slide planes and specific external forces acting on the potentially unstable rock mass, such as dam thrusts, hydrostatic thrusts, and supporting forces introduced by post-tensioned rock tendons.

The method of analysis consists of the following steps which are illustrated in a slope stability problem.

- Digest of the geologic input data*, Fig. 1 illustrates the problem posed and the pole diagram representing the orientations of the given planes of weakness, using an equatorial net in equal-area projection.
- Establishing of geotechnical model* with the determination of modes and directions of failures geometrically possible. Fig. 2 presents the concept for the above example in the hemispheric net relating the direction of active resultants with the thereby produced modes of failure. The spatial diagram serves to illustrate the general concept.
- Establishing of active forces* acting on a sliding wedge of given dimensions. Fig. 3 illustrates the use of supplemental polygons of forces to determine the active resultant due to weight and hydrostatic thrusts acting normal to the two planes of weakness. The same graphic procedure is used to consider any other active external forces.

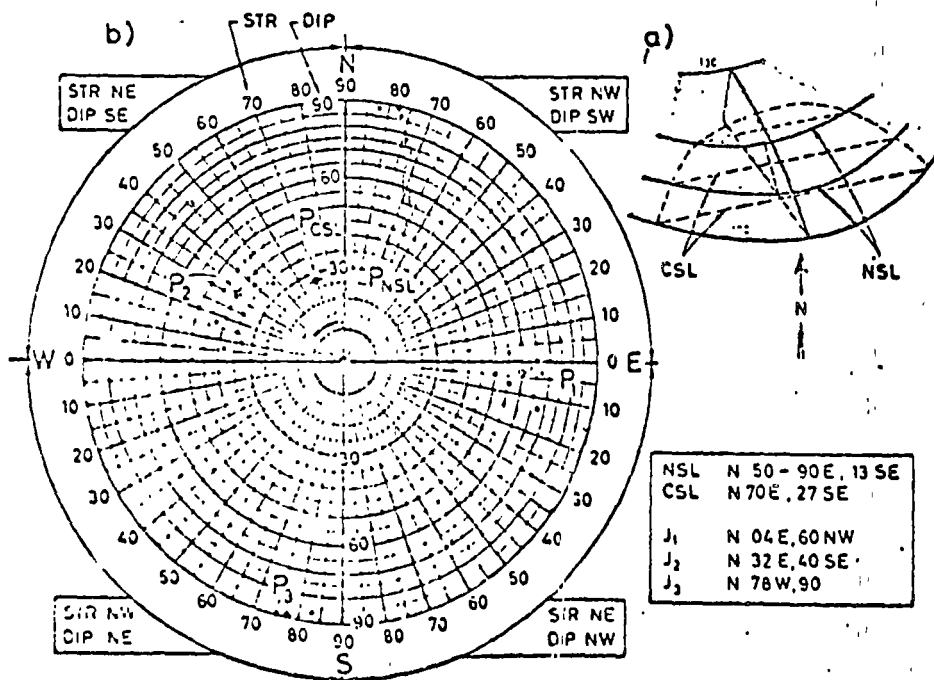


Fig. 1 - Geologic Input Data.
a) Topography of problem slope;
b) Pole diagram in equatorial net
Letter symbols: STR - Strike;
DIP - Dip; P₁, P₂, P₃ - Poles;
J₁, J₂, J₃ - Joints; CSL - Cut
slope; NSL - Natural slope.

Fig. 1 - Indications géologiques.
a) Topographie de l'exemple de
talus; b) Les normales des plans
dans le diagramme de sphère.
Symboles de lettre: STR - Direc-
tion; DIP - Plongement; P₁, P₂,
P₃, P - Normales; J₁, J₂, J₃ -
Fissures; CSL - Talus en déblai;
NSL - Talus naturel.

Abb. 1 - Geologische Eingangsda-
ten. a) Topografie des Böschung-
beispiels; b) Lotbild in der Lagen-
kugel. Buchstaben-symbole: STR -
Streichen; DIP - Fallen; P₁, P₂,
P₃ - Pole; J₁, J₂, J₃ - Klüfte;
CSL - Einschnittsöschung; NSL
- Natürliche Böschung.

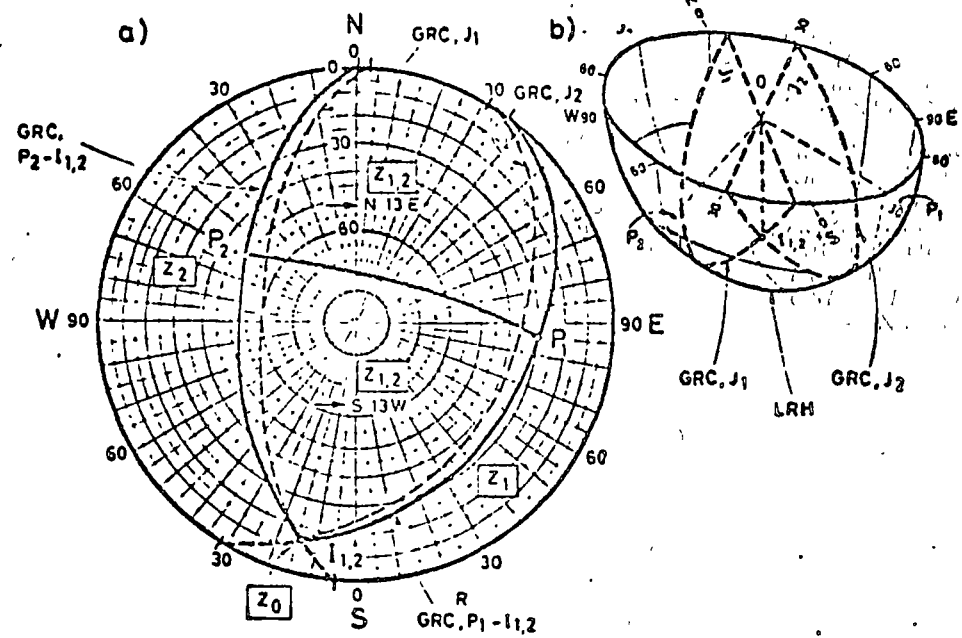


Fig. 2 — Modes and Directions of Sliding Failure. a) Zones of failure modes in net

Resultant in zone	produces failure by
Z ₀	unseating of both planes
Z ₁	block sliding along joint J ₁
Z ₂	block sliding along joint J ₂
Z _{1,2}	wedge sliding along both joints

b) Spatial view of lower reference hemisphere Letter symbols: GRC—Great circles; P₁, P₂—Poles; J₁, J₂—Joints; I_{1,2}—Intersection of two joints J₁ and J₂; → Direction of movement.

Fig. 2 — Sortes et directions de la rupture par glissement. a) Zone des sortes de la rupture dans le diagramme sphérique

Résultante dans la zone	a pour conséquence une rupture par
Z ₀	Enlever des deux plans
Z ₁	Le bloc glisse sur la fissure J ₁
Z ₂	Le bloc glisse sur la fissure J ₂
Z _{1,2}	Le prisme de roche glisse sur les 2 fissures.

b) Vue spatiale sur le diagramme de sphère en bas Symboles de lettre: GRC — Grands cercles; P₁, P₂ — Normales; J₁, J₂ — Fissures; I_{1,2} — Intersection des deux fissures J₁ et J₂; → Direction de mouvement.

Abb. 2 — Arten und Richtungen des Gleitbruchs. a) Bereiche der Brucharten in der Lagenkugel

Resultierende im Bereich	ergibt Bruch durch
Z ₀	Abheben von beiden Flächen
Z ₁	Block rutscht auf Kluft J ₁
Z ₂	Block rutscht auf Kluft J ₂
Z _{1,2}	Keil rutscht auf beiden Klüften

b) Räumlicher Blick auf die untere Lagenkugel. Buchstabensymbole: GRC — Grosskreise; P₁, P₂ — Pole; J₁, J₂ — Klüfte; I_{1,2} — Verschneidung der Klüfte J₁ und J₂; → Bewegungsrichtung.

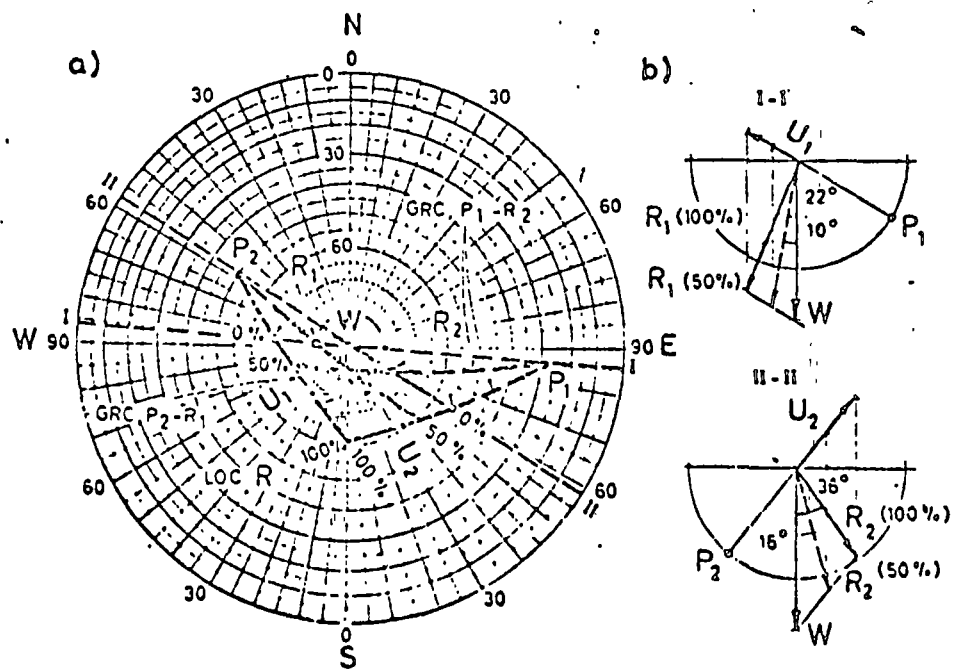


Fig. 3 — Resultant of Active Forces. a) Resultant due to weight and hydrostatic thrusts determined in net; b) Supplemental plane polygons of forces. Letter symbols: GRC — Great circles; P₁, P₂ — Poles; W — Weight; I-I, II-II — Vertical plane sections; U₁, U₂ — Hydrostatic thrusts; R, R₁, R₂ — Resultants; LOC R — Range of directions of R.

Fig. 3 — Résultantes des forces actives. a) Des résultantes déterminées dans le diagramme sphérique par le poids propre et la pression hydrostatique sur les plans des fissures; b) Des plans triangulaires supplémentaires de force. Symboles de lettre: GRC — Grands cercles; P₁, P₂ — Normales; W — Poids propre; I-I, II-II — Coupe plane vertical; U₁, U₂ — Pression hydrostatique sur les plans des fissures; R, R₁, R₂ — Résultantes; LOC R — Zone des directions de R.

Abb. 3 — Resultierende aus aktiven Kräften. a) Auf der Lagenkugel b) stimmte Resultierende aus Eigengewicht und Kluftwassererschüben; b) Zusätzliche ebene Krafttriebe. Buchstabensymbole: GRC — Grosskreise; P₁, P₂ — Pole; W — Eigengewicht; I-I, II-II — Vertikale ebene Schnitte; U₁, U₂ — Kluftwassererschübe; R, R₁, R₂ — Resultierende; LOC R — Bereich der Richtungen von R.

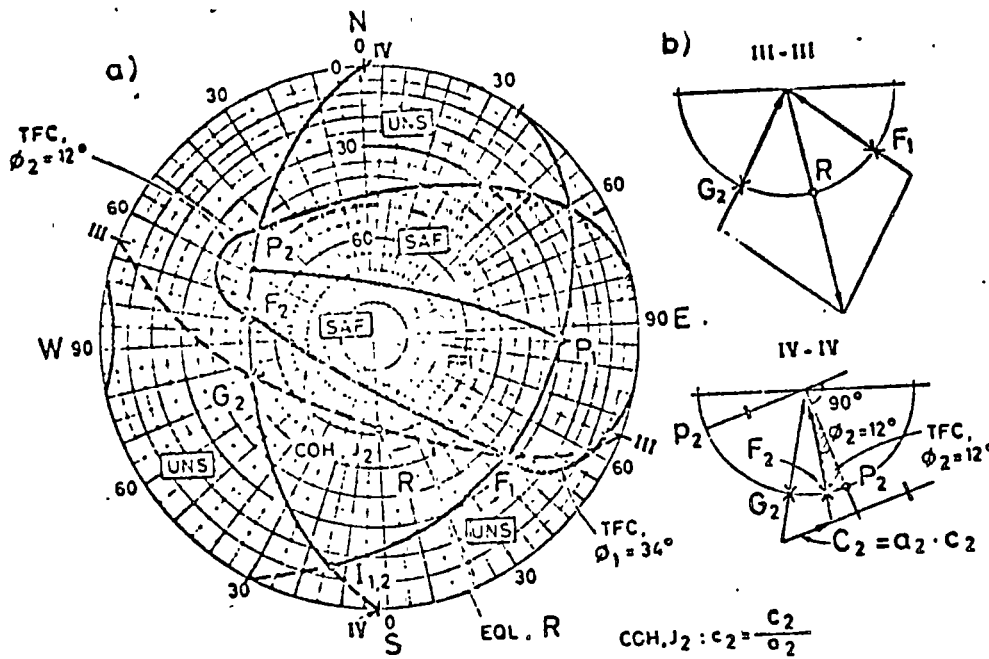


Fig. 4 - Equilibrium Limits. a) Equilibrium limits based on friction cones; b) Supplemental plane polygons of forces. Letter symbols: P₁, P₂ - Poles; TFC - Talobre's friction cones; FRI - Friction only; COH - Cohesion; III-III, IV-IV - Inclined plane sections; EQL - Equilibrium limit; SAF - Safe; UNS - Unsafe.

Fig. 4 - Les limites d'équilibre. a) Des limites d'équilibre basant sur le cone de frottement; b) Des plans coupés inclinés; EQL - Limites d'équilibre; SAF - Stable; UNS - Non stable.

Abb. 4 - Gleichgewichtsgrenzen. a) Gleichgewichtsgrenzen unter Verwendung von Reibungskegeln; b) Zusatzliche ebene Kräftecke.

Zusätzliche ebene Kräftecke. Buchstabensymbole: P₁, P₂ - Pole; TFC - Reibungskegel nach Talobre; FRI - Ausschliesslich Reibung; COH - Kohäsion; III-III, IV-IV - Geneigte ebene Schnitte; EQL - Gleichgewichtsgrenze; SAF - Standsicher; UNS - Nicht standsicher.

d) Establishing of equilibrium limits utilizing the friction cone concept. Fig. 4 illustrates the friction cone concept originated by TALOBRE and the resulting stability limits. In the example solely frictional resistance is assumed for the first set of joints represented by pole P₁. Friction and cohesion is considered for the second set of joints, requiring supplemental planar polygons of forces. The stability factors can be assessed by inclusion in both friction cones and cohesive resistance, thus modifying the equilibrium limits.

which are all dimensionless are introduced to facilitate this analysis.

Sliding Apart of Jointed Rock Systems

The mechanism of sliding apart makes reference to deformation and ultimate failure of a jointed rock system due to shear along one predominant, due to either orientation or shear properties, set of geologic planes of weakness. In the present contribution only the strength is considered which is independent, contrarily to the deformability, of the joint spacing, i. e. one plane or one set of planes have equivalent strength reducing effects. This approach is essentially two-dimensional but expandable to three dimensions by means of the reference hemisphere. The method has been used to quantitatively assess foundations on rock near free surfaces and to optimize the orientations of underground openings.

a) Limiting stress ratios for both element (u_E) and system (u_S) as the ratios of compressive strength vs. confining stress.

$$u_E = \frac{p_{3,E}}{p_1} = (N_\Phi - 1) + \frac{2c_E}{p_1} \sqrt{N_\Phi}$$

with $N_\Phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi_E}{2} \right)$, and

$$u_S = \frac{p_{3,S}}{p_1} = \frac{\sin(2\alpha + \Phi_J) + \sin \Phi_J}{\sin(2\alpha + \Phi_J) - \sin \Phi_J} + \frac{2c_J \cos \Phi_J}{p_1 [\sin(2\alpha + \Phi_J) - \sin \Phi_J]}$$

All input parameters are indicated on Fig. 5.

b) System/element coefficient for strength (f), as ratio of the limiting stress ratios of system vs. that of the element, or of the compressive strength of the system vs. that of the element, at the same confining stresses.

$$f = \frac{u_S}{u_E} 100 = \frac{p_{3,S}}{p_{3,E}} 100 \text{ at } p_1, \text{ in } \%$$

c) Coefficient of confinement (u) relating the confining stress of the system to the unconfined compressive strength of the element.

$$u = \frac{p_1}{p_{3,E,UC}} 100, \text{ in } \%$$

The combination of the Mohr's circle diagram with the Coulomb criterion for shear failure, see Fig. 5, is used assess the compressive strength of jointed rock systems. The following parameters

Fig. 5 - Mohr-Coulomb Concept for Jointed Rock Systems. a) Numerical example; b) Parameters describing system-element relations. η_s Limiting stress ratio for system; η_E - Limiting stress ratio for element; f - System/element coefficient for strength; u - Coefficient of confinement. Letter symbols: ELE, E - Element; J_A, J_B - Joints; SHP - Shear parameter; c - Cohesion; ϕ - Angle of friction; UC - Unconfined compressive strength; α - Two-dimensional extent of joint; p - Principal stressing of system.

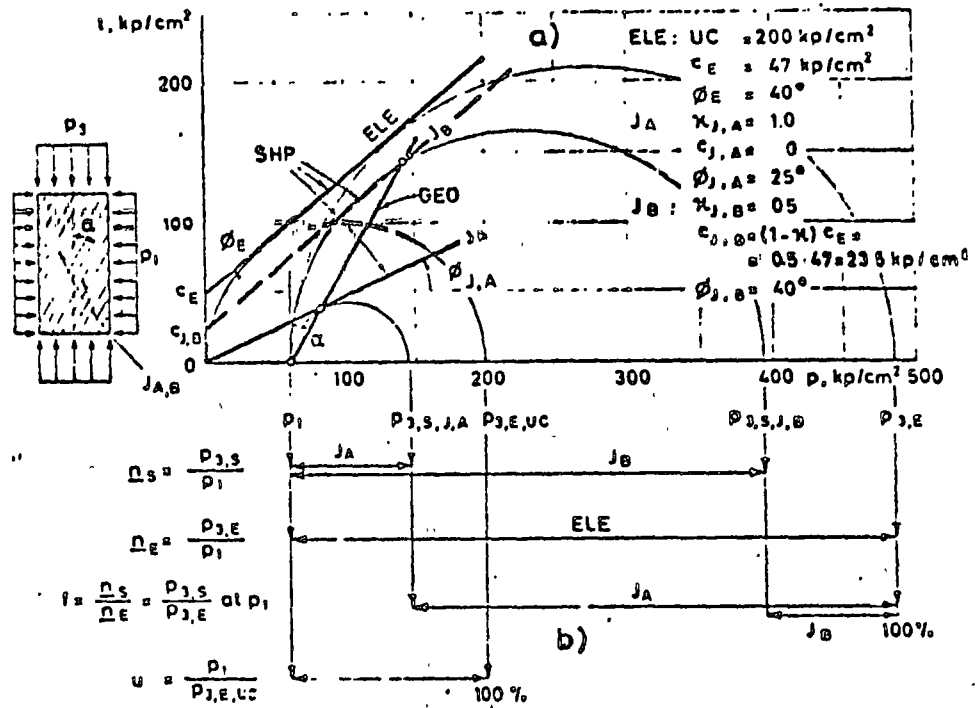


Fig. 5 - Conception de Mohr-Coulomb pour des systèmes et l'élément. a) Exemple numérique; b) Paramètres définissant les relations le système et l'élément: η_s - Proportion de la charge limite pour le système; η_E - Proportion de la charge limite pour l'élément; f - Coefficient de système/élément pour la résistance; u - Coefficient du confinement. Symboles de lettre: ELE, E - Élément; J_A, J_B - Fissures; SHP - Coefficient de la résistance de cisaillement; c - Cohésion; ϕ - Angle de frottement; UC - Résistance à la compression à essai unique; α - Séparation plane; p - Normale charge principale du système.

Abb. 5 - Mohr-Coulomb-Konzeption für geklüftete Felssysteme. a) Zahlenbeispiel; b) Kennwerte zur Beschreibung der Verhältnisse von System zu Element: η_s - Grenzbelastungsverhältnis für System; η_E - Grenzbelastungsverhältnis für Element; f - System/Element Kennwert für die Festigkeit; u - Umschließungskennwert. Buchstabensymbole: ELE, E - Element; J_A, J_B - Klüfte; SHP - Kennwert der Scherfestigkeit; c - Kohäsion; ϕ - Reibungswinkel; UC - Einachsige Druckfestigkeit; α - Ebener Durchtrennungsgrad; p - Hauptnormalbelastung des Systems.

with $p_{3,E,UC}$ representing the unconfined compressive strength of the rock element.

To illustrate application of above formulations the reduction in strength of a plane system with two joints is determined using the numerical data of Fig. 5. Fig. 6 represents the results in a polar

diagram, with the directions representing the orientation of the first joint (or set of joints), which is assumed to be continuous, with an angle of friction of 25 degrees. The second joint of the system, assumed to be discontinuous, with a two-dimensional extent of 50 per cent, and an angle of friction of 40 degrees, intersects the first joint at an angle

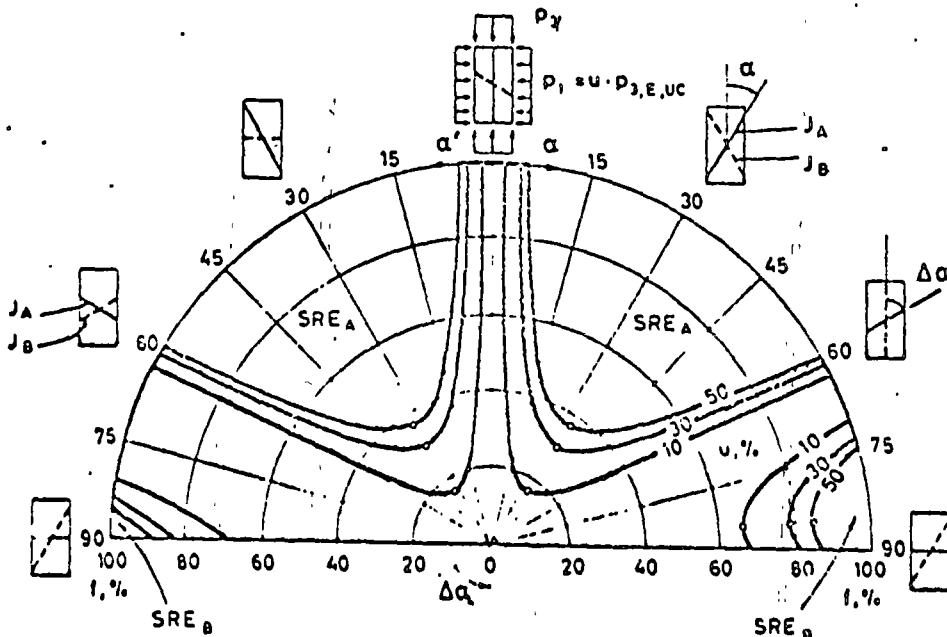
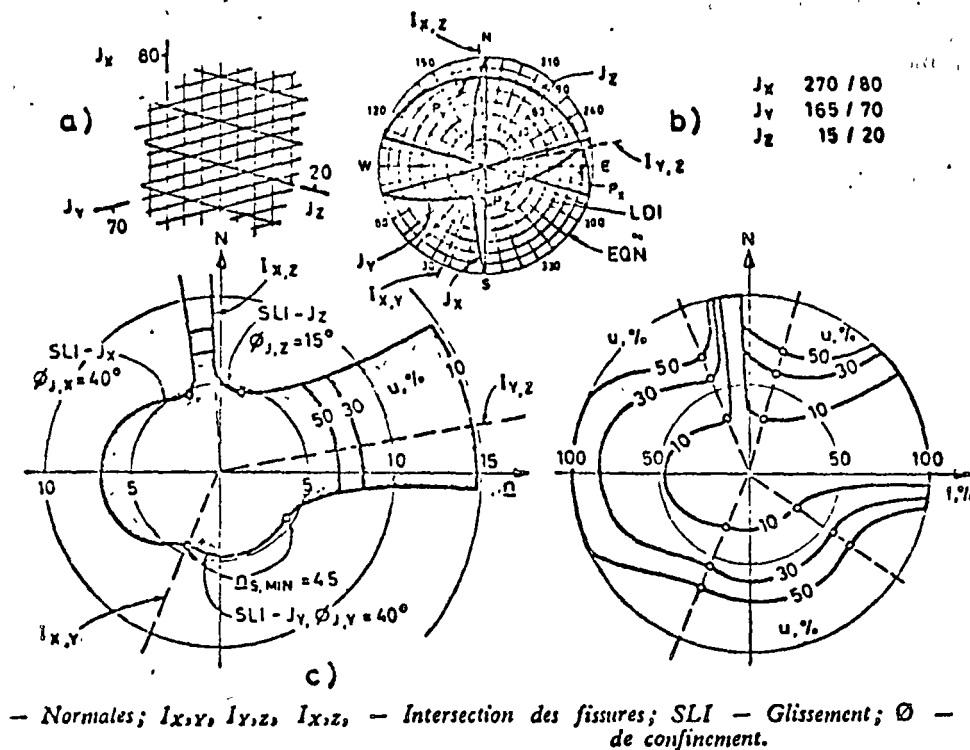


Fig 6 - Residual Strength of Rock System with Two Joints. Letter symbols: f - System/element coefficient for strength; J_A, J_B - Joints; SRE - Reduction in strength due to joints; u - Coefficient of confinement.

Fig. 6 - Résistance résiduelle d'un système de roche avec 2 fissures. Symboles de lettre: f - Coefficient de système/élément pour la résistance; J_A, J_B - Fissures; SRE - Réduction de la résistance à cause de fissures; u - Coefficient de confinement.

Abb. 6 - Restfestigkeit eines Felssystems mit zwei Klüften. Buchstabensymbole: f - System/Element Kennwert für die Festigkeit; J_A, J_B - Klüfte; SRE - Festigkeitsabminderung infolge Klüften; u - Umschließungskennwert.

77



J_x 270 / 80
 J_y 165 / 70
 J_z 15 / 20

Fig. 7 - Analysis of Three-Dimensional Problem. a) Geologic structure in plan; b) Geologic structure in projection of lower reference hemisphere; c) Distribution in plan of limiting stress ratios of vertical sections; d) Distribution in plan of system/element coefficients of strength for vertical sections. Letter symbols: J_x, J_y, J_z - Joints; P_x, P_y, P_z - Poles; I_x, y, I_y, z, I_x, z - Intersections of joints; SLI - Sliding; ϕ - Angle of friction; u - Coefficient of confinement.

Fig. 7 - Etude d'un problème spatial. a) Les structures géologiques dans le plan de masse; b) Les structures géologiques dans le diagramme de sphère; c) Distribution des relations de charge limite des coupes verticales dans le plan de masse; d) Distribution des coefficients de système/élément pour la résistance des coupes verticales dans le plan de masse. Symboles de lettre: J_x, J_y, J_z - Fissures; P_x, P_y, P_z - Normales; I_x, y, I_y, z, I_x, z - Intersection des fissures; SLI - Glissement; ϕ - Angle de frottement; u - Coefficient de confinement.

Abb. 7 - Untersuchung eines räumlichen Problems. a) Flächengefüge im Lageplan; b) Flächengefüge in der Lagenkugel; c) Verteilung der Grenzbelastungsverhältnisse aus vertikalen Schnitten im Lageplan; d) Verteilung der System/Element Kennwerte für die Festigkeit aus vertikalen Schnitten im Lageplan. Buchstabensymbole: J_x, J_y, J_z - Klüfte; P_x, P_y, P_z - Pole; I_x, y, I_y, z, I_x, z - Verschneidungen von Klüften; SLI Gleiten; ϕ - Reibungswinkel; u - Umschlussungskennwert.

of 60 degrees. The amounts presented in the graph represent the remaining strength of the system with respect to the strength of the element, expressed in terms of the system/elements coefficient f . The effects of different confining conditions are expressed in terms of the coefficient u .

To expand the above concept to three dimensions, the hemispheric projections are used to determine the angle of intercept between the direction of principal compressive stressing and the direction of potential sliding along a particular plane (generally a dip component), see also Fig. 5. Fig. 7 presents an example of a rock system with three planes of weakness (J_x, J_y , and J_z) subject to a vertical loading (B). In this case the angles of intercept can directly be read between the origin of the net coinciding with B and the great circle of the particular plane. With this angle and the other required input data both the limiting stress ratios and the system/element coefficients for strength can be determined for any vertical section. Rotation of the section in plan produces the plots as shown in the two lower digrams of Fig. 7. The confining stresses are again represented in terms of the coefficient of confinement u .

The resulting plot of the residual strength of the system indicates, for example, that a free surface striking approximately $E11^\circ$ would decrease the vertical bearing capacity of the rock system more than a $N5$ striking face. Lateral confinements, for example

by rock tendons, necessary to obtain a vertical bearing capacity can be derived from the pattern of the confinement coefficients.

Conclusions

The geologic tool of the reference hemisphere is useful, and also practical, in engineering stability analysis involving discontinuous and three-dimensional rock systems. The combination of the reference hemisphere with conventional engineering methods of analysis is illustrated in two examples which not necessarily limit the potential. The sliding wedge concept has been proved in a series of practical applications. The Mohr-Coulomb concept and the related parameters were derived and verified in a substantial number of plane model tests. The subsequent expansion to three dimensions was deemed necessary to consider real problems posed in engineering practice.

References

The following abbreviated list of references represents only the key sources used in preparing this contribution. Many more papers were used in deriving the principal approaches discussed, they are specifically listed in [3], [4], and [5].

References

- [1] BRAY J. W., — *A Study of Jointed and Fractured Rock, Part I and II*, Rock Mech. and Engrg. Geol., Vol. V/2-3, 1967, pp. 117-136 and V/4, 1967, pp. 197-216.
- [2] GOODMAN R. E. and TAYLOR R. L., — *Methods of Analysis for Rock Slopes and Abutments: A Review of Recent Developments, Failure and Breakage of Rock*, C. Fairhurst, ed., AIME, New York, 1967, Chap. 12, pp. 303-320.
- [3] JOHN K. W., — *Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock*, J. Soil Mech., and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 94/SM2, March 1968, pp. 497-526, with discussions and closure .
- [4] JOHN K. W., — *Festigkeit und Verformbarkeit von druckfesten, regelmäßig gefugten Diskontinuen* Publ. Inst. Soil Mech, and Rock Mech., University Karlsruhe, Germany, Vol. 37, 1969. (in German).
- [5] JOHN K. W., — *Civil Engineering Approach to Evaluate Strength and Deformability of Regularly Jointed Rock*, Eleventh Symposium on Rock Mechanics, June 1969, AIME, 1970, Chap. 5, Sec. 1.
- [6] KUSNEZOV G. N., BUDKO M. N., WASILEV J. I., SKLARSKI M. F., and JUREVIC G. G., — *Model Representation of Rock Pressure Processes*. Edition NEDRA, Leningrad, 1968. (in Russian).
- [7] KUSNEZOV G. N., — *A Graphic Technique for Evaluation the Limiting States of Heterogeneous and Fractured Rock Mass*, paper presented at the 19th Colloquy for Geomechanics in Salzburg, Oct. 1969, to be published in Rock Mech., 1970.
- [8] LONDE P., VIGIER G., and VORMERINGER, R., — *Stability of Rock Slopes, A Three-Dimensional Problem*, J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM1, January, 1969, pp. 235-262.
- [9] LONDE P., VIGIER G. and VORMERINGER R., — *Stability of Rock Slopes, Graphical Methods*, submitted for publication by ASCE, June 1969.

Three-Dimensional Stability Analyses of Slopes in Jointed Rock ⁷⁹ (Ref. 7)

By KLAUS W. JOHN^o, Dr.Ing.

SYNOPSIS

Jennings' concept of the mean failure surfaces in jointed rock composed of shear planes along joints, shear and tension of intercal rock, and opening of joints is reviewed. It is expanded to three dimensions, to a modified failure wedge bounded by two mean failure planes, by means of a graphic approach based on the reference hemisphere. The movement vector of this wedge is given by the intersection of the two shear planes. Hypothetical cohesive and apparent frictional shear strength of the two failure planes are represented by 'total shear strength cones' about the poles representing the shear planes. Plane polygons of forces lead to equilibrium limits, with or without factors of safety. The difference between the conventional and the modified failure wedge is illustrated.

In supplemental analyses the secondary failure of steep rock faces by overturning of individual surficial rock elements is considered. This mechanism, which excludes shear, is governed by the joint spacing and hydrostatic thrust acting on subvertical joint planes. The assumed stability criterion leads to 'overturning wedges' which are plotted in the reference hemisphere to cover spatial conditions.

The result is an analytical procedure to consider different aspects of the stability of slopes in jointed rock. It is concluded that the concept of the mean failure plane in slope stability problems is usable for three-dimensional analyses. Limited references on the specific topic conclude the paper.

INTRODUCTION

In analyzing the stability of slopes cut into natural jointed rock potential failure patterns and modes are to be realistically represented. The following two key problems need to be considered:

- (1) Overall geometry of the problem, given by geological structure of natural rock systems, which is always three-dimensional and of mostly planar character, and geometric configuration of free boundaries, either natural or man-made.
- (2) Failure mechanisms, with primary shear failure of rock blocks or wedges along one or more planes of weakness or mean failure surfaces. However, particularly steep slopes, not subject to shear failure, can progressively fail by overturning of subvertical rock elements or rock subsystems. Such mechanism is called the secondary failure mode.

The combination of safety and economy require that the slopes in open pit mines should be nearly at equilibrium, with a very small margin of safety. Contrarily, civil engineering structures are generally designed more conservatively, with often ample factors of safety or 'ignorance'. It is concluded that the engineer engaged in the design of mining slopes cannot afford methods of analysis which are principally conservative. He has to insist on utmost realism even at the expense of simplicity which is rightly demanded by the practitioners. Although the present contribution is largely based on civil engineering applications, an effort has been made to attain an acceptable compromise between theoretical requirements, realism, and clearness, hopefully resulting in an analytical concept usable in engineering practice.

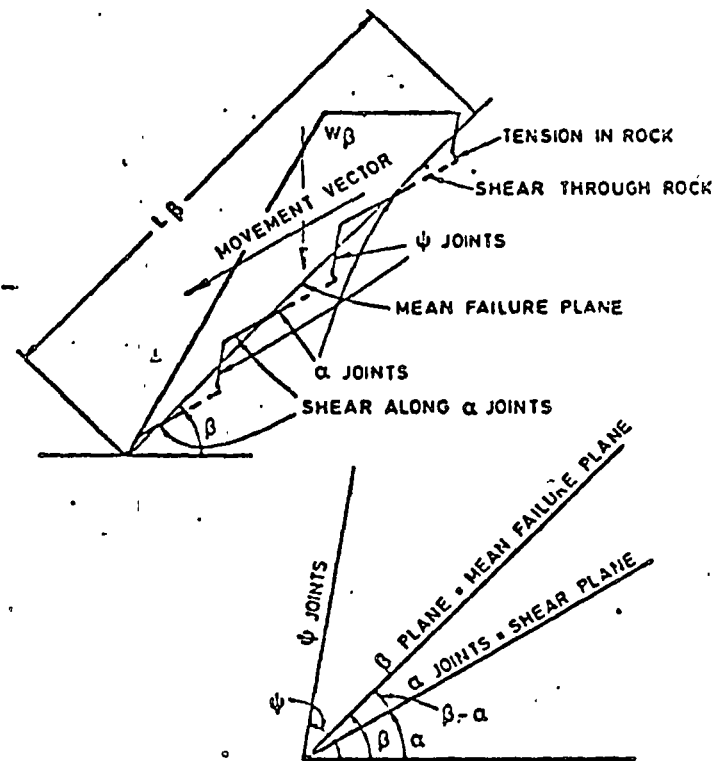
REVIEW OF SESSION PAPER BY JENNINGS¹

A brief review of the outstanding paper by Jennings is given inas much as its main conclusions are to be utilized in this contributory paper.

The main contributions of Jennings are essentially as follows:

- (1) Failure of a slope in jointed rock takes place along a mean failure plane, involving shear along joints and through rock, tensile failure of rock, and opening of

joints. Mathematical formulations are given which allow the composition of in echelon failure surfaces (see Fig. 1).



RESISTING FORCE, IN DIRECTION OF MOVEMENT VECTOR

$$RF_{max} = L \beta (k) \cdot W \beta \cos \alpha \tan \phi_a$$

HYPOTHETICAL COHESIVE STRENGTH

APPARENT FRICTION ANGLE

EQUATIONS BY JENNINGS

(11a)

(11d)

Fig. 1. Shear failure in jointed rock along mean plane after Jennings

^oConsulting Engineer for Geotechnics, Karlsruhe, Fed. Rep. Germany.

(2) Failure of conjugate joint zones and/or conjugate joint blocks.

The two factors entering any stability analysis of a slope in hard rock, the continuity or discontinuity of joints and the effect of water in the joints are pointed out by Jennings. These problems are dealt with in other sessions of this Symposium and are not discussed in this paper.

As in practically all existing methods of slope stability analysis, Jennings' approach is a rigid body analysis, with equilibrium considerations producing the factors of safety demanded from stability analyses. The concept of the factor of safety has its limitations and it appears that it is gradually being replaced by probability considerations on a statistical basis. Contributions toward the stability and safety of slopes from the proponents of the finite element method of stress-strain analysis are still being anticipated.

Jennings' analysis are reduced to those of plane conditions which are indicated to be conservative. As pointed out before it is questioned if in mining applications such conservatism can still be afforded. The more realistic consideration of the three-dimensional configuration at which failures actually take place should not be neglected (Fig. 2).

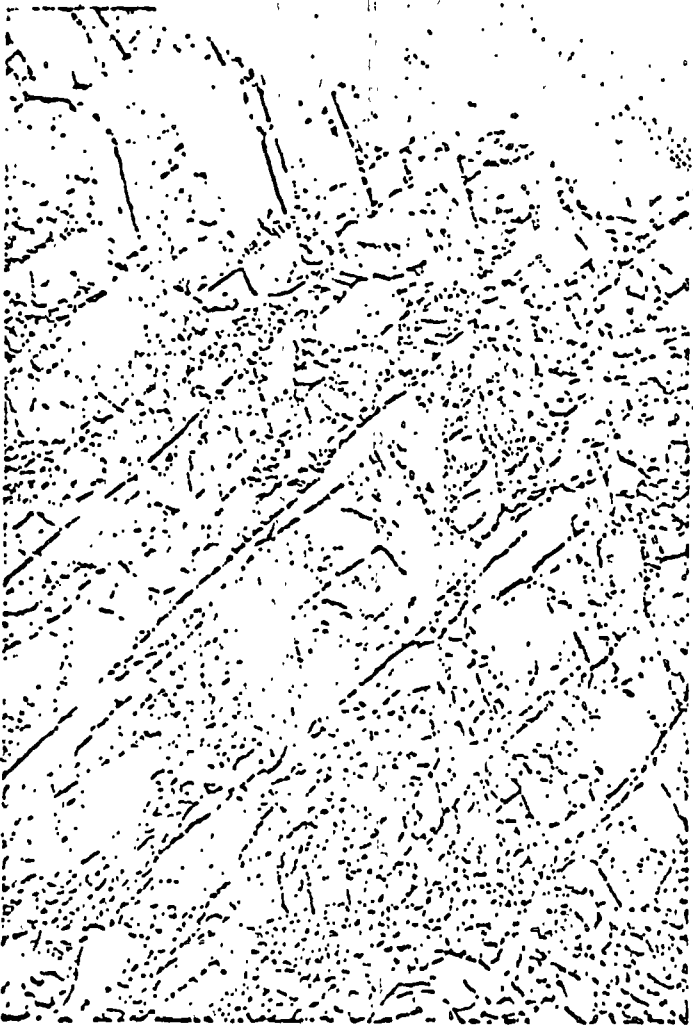


Fig. 2. Slope surface formed by geological structure of rock

of 'favourably' dipping strata or blocks. This phenomenon of overturning failures of steep rock slopes was also observed in model tests at the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics at the University at Karlsruhe. Consequently, particularly steep slopes should be checked for both shear (us Jennings' mean plane concept) and overturning failure (Fig 3).



Fig. 3. Cut slopes subject to overturning failure

The present contributory paper should be considered a supplement to the session paper, representing an attempt to add concepts toward more complete stability analyses of slopes in rock.

THREE-DIMENSIONAL SLOPE STABILITY ANALYSIS

General

This writer has proposed a graphic method of stability analysis of slopes in jointed rock which is based on the use of the reference hemisphere to evaluate the angular relations of planes and directions in space, thus representing spatial polygons of forces. This approach allows one to simply assess the stability of rock blocks and/or wedges sliding along one or two simple planes of weakness. Four years of consistent application by others and the writer in many actual engineering problems resulted in modifications and improvements of the original concept. Now any loading of the potential sliding mass, such as hydrostatic thrusts, pseudo-dynamic loading, supporting forces by rock tendons etc., can be considered. The shear strength along the geological planes due to both technical cohesion and friction can be considered. The results, based on limit equilibrium, are either factors of safety or assessment of given conditions in terms of 'safe' or 'unsafe'. The successful application of the concept also resulted in a modest confidence as to its usefulness as an engineering tool, with good relative clearness of the procedure and considerable adaptability to a wide variety of problems.

The principles of the graphic method of analysis have been published elsewhere, see² under References. The concept of McMahon¹ of combining this approach with graphic statistical assessment of the probability of failure is believed to be indicative of the future trend of this type of stability analysis.

Mean failure

Jennings' concept of the mean failure surface can easily be introduced to the hemispheric representation. Jennings' definitions of Fig. 1 lead to the representation of Fig. 4.

The session paper considers failure patterns which are governed by shear along joints and through rock. The impression gained in inspections of many hard rock cuts in hydropower and highway applications show that there is an unique type of failure of hard rock slope, viz. the overturning

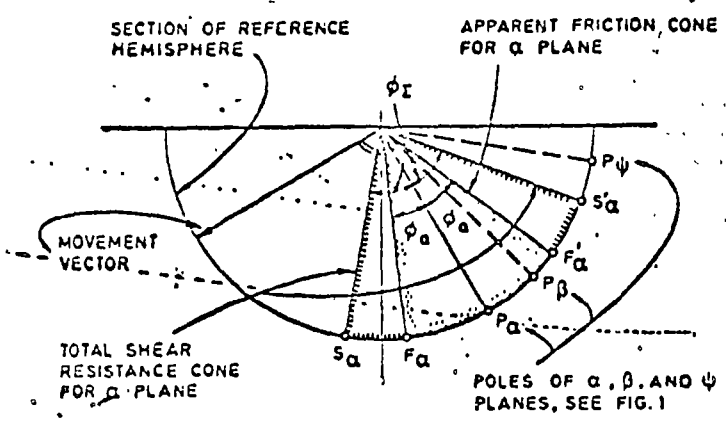


Fig. 4. Shear along mean plane represented in plane section of reference hemisphere:

- (1) The orientation of the α joints representing the shear plane is expressed by pole P_{α} . The shear parameters, the apparent friction angle ϕ_{α} , and the hypothetical cohesive strength k are referred to this pole, resulting in the cones of apparent friction and total shear resistance, respectively.
- (2) The vector of the movement along the α -joints is normal to the pole P_{α} .
- (3) The mean failure surface, β -plane, is used to determine both the weight of the potentially sliding rock mass, W_{β} , and the length or area effective for k , L_{β} or A_{β} , the latter for the three-dimensional case.

Three-dimensional analysis

Fig. 5A and 5B represent the comprehensive stability analysis for a simple example. It should be noted that only directions are represented in the reference hemisphere, whereas forces are determined in the supplemental polygons of forces which are based on angular relations determined in the hemisphere. The analytical procedure consists of the following steps:

- (1) The poles $P_{\alpha, 1}$ and $P_{\alpha, 2}$ represent two sets of α -joints, α_1 and α_2 , which are part of β -planes and along which shear is to take place.
- (2) The direction of movements along the α_1 and α_2 planes is given by point $I_{\alpha, 1, 2}$ representing the intersection of the two α -planes.
- (3) The first supplemental polygon of forces, see Fig. 5B, in the plane of section I, serves to divide the arbitrary loading, including weight, of the rock mass defined by the two β -planes, R_{β} , into the components normal to the direction of movement, P , and the driving force, DF , in direction of $I_{\alpha, 1, 2}$.

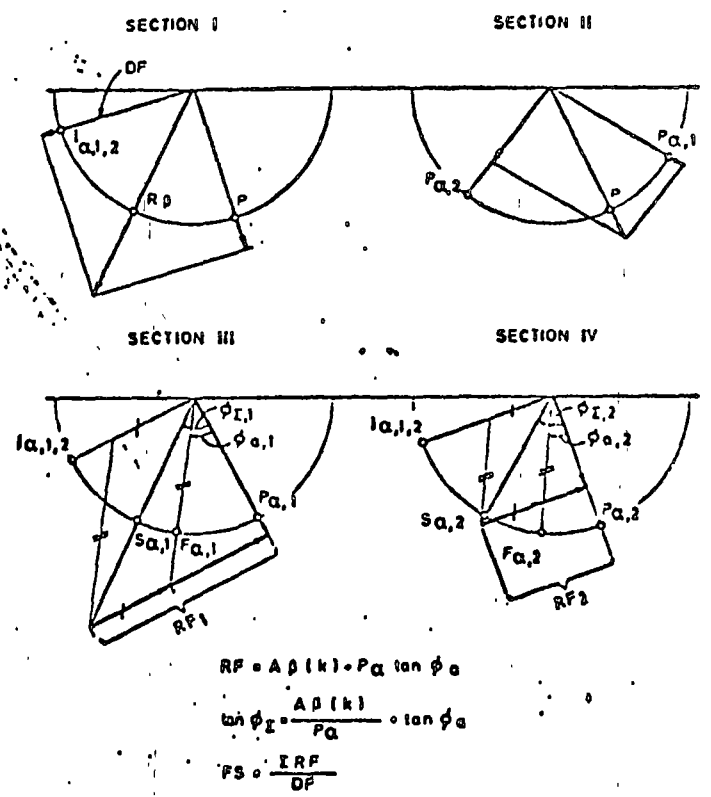


Fig. 5B. Supplemental planar polygons of force to Fig. 5A

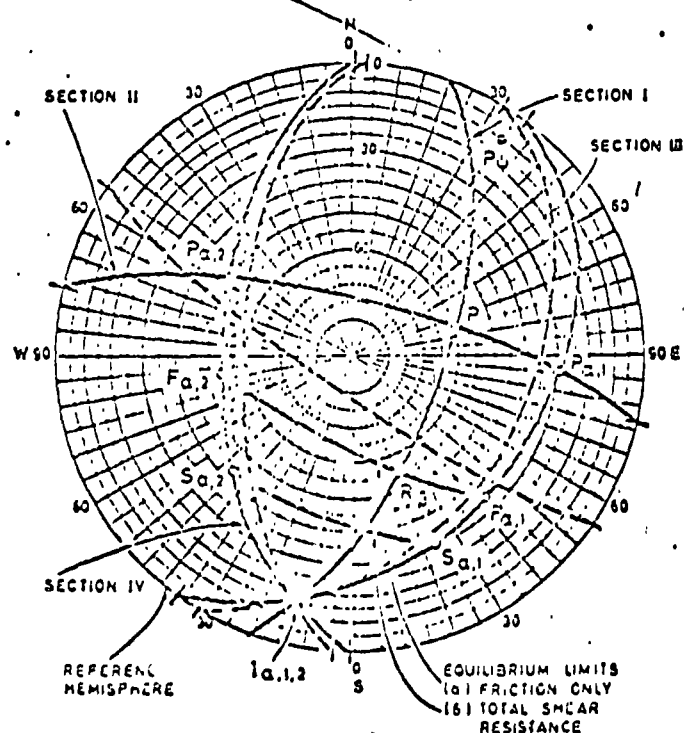


Fig. 5A. Equilibrium limits for wedge falling along combination of two mean failure planes using reference hemisphere

- (4) The second polygon of forces, section II, serves to determine the normal forces of both α -planes, $P_{\alpha, 1}$ and $F_{\alpha, 1}$.
- (5) The polygons of forces sections III and IV, respectively, serve to assess the resisting forces developed along the two shear planes. The frictional component is given by $P_{\alpha} \cdot \tan \phi_{\alpha}$, the cohesive component by $A_{\beta}(k)$, with A_{β} derived from the geometric configuration of the β -planes. The angles of total shear resistance, ϕ_{Σ} , can now be determined.
- (6) Planes, i.e. great circles, through the points F_{Σ} and S_{Σ} , respectively, represent equilibrium limits; F_{Σ} for friction only, S_{Σ} for total shear resistance. These limits divide the 'safe' and 'unsafe' zones on the hemisphere.
- (7) The factors of safety can now be determined by comparing the resisting forces along both α -planes, ΣRF , with the total driving force, DF . In the present example the factor of safety considering friction only is 1.0 (with the resultant R_{β} located on the respective limit line). A simple computation based on the results of the polygons of forces results in a factor of safety of the order of 2.0 for the total shear resistance.

(8) The factors of safety can also be graphically represented by adding modified equilibrium limits, using

$$\tan \phi'_a = \tan \phi_a / FS \text{ and}$$

$$k' = k / FS$$

The primed values, obtained by dividing the actual parameters by different factors of safety, are plotted on the hemisphere resulting in a family of limit lines with different factors of safety.

Failure pattern

Fig. 6 represents the difference between the modified failure wedge formed by two mean failure planes, possibly complemented by deep tension cracks paralleling the ψ -joints, with a conventional straightforward failure wedge with failure surfaces following the shear planes α_1 and α_2 . It is believed that for large-scale failures the modified wedge is quite realistic. The plane wedges appear to be limited to small-scale stability problems.

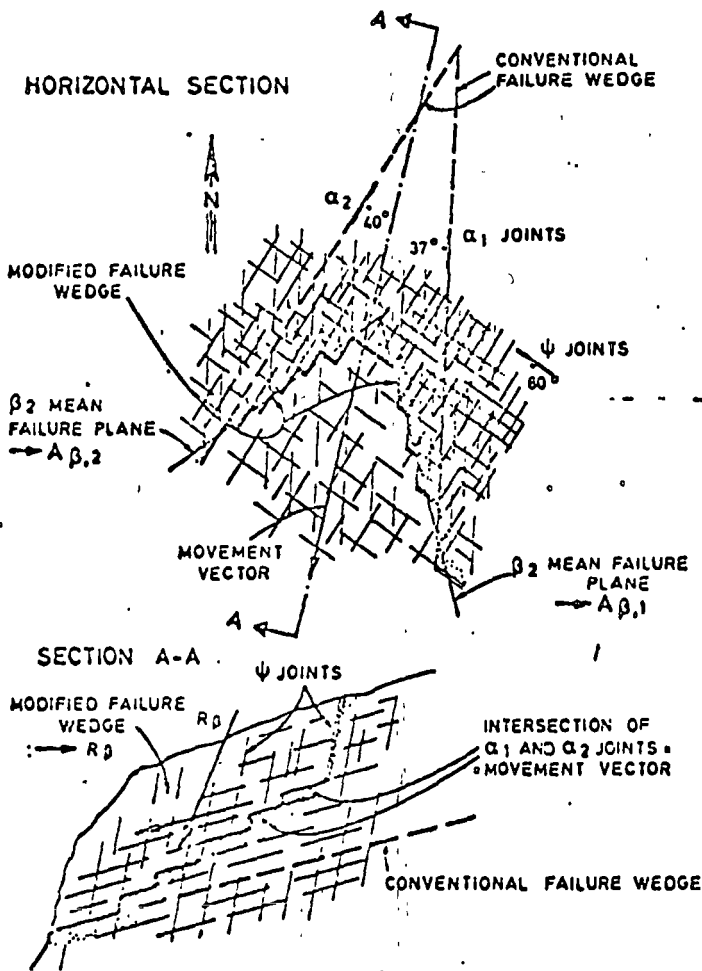


Fig. 6. Failure pattern of modified wedge bounded by two mean failure planes

FAILURE BY OVERTURNING

General

In cases where a primary shear failure is not possible, for example due to discontinuity of the α -planes, secondary failure by overturning of surficial rock elements can take

82

place. Fig. 7 illustrates in a simple example the effect of the joint spacing by introducing the ratio of d_2/d_1 . Subvertical slabs or columns, with $d_2/d_1 < 1.0$ tend to produce 'unsafe' slope surfaces, particularly at overall slopes steeper than about 60 degrees.

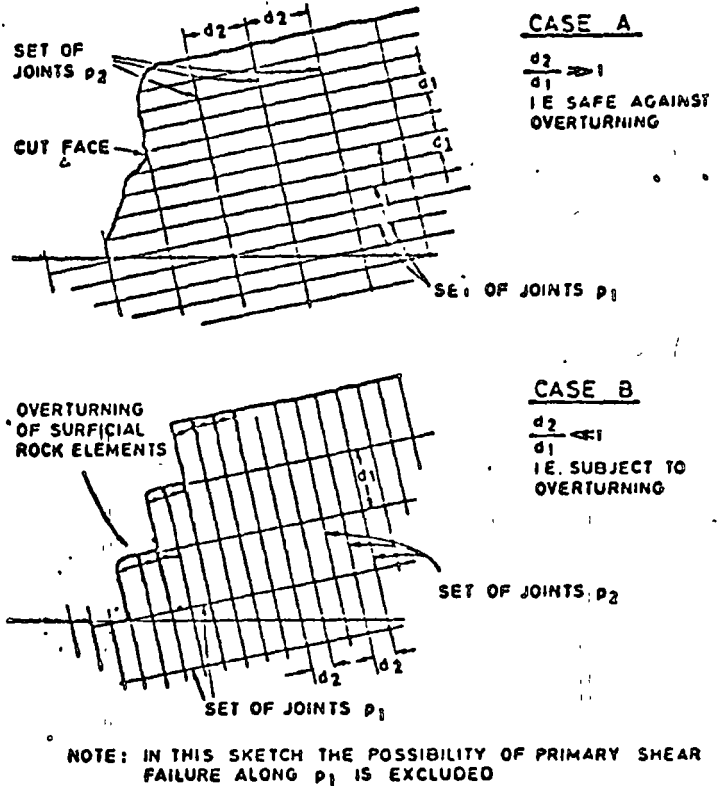


Fig. 7. Joint spacing governing secondary failure of slope surface by overturning of rock elements

It should be noted that the overturning mechanism creates a loosening of the rock structure progressing into the rock bank if left unchecked. Such deep loosening of otherwise hard rock can ultimately result in rotational, i.e. soil mechanics-type failure modes.

Overturning failure for plane condition

Fig. 8 presents the analytical concept for plane conditions. It shows an orthogonal joint system with joints p_1 and p_2 . In this example an arbitrary criterion for the stability limit against overturning of individual rock elements, or rock subsystems, is introduced. It is assumed that, as long as the resultant (weight or weight and hydrostatic thrust) is within the outer-one-sixth points of the element base, i.e. within the 'overturning wedge', stable conditions exist. The critical centre angle of this wedge is then given by

$$\tan \delta_c = \frac{2 d_2}{3 d_1}$$

where d_1 and d_2 are the mean spacings of the two sets of joints, p_1 and p_2 . It should be noted that any other criteria against overturning can be accommodated in the given concept.

The graph at the right side of Fig. 8 is based on the stability criterion given above. It shows that for subvertical slabs, with $d_2/d_1 \leq 0.5$, with subhorizontal base planes p_1 , even if dipping into the slope, surficial failure by overturning is to be anticipated. Hydrostatic thrust acting normal to the subvertical backs of the elements greatly aggravates the problem. It can be seen that slopes steeper than about 60 degrees are affected.

Overturing failure in three dimensions

Fig. 9 represents an analysis of the overturning problem in three dimensions. The reference hemisphere shows the three poles of an orthogonal joint system. More general systems can also be considered. The approximately rectangular pattern about pole P_1 represents the 'safe' range with respect of overturning. It is formed by the tracings of two overturning wedges on the surface of the reference hemisphere, with P_1 giving the direction of their common axis. Any forces with directions falling in this zone will not result in overturning. Section I shows a plane section through one of the overturning wedges with respect to planes p_1 and p_2 . As can be seen, the wedges are defined by the centre angles δ_c with respect to the pole P_1 .

The hemispherical plot of the chosen example shows the following:

- (1) The weight of the rock element, which acts in a direction through the centre of the hemisphere, falls outside of the safe limit. Thus, it would produce overturning of the element about the northerly edge formed by planes p_1 and p_2 (see also plan view of actual rock element in lower left of Fig. 9).
- (2) Any free surfaces, either natural or man-made (which are not shown on the hemisphere for clarity) striking about EW and dipping towards N would be effected by this overturning mechanism.
- (3) Because of the given geometry of the rock elements, overturning about the p_1 and p_2 edge is practically excluded.

The above conclusions indicate that a slope not subject to primary shear failure can represent a stability hazard, depending on the geometry of the surficial rock elements. In civil engineering applications such conditions are generally corrected by installation of rock bolts and/or post-tensioned rock tendons.

RESULTS

The concepts presented in this paper can be combined to form the following analytical procedure:

- (1) Based on geological and geotechnical input data mean β -planes are composed of sets of α and ψ -joints. The shear parameters k and ϕ_n are determined using Jennings' equations. In composing β -planes those orientations undercut by the proposed excavation are preferred. In case of faults and other major zones of weakness the α and β -planes coincide.
- (2) The combination of pairs of mean failure planes, possibly in combination with tensile cracks, form modified failure wedges. The movement vector of such wedge is given by the intersection of the respective α (= shear) planes. From the geometry of the modified wedge formed by the β -planes the resultant force acting on it, R_3 , and areas effective in shear, A_3 , are determined.
- (3) The stability of any modified failure wedge can be assessed by means of the graphic reference hemisphere concept, using 'total shear resistance cones,' i.e. friction cones modified to include cohesive shear resistance. A series of supplemental polygons of forces is required in this phase.
- (4) In case the geological structures tend to form subvertical slabs paralleling or suoparalleling the proposed cut face, assessment of their overturning is required. This step can also be carried out on the reference hemisphere, by plotting of the 'overturning wedges' based on mean joint spacing.

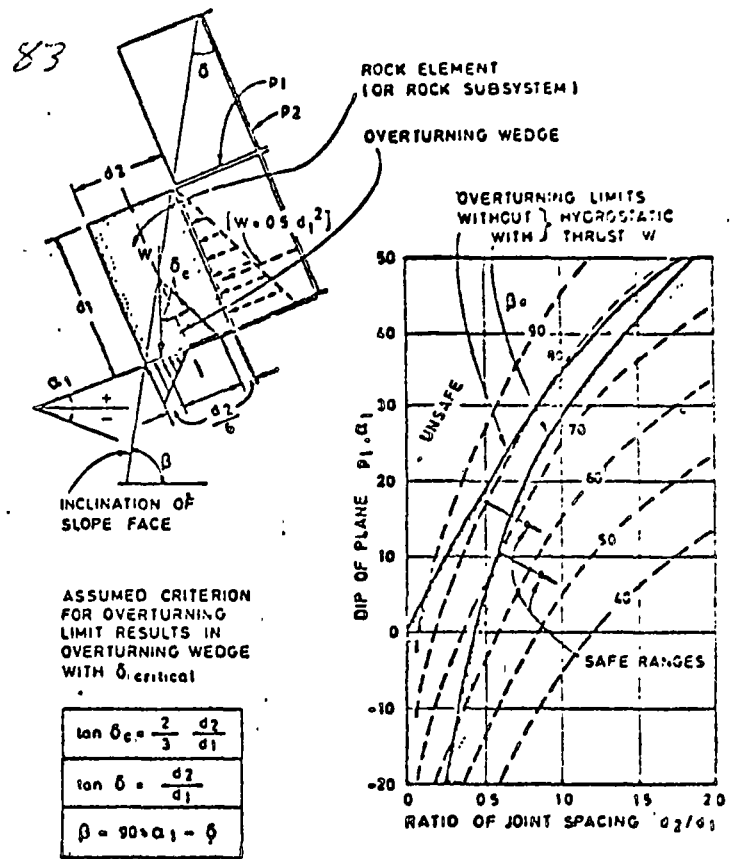


Fig. 8. Secondary failure of slope surface by overturning of rock elements, plane condition

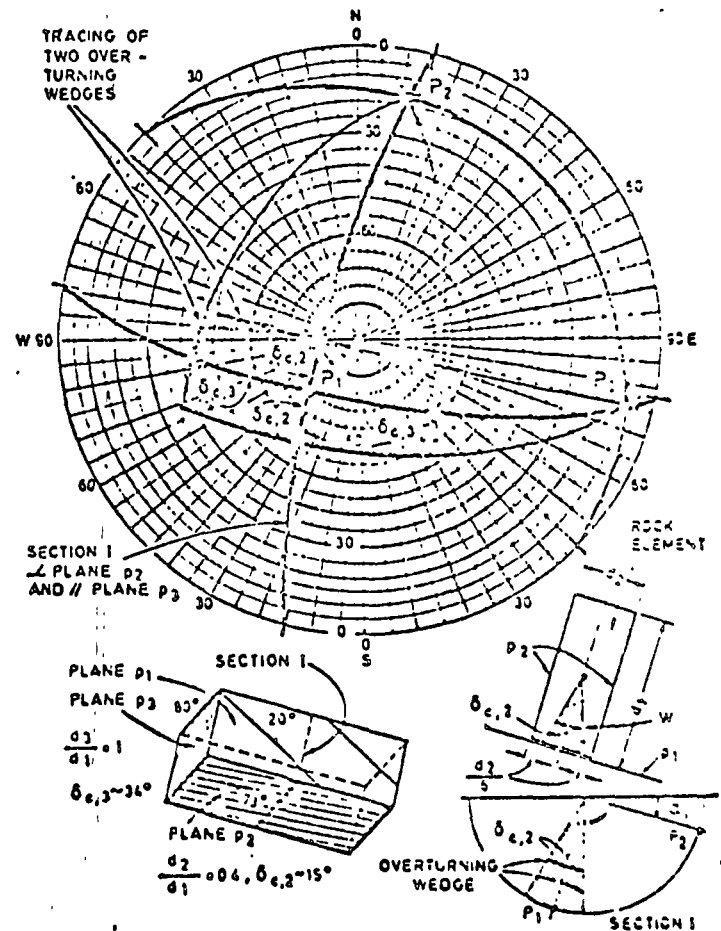


Fig. 9. Rock element subject to overturning, using reference hemisphere

CONCLUSIONS

- (1) Jennings' concept of mean failure surface is very useful, inasmuch as it matches the conclusions from observations of failure modes and patterns. Plane continuous failure surfaces tend to occur in smaller failures; in echelon failure surfaces are often observed in large rock movements.
- (2) The use of Jennings' concept in three-dimensional analysis is possible. An example of a relatively simple graphic analysis based on the reference hemisphere is given. Conventional vector analysis or other numerical approaches would be possible but would become too complex and quite difficult to control for most engineering applications.
- (3) Particularly for steep slopes in hard rock, steeper than approximately 60 degrees, the secondary, overturning-type failure should be investigated. The given concept of using the reference hemisphere is not a production tool as yet but appears to be promising.

ACKNOWLEDGEMENTS

The writer is indebted to Prof J. E. Jennings and his collaborators; their studies for the De Beers Mine in Kimberley resulted in a true compendium on rock slope stability which served as stimulus in preparing this paper.

Great appreciation is expressed to Prof L. Müller and his Salzburg School of Rock Mechanics for introducing the writer to both the 'Lagenkugel (reference hemisphere)' and rock slopes some 16 years ago.

Personal gratitude is extended to the writers' colleagues of Electroconsult Milano, Italy, and of Dames & Moore Iberia, S.A., Madrid, Spain, and other engineers and geologists in many parts of the world who have used the graphic approach to slope stability analysis and applied it to a wide variety of real engineering problems. Only they reduced it to the routine

tool of engineering practice which it was intended for. They also laid the ground for the more recent improvements of the method.

The overturning failure of rock slopes was first analyzed by the writer in 1964, for a highway project in the County of Los Angeles, California. The patience of both client and colleagues at this time is still fondly remembered.

REFERENCES

The following abbreviated list of references represents only the key sources used in preparing this contribution. More references are given in the paper listed under².

1. JENNINGS, J. E. 'A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines.' This symposium.
2. JOHN, K. W. ET AL. 'Stability analysis and engineering evaluation, Dume Canyon and Castro Peak Road Alignment, Santa Monica Mountains, Calif.' Final Report by Geotechnical Consultants, Inc. for County of Los Angeles, Calif., 1964.
3. JOHN, K. W. 'Graphical stability analysis of slopes in jointed rock.' *J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, Vol. 94 SM2, March 1968, pp. 497-526, with discussions, and closure, Vol. 95/SM6, Nov., 1969, pp. 1541-1546.
4. JOHN, K. W. 'Engineering analyses of three-dimensional stability problems utilizing the reference hemisphere.' Paper 7-16, 2nd Intern. Congr. Int. Soc. Rock Mech., Beograd, Sept., 1970.
5. LONDE, P., VIGIER, G. and VORMERINGER, R. 'Stability of rock slopes, a three-dimensional study.' *J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, Vol. 95/SM1, Jan., 1969, pp. 235-262.
6. LONDE, P., VIGIER, G. and VORMERINGER, R. 'Stability of rock slopes, graphical methods.' Submitted for publication by ASCE, June, 1969.
7. MCMAHON, B. K. 'Method for the investigation and analysis of highway rock slopes.' Unpublished report by Dames and Moore, Iberia, February, 1970.
8. WITKE, W. 'Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen.' (In German), *Felsmech. u. Ing. Geol., Suppl. II*, Springer, Vienna, 1965, pp. 52-79.

University of California, Berkeley

Geological Engineering Extension Course

August 1966

STABILITY OF ROCK SLOPES AND ABUTMENTS .

by

Richard E. Goodman

I. Introduction

It is generally recognized by engineers and geologists that natural surfaces of weakness control the stability of many rock slopes and abutments. The three-dimensional nature of the geological controls make the stability analysis of a jointed or bedded rock slope a complex three-dimensional problem in statics. One method of solving such a problem involves manipulations with vectors.

This lecture will discuss the application of vector analysis to calculations of the sliding and rotational equilibrium of rigid rock blocks of prismatic, wedge, or tetrahedral shape. Operations with vectors will be reviewed and general procedures for stability calculations will be sketched.

II. Operations with Vectors

1. Vectors

Forces, reference directions, and positions within a body may be represented by vectors -- quantities possessing both magnitude and direction. A vector $\vec{P} = (P_x, P_y, P_z)$ has components, in the x, y, and z coordinate directions, equal to P_x , P_y , and P_z respectively. The length of a vector \vec{P} is its absolute value

$$|\vec{P}| = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}$$

numero — kichado

2. Unit Vectors in Direction of Strike and Dip of a Given Weakness Plane

Vectors of unit length are used to define certain reference directions. If the strike of a plane makes an angle β with the head of a slope, and the plane dips σ with the horizontal, as shown in Figure 1, then unit vectors in the strike and dip directions are respectively \vec{u} and \vec{v} having components as follows:

$$\vec{u} = (\cos \beta, \sin \beta, 0)$$

$$\vec{v} = (\cos \sigma \sin \beta, -\cos \sigma \cos \beta, -\sin \sigma)$$

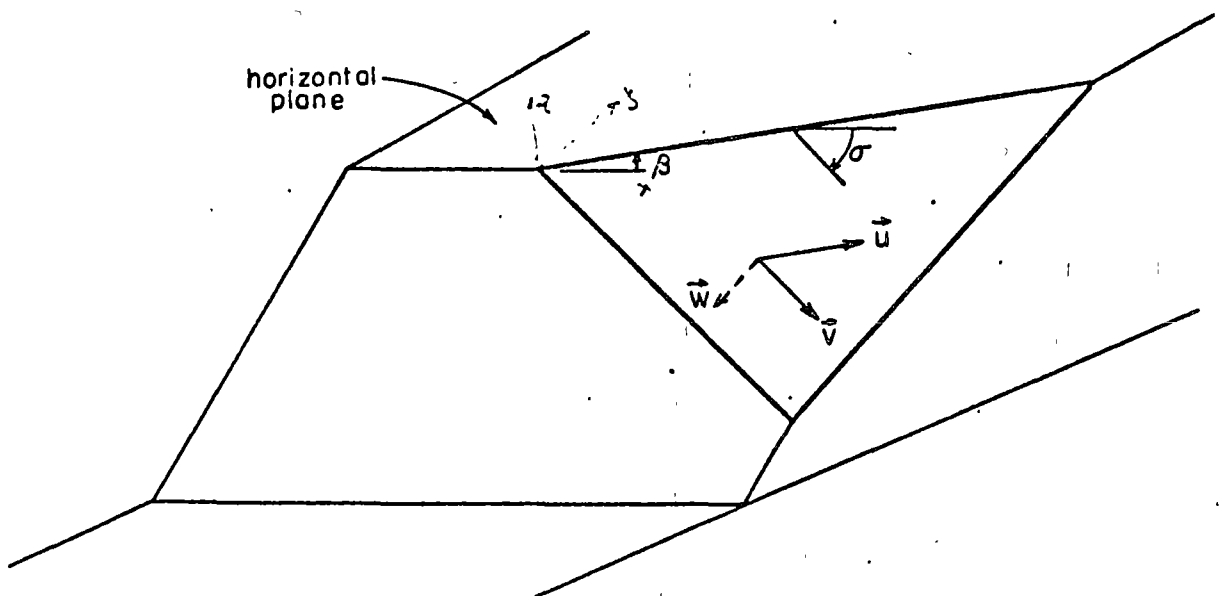
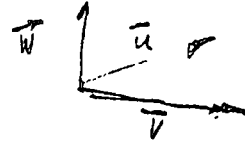


Figure 1

3. Cross Product -- Unit Vector in Direction of Normal to a Weakness Plane

By computing the vector cross product of \vec{u} and \vec{v} , a new unit vector, \vec{w} , perpendicular to both and therefore directed normal to the plane is obtained.

$$\vec{w} = \vec{u} \times \vec{v}$$



The components of $\vec{u} \times \vec{v}$ are obtained by expanding the determinant below:

$$\vec{u} \times \vec{v} = \begin{vmatrix} \vec{x} & \vec{y} & \vec{z} \\ u_x & u_y & u_z \\ v_x & v_y & v_z \end{vmatrix} = (\vec{x} + \vec{y} + \vec{z}) (u_x + v_y + u_z) - (v_x + u_y + v_z)$$

where \vec{x} , \vec{y} , and \vec{z} are unit vectors in the x,y,z coordinate directions. The direction of $\vec{u} \times \vec{v}$ is in the normal to the plane of \vec{u} and \vec{v} in the direction of advance of a right hand screw in turning from \vec{u} to \vec{v} through less than 180° (Fig. 2).

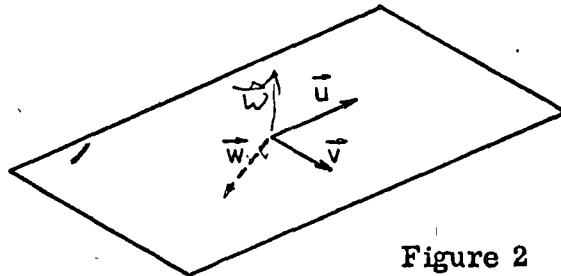


Figure 2

The magnitude of the cross product of two vectors \vec{A} and \vec{B} ($|\vec{A} \times \vec{B}|$) may be calculated from its components or written, alternatively, $|\vec{A}| |\vec{B}| \sin \theta$, where θ is the clockwise angle between \vec{A} and \vec{B} .

4. Line of Intersection of Two Planes

The vector cross product of the normal unit vectors to two planes establishes the unit vector of their line of intersection. The intersection, \vec{I}_{12} , of planes having normals \vec{w}_1 and \vec{w}_2 is by definition the line contained within each plane and therefore is perpendicular to both \vec{w}_1 and \vec{w}_2 . The only such line is

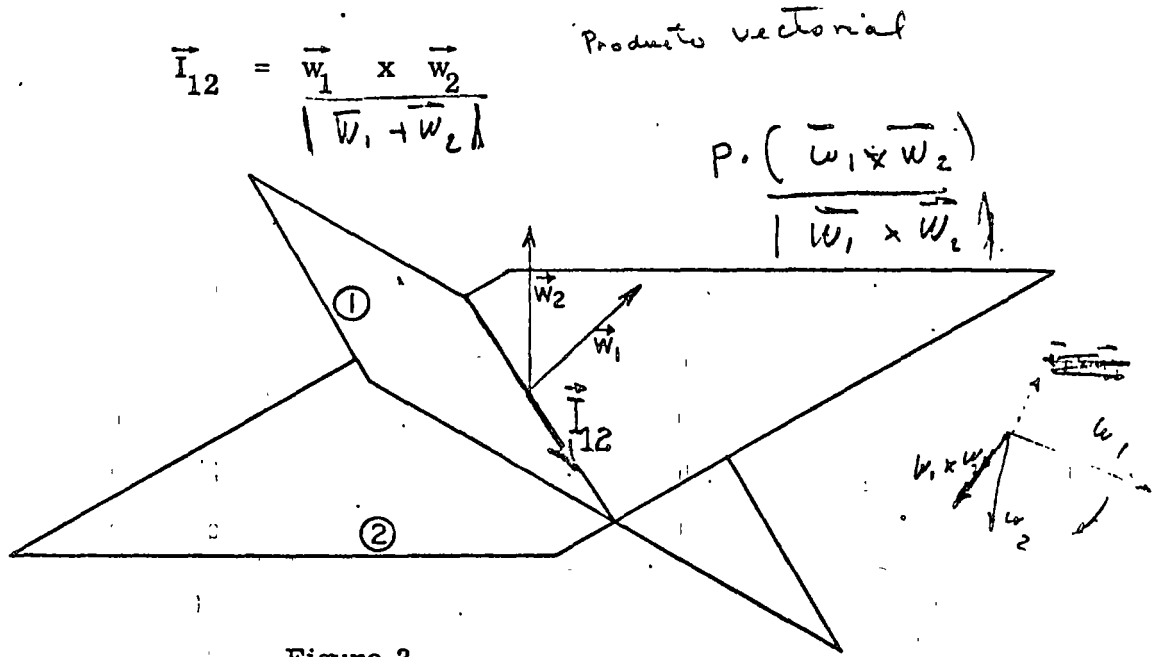


Figure 3

5. Dot Product -- Components of Forces

Having established reference directions with respect to a plane, components of any given force may be taken in these directions by means of the dot product. For example, the component of a force \vec{P} in the direction normal to a plane is:

Producto escalar

$$P_N = \vec{P} \cdot \vec{w} = P_x w_x + P_y w_y + P_z w_z = (P_x, P_y, P_z) (w_x, w_y, w_z)$$

$\vec{P} \cdot \vec{w}$ may also be written $|\vec{P}| \cdot |\vec{w}| \cos \theta$ where θ is the clockwise angle between \vec{P} and \vec{w} . $P_N = \vec{P} \cdot \vec{w}$ has magnitude only. If the direction of P_N is desired, one forms the vector $P_N \vec{w}$. The component of \vec{P} in the direction of the line of intersection of two planes, 1 and 2, is $\vec{P} \cdot \vec{I}_{12} = \vec{P} \cdot (\vec{w}_1 \times \vec{w}_2)$.

6. Vector Addition -- The Resultant of Two Vectors

The resultant \vec{R} of two vectors \vec{P} and \vec{w} is obtained by adding their components

$$\vec{R} = (P_x + w_x, P_y + w_y, P_z + w_z)$$

7. Radius Vectors -- Line of Application of a Force

The point of application of a force must be known in order to analyze rotational stability. The components of a vector define its orientation but not its line of action relative to a given point. If the vector \vec{ON} from the selected origin of coordinates O to a point N on the line of action of the force \vec{P} is known, the line of action of the force \vec{P} is the line joining tips of the set of radius vectors.

$$\vec{r}_p = \vec{ON} + \Delta\vec{P}$$

This expression may be considered a vector equation for a straight line.

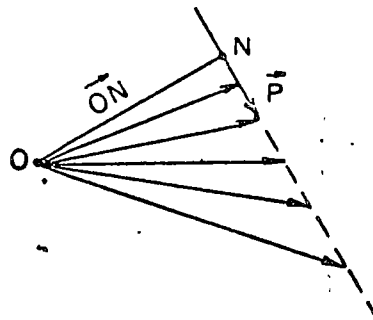


Figure 4 - Family of Vectors

$$\vec{ON} + \Delta\vec{P}$$

8. Point of Intersection of Two Forces

In the general three-dimensional problem, the set of applied forces will have no intersection. The effect of each force on the stability may be tallied separately, or forces may be shifted parallel to the axis of rotation being considered to create an intersection of forces.

For example, in analyzing rotation of a wedge around the axis defined by unit vector \vec{d} , under forces \vec{P} and \vec{w} , either of these forces can be shifted any distance K in the direction parallel to \vec{d} without altering the moment about \vec{d} . This fact allows a point of intersection of forces to be found.

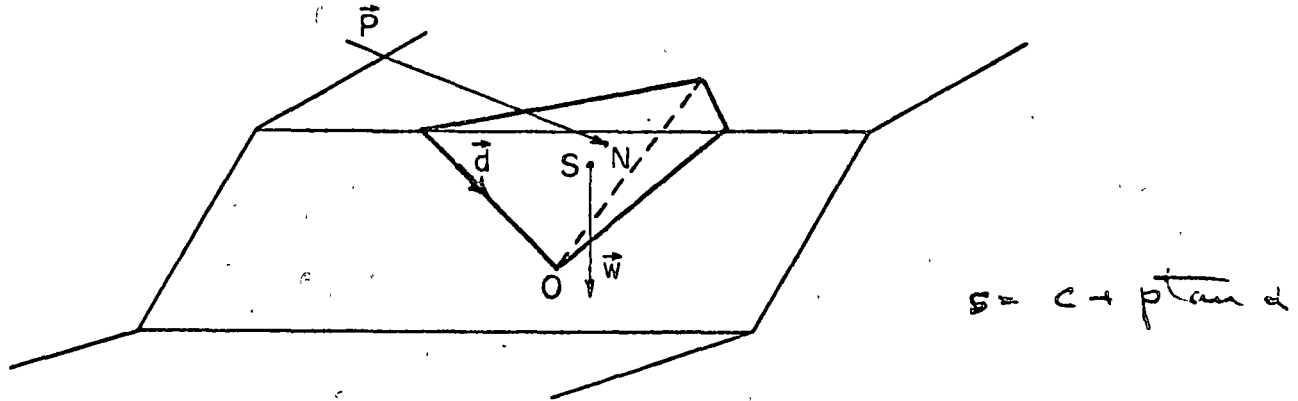


Figure 5

Let the line of action of \vec{w} be defined by $\vec{r}_w = \vec{OS} + \delta\vec{w}$ and the line of action of \vec{P} be defined by $\vec{r}_p = \vec{ON} + \Lambda\vec{P}$; the resultant \vec{R} of \vec{P} and \vec{w} can be considered to act at point I given by setting

$$\vec{r}_w = \vec{r}_p + K\vec{d}$$

Substituting for \vec{r}_w and \vec{r}_p

$$\vec{OS} + \delta\vec{w} = \vec{ON} + \Lambda\vec{P} + K\vec{d}$$

Writing \vec{w} and \vec{P} in terms of their x, y, and z components, three equations are formed whose solution yields $\delta = \delta_I$, $\Lambda = \Lambda_I$, and $K = K_I$.

The vector from O, the origin, to I, the point of application of \vec{R} , is thus

$$\vec{OI} = \vec{OS} + \delta_I\vec{w}$$

9. Moment About an Axis \vec{d}_A Through the Point A

Given an axis \vec{d}_A through a point A (Fig. 6) the overturning moment of a force \vec{R} acting at point I is

$$M_{d_A} = (\vec{AI} \times \vec{R}) \cdot \vec{d}_A$$

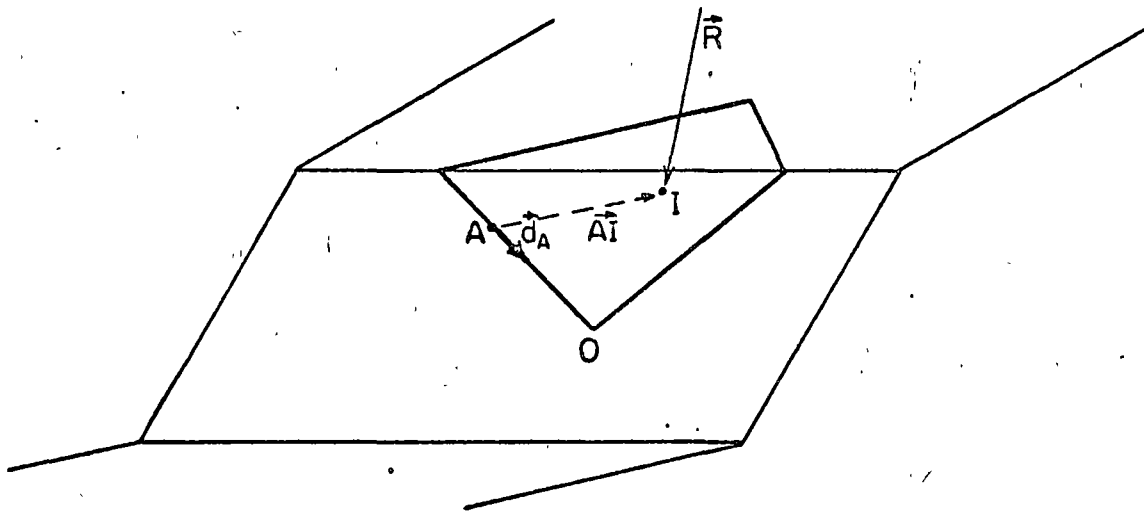


Figure 6

If this moment is positive, it tends to produce a clockwise rotation as seen from the tail of \vec{d}_A (Fig. 7). The vector \vec{AI} is the vector from A (through which the axis of rotation passes), to I, a point on the line of action of \vec{R} . It can be found by vector subtraction if \vec{OA} and \vec{OI} are known.

$$\vec{AI} = \vec{OI} - \vec{OA}$$

To see this, consider two points A and B in the plane selected as shown in Figure 8 so that the angle θ between \vec{r}_A and \vec{w} is 0 and the angle between \vec{r}_B and \vec{w} is θ_B .

$$\vec{r}_A \cdot \vec{w} = |\vec{r}_A| |\vec{w}| \cos (0) = |\vec{r}_A| |\vec{w}|$$

$$\vec{r}_B \cdot \vec{w} = |\vec{r}_B| |\vec{w}| \cos \theta_B = |\vec{r}_B| |\vec{w}| \cos \theta_B$$

If the vector \vec{OF} from the origin to any point F in the plane p is known, the constant of the plane is determined and the equation of the plane is:

$$\vec{r}_p \cdot \vec{w} = (\vec{OF} \cdot \vec{w})$$

The point where the force \vec{P} intersects the plane is thus given by equating the line of action of the force and the equation of the plane.

$$\vec{ON} + \Lambda \vec{P} = \vec{OF} \cdot \vec{w}$$

This solution yields Λ_Q , the value of Λ defining the piercing point Q of the force P on plane p.

$$\vec{OQ} = \vec{ON} + \Lambda_Q \vec{P}$$

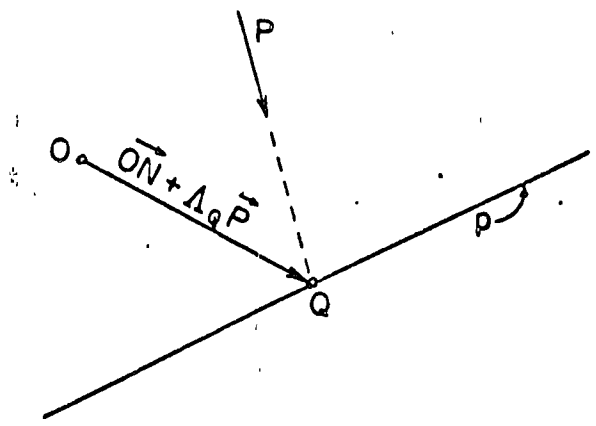


Figure 9

III. General Procedures for Stability Calculations

1. Assumptions

To discuss the stability analysis of slopes in discontinuous rock, idealized assumptions are necessary. To allow solution and graphical representation of the abutment problem, where water pressure forces are of great significance, Londe (1964) (see list of references) restricted the analysis to cohesionless sliding surfaces and no rotation. Wittke (1965) discussed the stability of blocks having cohesive as well as frictional shear strength on their boundaries and considered rotational as well as translational modes of failure. Wittke's principal assumptions are as follows:

- a. The surfaces of weakness possess no tensile strength in the direction of the normal.
- b. The surfaces of weakness are assumed to be planes with straight intersections. If the resultant force closely approaches a free edge of the block being considered, the assumption is dangerous, for irregularity in the weakness surface could provide slight overhang of the block beyond its support.
- c. The rock blocks to be analyzed are considered to be rigid. Internal stresses resulting from applied forces are ignored. Bending is not considered.
- d. The shear strength equations of the surfaces of weakness are:

$$s = c + p \tan \phi$$

2. Stability Analysis -- General

For purposes of discussion, a general four-sided (tetrahedral) block will be considered. The sides of the block might consist of weakness planes of two sets, and two free surfaces (Fig. 10a), or weakness planes of three sets and one free surface (Fig. 10b). The positions of the sides are determined from geological mapping, and in particular from a detailed structural map.

To analyze the stability of such a body with given configuration under an assigned loading, three modes of potential failure must be examined: (1) sliding, (2) rotation, and (3) combined sliding/rotation. If the direction of possible sliding or rotation in a given mode is such as to move or rotate the block into other blocks, failure is kinematically impossible in the particular mode, and further calculation is superfluous. Thus the sense of the motion as well as the intensity of the forces must be examined.

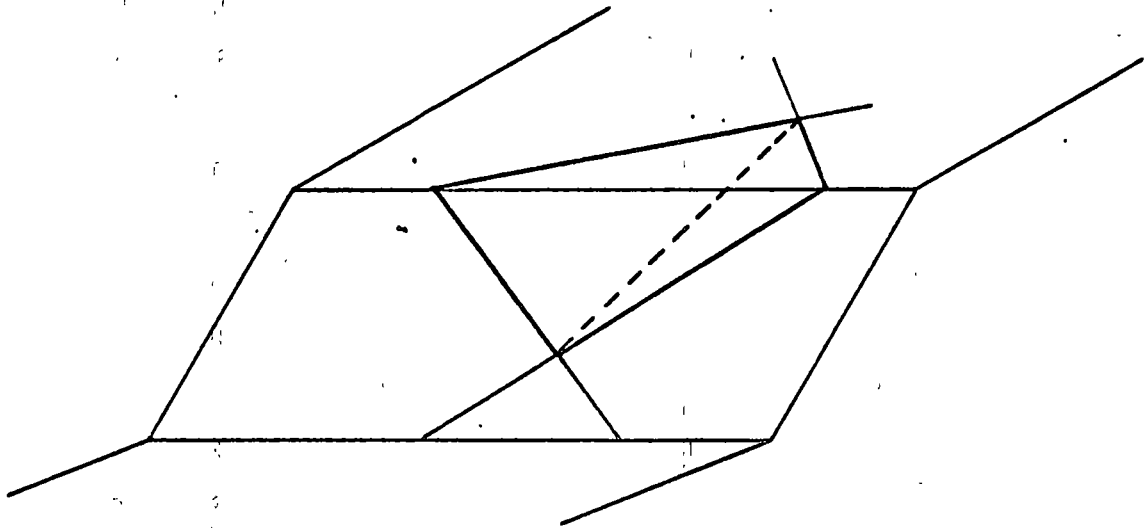


Figure 10a

Tetrahedral block formed by two weakness planes and two free surfaces.

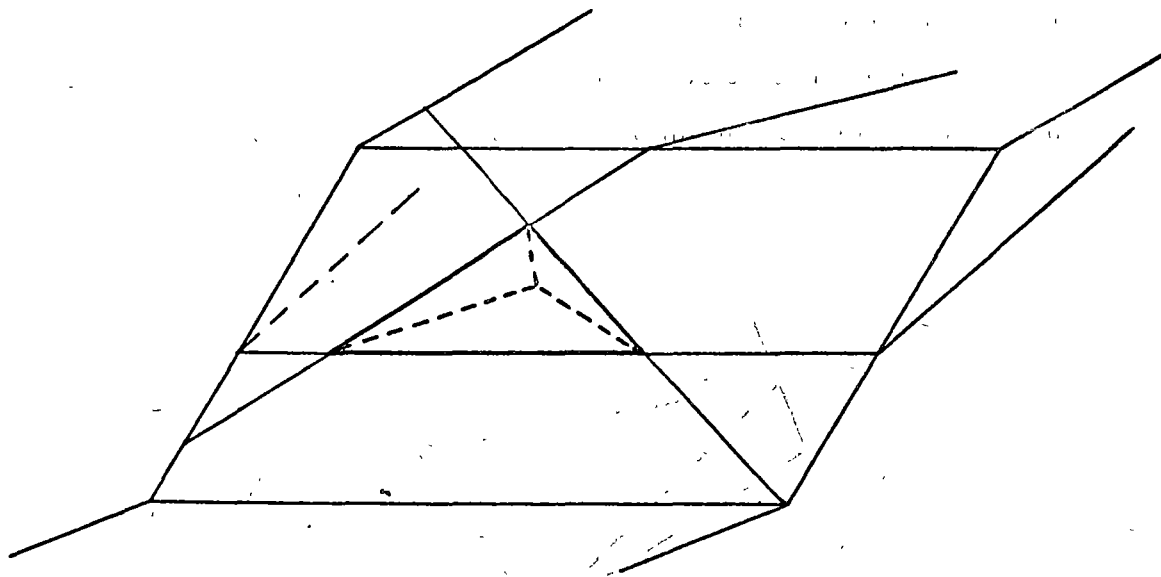


Figure 10b

Tetrahedral block formed by three weakness planes and one free surface.

3. Kinematics of Sliding

The analysis of sliding is simplified if the positions of forces are ignored and all applied forces are combined into a single resultant. The application of the resultant leads to a tendency for certain planes to open, that is, for the block to lose contact across one or more sides. If contact is maintained on one plane only, sliding can occur only in that plane. If contact is maintained across two planes, sliding can occur only along the line of intersection of the two planes.

Test for Contact Between Surfaces

Let \vec{w}_i be the unit vector normal to plane i directed away from the sliding block (i.e. into the support). If \vec{R} is the resultant of applied forces, contact is maintained if

$$\vec{R} \cdot \vec{w}_i \geq 0$$

If $\vec{R} \cdot \vec{w}_i < 0$, the block pulls away from its support. By testing each supporting plane progressively, a determination is made of the number of planes maintaining contact and therefore of the type of sliding, if any, that is possible.

One Surface in Contact

A distinction must be made between tetrahedral blocks with one free face (Fig. 10b) and tetrahedral blocks with two free faces (Fig. 10a). In the latter case sliding is possible in all directions in the plane of contact and no kinematical test is necessary.

In the case of a tetrahedral block with only one free face (Londe's problem) sliding can occur on the contacting face in directions toward the free surface only. A test must be made to determine the sense of possible motion on the contacting face.

Let \vec{B}_1 and \vec{B}_2 be unit vectors directed toward the free surface on the edges of the plane of contact, plane p , as depicted in Figure 11. (\vec{B}_1 and \vec{B}_2 are unit vectors in the lines of intersection of p and the contiguous faces of the tetrahedral block.)

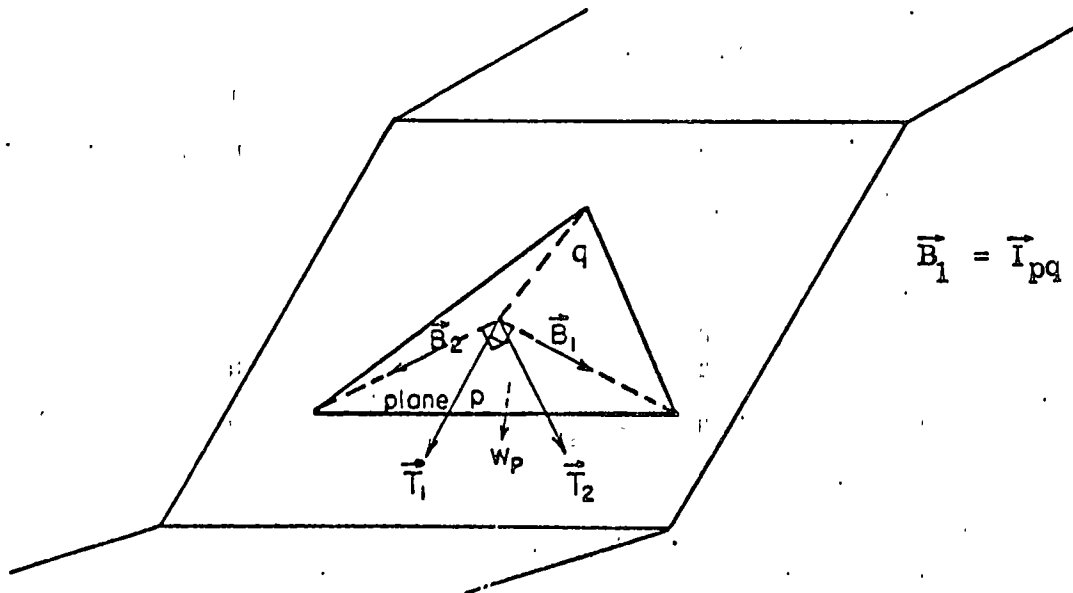


Figure 11

Two new vectors, \vec{T}_1 and \vec{T}_2 , lying in plane p at 90° from \vec{B}_1 and \vec{B}_2 respectively are formed as follows:

$$\vec{T}_1 = \vec{w}_p \times \vec{B}_1$$

$$\vec{T}_2 = \vec{B}_2 \times \vec{w}_p$$

where \vec{w}_p is the unit vector normal to plane p directed into the support.

Sliding is possible on plane p alone only if the maximum shear force of the resultant is directed in the smaller angle between \vec{B}_1 and \vec{B}_2 . Thus, both of the following tests must be satisfied simultaneously

$$\vec{R} \cdot \vec{T}_1 \geq 0$$

$$\vec{R} \cdot \vec{T}_2 \geq 0$$

Two Surfaces in Contact

If two planes remain in contact, the only possible orientation for sliding is in the direction common to both planes, i.e. in their line of intersection. In the case of the tetrahedral block with only one free surface, a kinematic test must be made.

Let \vec{I}_{pq} be the vector directed toward the free surface on the line of intersection of planes p and q (\vec{B}_1 in Figure 11). Sliding is possible only if the following condition is satisfied.

$$\vec{R} \cdot \vec{I}_{pq} \geq 0$$

If this condition is not fulfilled, then the resultant tends to drive the block into the neighboring blocks behind rather than into free space. If two of the tetrahedral faces are free surfaces, sliding is possible in either direction on the line of intersection of the contacting faces and no kinematic test is necessary.

Lifting from Support

If no supporting planes satisfy the contact condition upon application of the resultant, the block is obviously unsafe as it would rise off its supports, beginning a progression of events.

4. Computations of Degree of Safety in Sliding

Having identified the plane, or planes, of potential sliding one compares the maximum shearing force with the shearing resistance. It is assumed that the strength of the surfaces can be expressed by the coulomb equation $s = c + p \tan \phi$. The normal force on any contacting plane, i , is $\vec{R} \cdot \vec{w}_i$ where \vec{w}_i points into the supporting block.

The block is at the limit of equilibrium for sliding on plane p alone when

$$|\vec{R} - (\vec{R} \cdot \vec{w}_p) \vec{w}_p| = \vec{R} \cdot \vec{w}_p \tan \phi_p + c_p A_p$$

where A_p is the area of plane p ; ϕ_p and c_p are respectively the angle of friction and cohesion of plane p .

The block is at the limit of equilibrium for sliding on both planes p and q (Fig. 11) when

$$|\vec{R} \cdot (\vec{w}_p \times \vec{w}_q)| = (\vec{R} \cdot \vec{w}_p \tan \phi_p + c_p A_p) + (\vec{R} \cdot \vec{w}_q \tan \phi_q + c_q A_q)$$

The strength of planes p and q may be different. These equations may be handled in a variety of ways depending on the confidence with which the various parameters are known.

5. Kinematics of Rotation -- Pure Rotation

The tetrahedral blocks shown in Figure 10 may conceivably rotate, under applied load, around one or more of the supporting edges along the free surface(s) as shown in Figure 12.

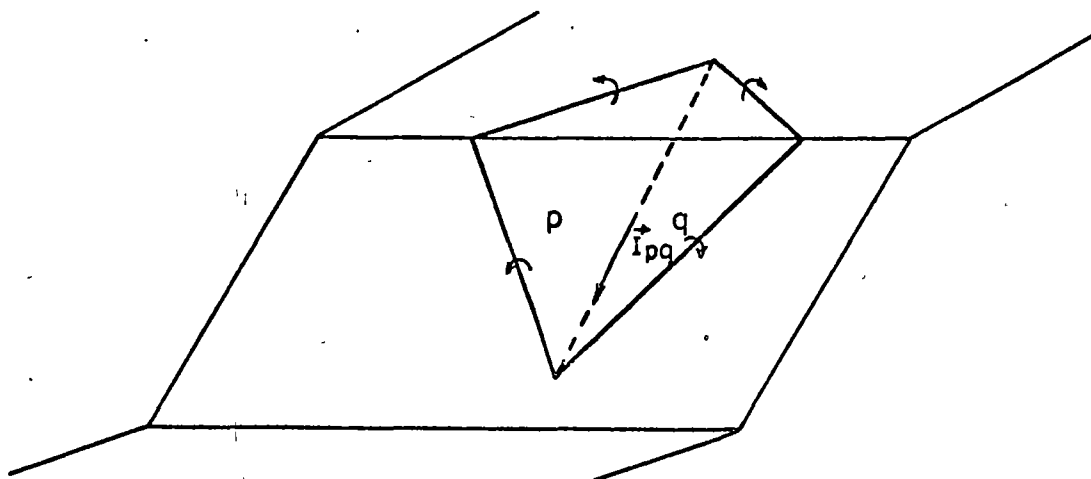


Figure 12

In specific cases, the shape of the block will bar certain of these rotational modes. Kinematic tests for the existence of each mode, involving angular properties of the tetrahedral block, are presented by Wittke (1964).

While rotation about the line of intersection of p and q (\bar{I}_{pq}) is impossible (Fig. 12), the sum of moments about \bar{I}_{pq} reveals whether the applied forces tend to rotate the block onto plane p or onto plane q . Thus the sense of the moment about \bar{I}_{pq} serves as a test telling which of the edge axes should be selected.

6. Pure Rotation -- Equilibrium of Moments

For each axis of pure rotation selected for analysis, the moment of each force is calculated as given in section II - 9. The resisting moment of any tensile strength within the weakness planes must be ignored. Distributed forces such as weight, water pressures, and footing pressures may each be lumped into a single force

whose line of action and moment about the given axis are calculated. The existence of any overturning moment must be considered unsafe. Careful attention needs to be paid to the sign of the moment (see section II - 9).

7. Combined Sliding and Rotation

There are at least two modes of combined sliding and rotation which should be examined for a tetrahedral block -- rotary movement about the corners and tipping of the block onto edge supports. The complete analysis of each mode is complex and involves untested assumptions.

Figure 13 shows tipping of a block about corner *c*. In this example, contact is maintained on plane *p*, plane *q* opens, and the block rotates on an axis perpendicular to *p* through *c*.

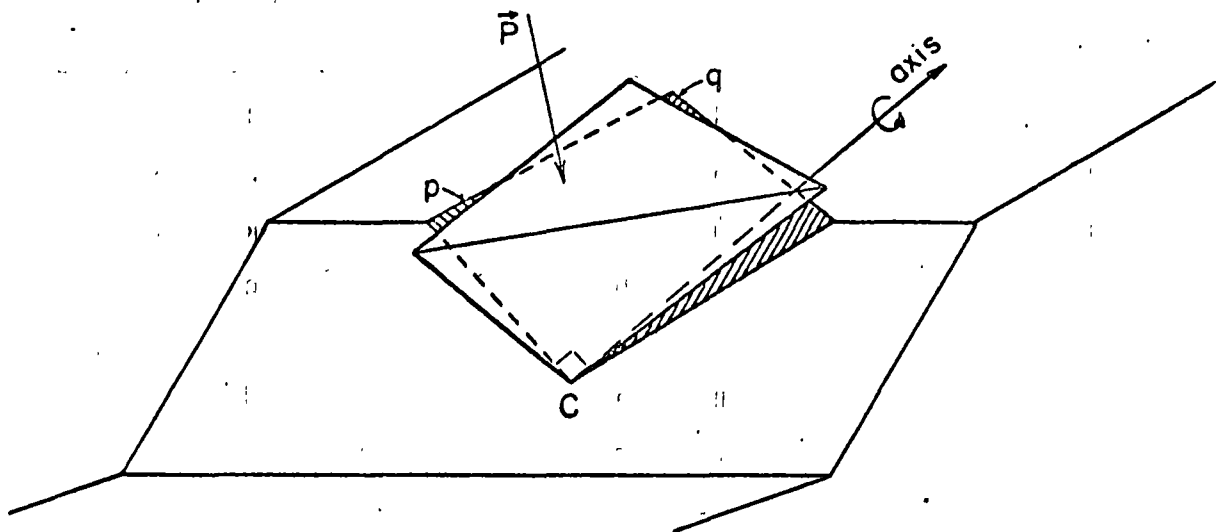


Figure 13

This mode is possible kinematically only if the angle between plane *p* and *q* exceeds 90° . The construction of the vector representing the axis and the computation of the rotation moment of the applied forces about this axis follows by straight forward application of the principles of section II. However, since contact is maintained on face *p*, there is an additional resisting moment due to

the shear strength developed on plane p . There is little knowledge of shear resistance developed between contacting rock planes submitted to rotary shear and it is not evident how the resisting moment should be calculated. The resisting shear force however cannot be less than zero nor greater than the maximum coulomb shear resistance mobilized over the full contacting face as a result of the normal force on p , equal to $(\vec{R} \cdot \vec{w}_p) \tan \phi_p + c_p A_p$

Figure 14 shows a second kind of combined sliding/rotation failure, involving tipping of the block and shifting of the support from a plane onto two edges. For simplicity, a special case is depicted where the block is infinite parallel to the slope head. The failure is shown in cross-section.

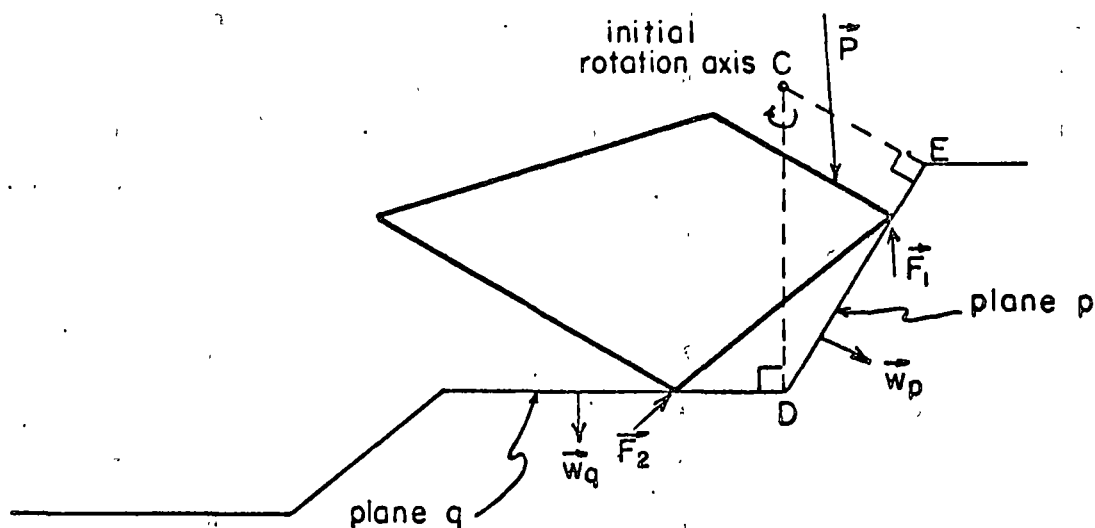


Figure 14

The axis of rotation moves as the block slips. It is always located at the intersection of vectors from the contacting edges and directed normal to the planes along which the block is slipping.

(L)

$$P = 1000, 1000, 800$$

$$\bar{w}_1 = -0.25, 0.43, -0.88$$

$$w_2 = 0.37, 0.52, -0.76$$

103

Fuerzas normales al plano

$$\bar{P} \cdot \bar{w}_1 = -250 - 430 + 704 = 24 \text{ Kips less any water pressure.}$$

$$\bar{P} \cdot \bar{w}_2 = -370 + 520 + 607 = 757$$

$$\bar{I}_{1,2} = \frac{\bar{w}_1 \times \bar{w}_2}{|\bar{w}_1 \times \bar{w}_2|}$$

$$\bar{w}_1 \times \bar{w}_2 =$$

\bar{x}	\bar{y}	\bar{z}
-0.25	0.43	-0.88
0.37	0.52	-0.76

$$= \bar{w}_1 \times \bar{w}_2 = \sqrt{0.79^2 + 0.10^2 + 0.27^2} = 0.84$$

$$\bar{I}_{1,2} = \frac{0.79}{0.84}, \frac{0.10}{0.84}, \frac{-0.27}{0.84}$$

SLIDING TENDENCY:

$$\bar{P} \cdot \bar{I}_{1,2} = 100 \times 0.94 + 100 \times 0.12 + (-800) (-0.32) = 1316$$

$$\text{Normal } F \text{ on } 1 = 24$$

$$\text{Resist } 1 = 24 \tan 60^\circ = 48 \text{ K.}$$

$$\text{Normal } F \text{ on } 2 = 757$$

$$\text{Resist } F = 757 \tan 30 = 435 \text{ K.}$$

$$\text{Resist } 486 \text{ Kips.}$$

The vector defining the axis for tipping (\overline{DC}) may be determined by vector addition.

$$\overline{DE} = \overline{DC} + \overline{CE}$$

or

$$\overline{DE} = -\Lambda \overline{w}_q + \delta \overline{w}_p$$

\overline{DE} is known. Expressing the above in terms of the x and y components, two equations are obtained from which Λ and δ are determined. Using the determined value of Λ , the required vector is:

$$\overline{DC} = -\Lambda \overline{w}_q$$

If the block would undergo a virtual slip, thrusting it onto its edges as shown, the normal and shear forces on the originally contacting planes would be converted to reaction forces, F_1 and F_2 , concentrated at the contacting edges. The block would be stable in this tipping mode if the back turning moment of the reaction forces about the axis shown in Figure 14 ^{would} exceed the overturning moment of the applied forces about the axis. The reactions necessary for equilibrium may be determined by the usual methods of statics and their inclination with the normals compared with the available friction angles. Since the reactions involve four unknowns, an assumption will have to be introduced to find a solution.

IV. Conclusion

The methods of approach presented herein are largely untried and imagination will be necessary in each specific application. The intention here has been to discuss the tools rather than detailed procedures for design. The individual applying these tools will want to consult the larger works of Pierre Londe and Walter Wittke, listed in the references, from which most of this lecture has been compiled.

APPENDIX

The following formulas are included for reference

1. Geometry of a Triangle (refer to Figure A1)

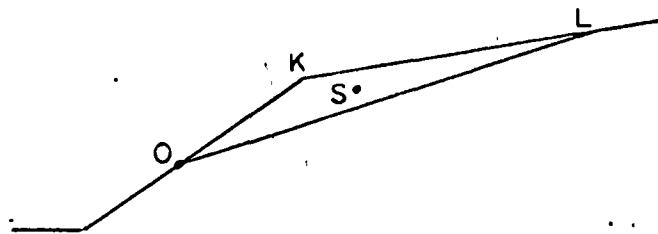


Figure A1

Area

$$\text{area} = \frac{1}{2} | \vec{OK} \times \vec{OL} |$$

Centroid (point S)

$$\vec{OS} = \frac{1}{3} (\vec{OK} + \vec{OL})$$

2. Geometry of a Tetrahedron (refer to Figure A2)

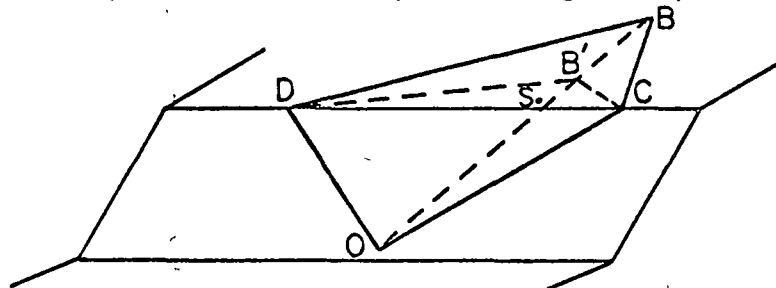
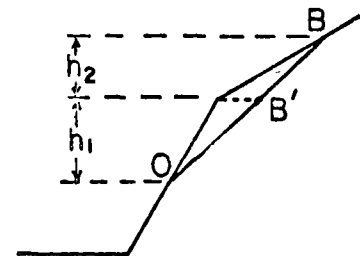


Figure A2



Volume

$$\text{volume} = \frac{1}{6} | \vec{DB'} \times \vec{DC} | (h_1 + h_2)$$

Centroid (at point S)

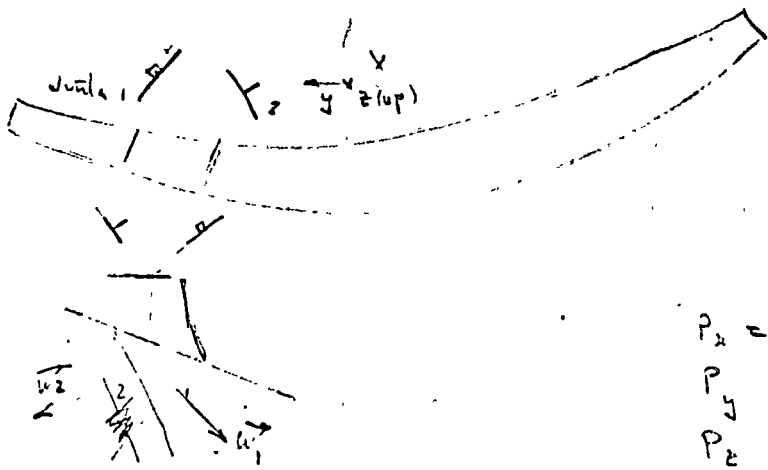
$$\vec{OS} = \frac{1}{4} (\vec{OD} + \vec{OC} + \vec{OB})$$

①

EJEMPLO.

CORTINA DE ARCO.

106



$$S = C + p \tan \phi$$

$P_x = 1500 \text{ K.p.s.}$
 $P_y = 1000 \text{ K.p.s.}$
 $P_z = -800 \text{ N}$

Propiedades

Plano	Material	ϕ	coef. de fric.	β	σ (p.p.s)
Plano 1	junta	$\phi = 60^\circ$	$c = 0$	30°	30
Plano 2	bed	$\phi = 30^\circ$	$c = 0$	35°	40

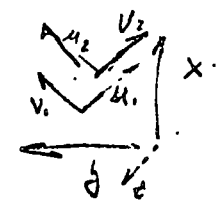
$\bar{U} = \cos \beta, \sin \beta, 0$
 $\bar{V} = \cos \sigma \sin \beta, \cos \sigma \cos \beta, \sin \sigma$

$\bar{U}_1 = +0.87, -0.50, 0$

$\bar{U}_2 = 0.82 + 57, 0$

$\bar{V}_1 = +0.43 + 0.76 - 0.50$

$\bar{V}_2 = +0.44 + 0.62 - 0.64$



$z = 0$

$-y$
 x

$$\bar{\omega}_2 = \bar{U}_2 \times \bar{V}_2$$

\bar{x}	\bar{y}	\bar{z}
0.82	0.57	0
0.44	0.62	-0.64

$\bar{\omega}_2 = -0.37, +0.52, -0.50$

$\bar{\omega}_1 = \bar{U}_1 \times \bar{V}_1$

\bar{x}	\bar{y}	\bar{z}
0.87	-0.50	0
0.43	0.76	-0.50

$\bar{\omega}_1 = 0.25, -0.02, -0.88$

ensayos sísmicos en las proximidades de los ensayos anteriores. Por último, convendría realizar sondeos directamente bajo la superficie cargada, de forma que se pudieran realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo estático y la velocidad sónica en muestras inalteradas. Una cuarta condición es la valoración cualitativa de la calidad de la roca RQD en la zona estudiada.

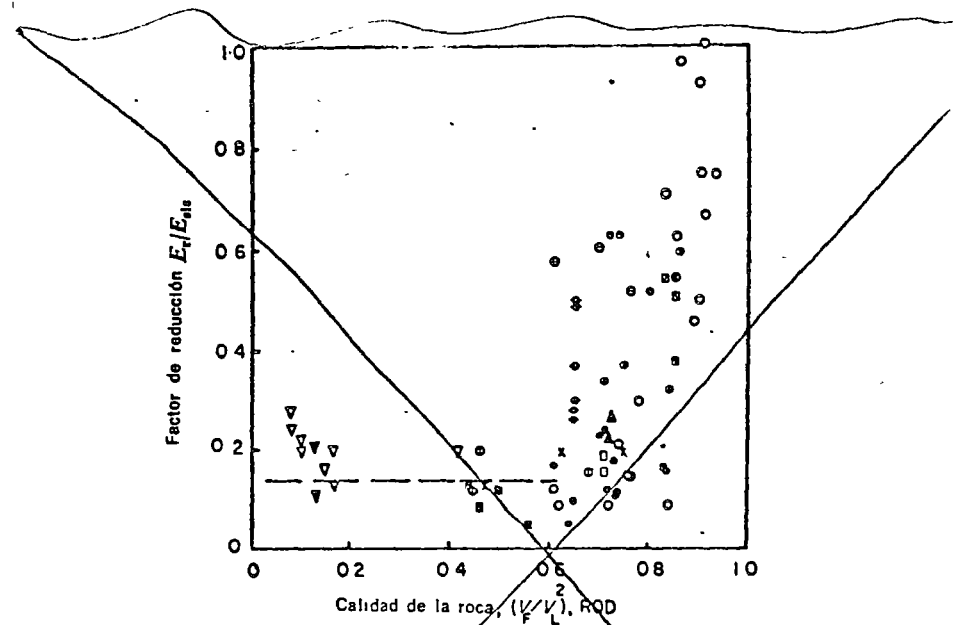
La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento determinado permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado, E_r , y el módulo sísmico, E_{sis} , o el módulo de laboratorio sobre muestras inalteradas, E_{lab} . Además, estas relaciones o factores de reducción pueden relacionarse con la variación de calidad de la roca. Se cree que gran parte de la variación y dispersión de los datos publicados en la literatura podría explicarse o definirse una tendencia consistente si se hubiera investigado la calidad de la roca en cada punto de ensayo. Esta hipótesis viene confirmada por los ensayos de la presa de Dworshak que mostraron una gran variación en los valores medidos del módulo de deformación. Sin embargo, se consiguió definir la tendencia de estos resultados al considerar la calidad de la roca (fig. 2.16).

Si los factores de reducción E_r/E_{lab} y E_r/E_{sis} , son principalmente función de la calidad de la roca, se deduce la posibilidad de establecer una relación entre el factor de reducción y la calidad de la roca a partir de datos obtenidos en diferentes lugares o en una localidad determinada (fig. 2.16). Se han recogido datos descritos en la literatura sobre ensayos de carga con placa y en galería de presión para diferentes casos que satisfacen, en distinto grado, las cuatro condiciones antes expuestas. Un resumen de estos datos de ensayo aparece en la figura 2.17; el nombre de la obra y el lugar de publicación de los datos se indican en la misma figura. La ordenada es la relación entre el módulo de deformación obtenido en ensayos de carga con placa o en galerías de presión, E_r , y el módulo calculado por métodos sísmicos, E_{sis} . La abscisa es una medida de la calidad de la roca, expresada bien en función del RQD o del cuadrado de la velocidad relativa $(V_F/V_L)^2$. Los datos recogidos en esta figura muestran una tendencia bastante clara respecto al factor de reducción (E_r/E_{sis}) bajando muy bruscamente cuando la calidad de la roca desciende del 100 al 65%. Un mayor descenso en la calidad de la roca no viene acompañado por una mayor reducción en la relación de módulos. Los datos correspondientes a una calidad inferior al 65% sugieren que el factor de reducción apropiado debe estar comprendido entre 0,1 y 0,2. En general, la interpretación de los datos sobre módulos de deformación en la forma indicada en la figura 2.17 constituye un método muy prometedor para combinar datos de diferentes lugares y de diferentes puntos en un mismo emplazamiento. Sin embargo, se requieren más datos para corroborar la tendencia apreciada en dicha figura.

2.3.6 Resistencia al corte

El sistema de diaclasas, zonas milonitizadas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte efectiva a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca *in situ* resulta por tanto muy anisótropa. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de rotura deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor.

Este último caso es el más crítico y es el que ha dado lugar a las roturas de Malpasset, Vaiont, Madison Canyon y otros lugares. Se sabe de acuerdo en general en que tal sollicitación es crítica, por lo que en los últimos años se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte según las discontinuidades.



- ☒ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (F), extensómetros enterrados ¹⁵
- ☒ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (F), extensómetros superficiales ¹⁷
- ☒ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros enterrados ^{17, 18}
- ☒ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (E), extensómetros superficiales ¹⁷
- ⊕ Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros superficiales ¹⁷
- Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros enterrados ¹⁷
- ☒ Presa de Latiyan, Irán ¹⁹
- ▲ Presa de Kariba, gneis ligeramente meteorizado ¹⁹
- ▼ Presa de Kariba, cuarcita muy diaclasada ¹⁹
- × Zona de ensayos de Nevada, pórfido dacítico ²⁰
- Presa de Morrow Point ^{21, 22}
- Presa de Ananaigawa ²²
- ⊙ Río Agri, Italia ²⁴
- ⊖ Presa de Koshiyū, ensayos de placa
- ⊕ Presa de Koshiyū, ensayo de presión en galería
- ⊙ El Novillo, Méjico ²²
- ▽ Onodera ²⁶
- ☒ Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería ^{27, 28}

Figura 2.17 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca ¹⁵

Observaciones de campo han mostrado que algunas características geológicas, como las zonas milonitizadas, las fallas y las vetas de material milonitizado, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han for-

mado por roturas de tracción. En tales casos, la superficie de rotura puede ser bastante irregular, ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

La figura 2.18 ilustra el primer caso donde la discontinuidad se debe a rotura por corte. En este proceso, la resistencia al corte a lo largo de la discontinuidad potencial alcanza un máximo para un pequeño desplazamiento, en el que

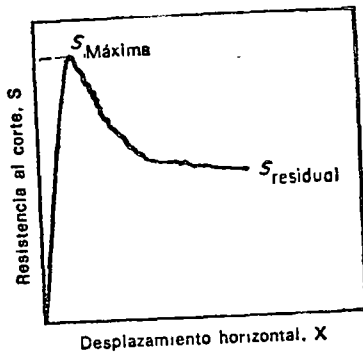


Figura 2.18 Resistencia al corte en función del desplazamiento (valores máximo y residual)¹⁶

se produce la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento. Por último, con grandes desplazamientos la resistencia al corte tiende asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la *resistencia residual*²⁹⁻³¹.

En la figura 2.19 se muestran dos curvas de resistencia intrínseca trazadas a través de los valores máximo y mínimo de la resistencia al corte obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal N . La distancia vertical entre las dos curvas muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. Adviértase que la línea de resistencia residual no indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al deslizamiento ϕ_r . Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de

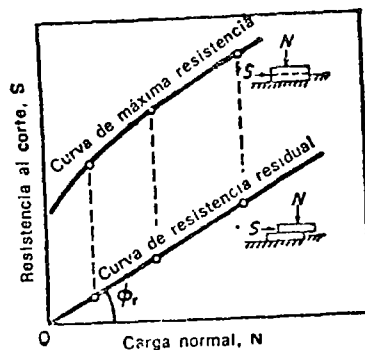


Figura 2.19 Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para muestras intactas¹⁶

los desplazamientos relativos previos que se hayan producido entre las superficies rocosas.

El mecanismo de la resistencia al corte según superficies irregulares ha sido explicado por ensayos analógicos realizados por Patton^{30,31}. Este autor llevó a cabo ensayos de corte directo según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de «dientes» irregulares, como se indica en la figura 2.20. Se ensayaron muestras idénticas con diferentes cargas normales, pudiendo obtenerse una curva de resistencia intrínseca máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra

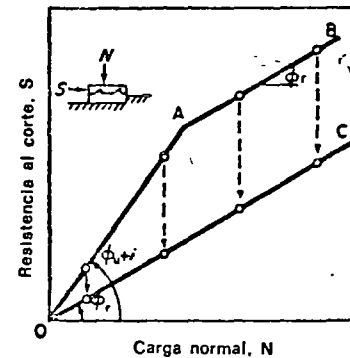


Figura 2.20 Curvas de resistencia intrínseca con superficies dentadas¹⁶

la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia intrínseca residual, línea OC, correspondiente a estos resultados. La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$S = N \operatorname{tg}(\phi_u + i), \quad (2.8)$$

donde i es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y ϕ_u es el ángulo de rozamiento por deslizamiento de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos, ϕ_u es aproximadamente igual a ϕ_r . Las roturas por corte correspondientes a la línea OA venían acompañadas por desplazamientos normales a la dirección de la fuerza tangencial. La línea AB se obtuvo con cargas normales mayores a las del caso en que la rotura se produjo por la base de los dientes, sin movimientos verticales de dilatación.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución real de la resistencia «cohesiva» interna de los dientes para cualquier carga normal distinta de cero. Esta contribución alcanza un valor máximo cuando los dientes se rompen por su base y se mantiene constante para cargas normales elevadas. Para la curva OA, la cohesión movilizada es directamente proporcional a la carga normal. Para la curva AB, la cohesión es independiente de la carga normal. Las curvas de resistencia intrínseca máxima con dos pendientes diferentes, como OAB, pueden explicarse por dos modos de rotura diferentes.

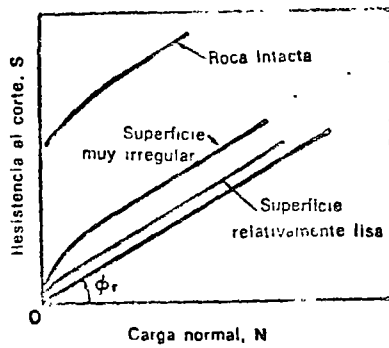


Figura 2.21 Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos¹⁸

La figura 2.21 muestra los tipos de curvas de resistencia intrínseca que pueden esperarse en macizos rocosos con la misma mineralogía y resistencia que la sustancia rocosa. La distancia vertical entre la curva de resistencia residual y la de resistencia máxima indica la resistencia correspondiente a las irregularidades naturales de la superficie de rotura para una carga normal dada.

La figura 2.22 muestra el diagrama de Mohr correspondiente a las resistencias al corte máximas obtenidas en muestras inalteradas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa³². Los resultados correspondientes a las superficies serradas muestran un ángulo de rozamiento que no varía dentro de las presiones utilizadas. Este ángulo es probablemente muy próximo a ϕ_r para la monzonita cuarzosa. Con tensiones normales bajas (menores de 210 kg/cm²) la curva de resistencia intrínseca máxima para las

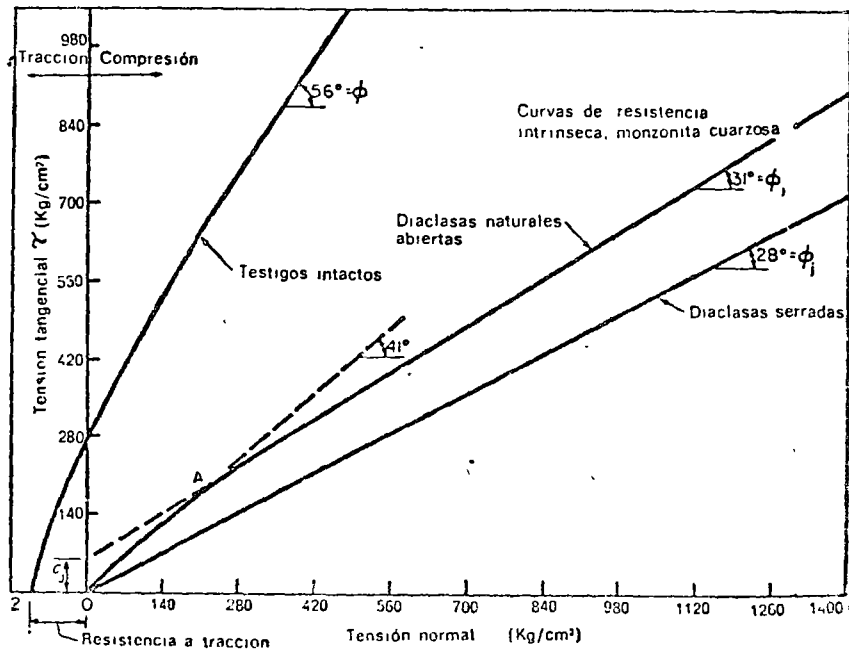


Figura 2.22 Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa³²

diaclasas naturales viene dada por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ($\phi = \phi_u + i$) de 41°; así pues, las irregularidades parecen proporcionar un valor efectivo i de aproximadamente 13°. Para tensiones normales superiores a 210 kg/cm², cambia la forma de rotura y probablemente algunas de las irregularidades de la superficie de las diaclasas resulten degolladas. El diagrama de resistencia al corte para las diaclasas naturales a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_i + \sigma \operatorname{tg}(31^\circ), \quad (2.10)$$

donde c_i , τ y σ tienen los significados indicados en la figura 2.22. Como puede verse, estos ensayos con rocas naturales diaclasadas mostraron casi el mismo comportamiento que los ensayos idealizados de Patton³⁰.

Aunquela ecuación

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi_u + i) \quad (2.10)$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, la aplicación práctica de este concepto

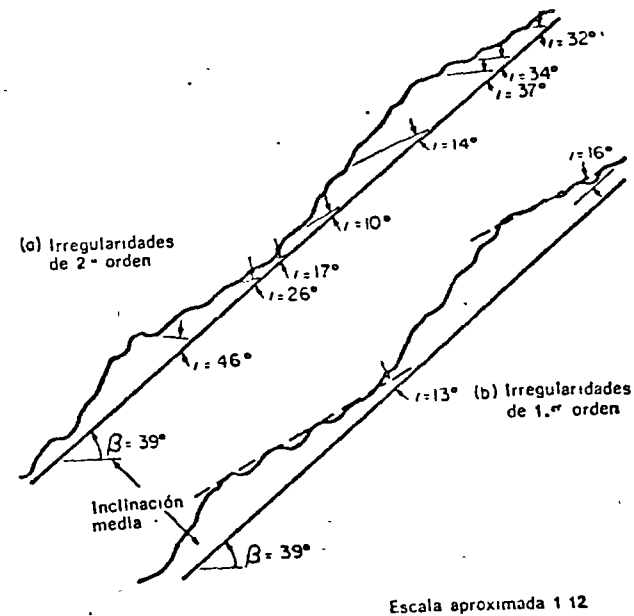


Figura 2.23 Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1.º y 2.º orden¹⁸

se apoya en la estimación *in situ* de i . La figura 2.23 muestra una superficie típica de diaclasa con valores de i de 14 a 46°. Puede advertirse que las irregularidades con mayores valores de i son también las más fácilmente degollables por tener la menor base. Por tanto, estas estrechas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños desplazamientos y, en cuanto algunas se rompen, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto, puede producirse en los taludes rocosos un mecanismo de rotura progresiva. Las medidas *in situ* realizadas por Patton³¹ indican que un valor de i de 10-15° es razonable para la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades *in situ*.

Referencias

1. W. F. Brace, «Brittle fracture of rocks», *State of Stress in the Earth's Crust* (Ed. W. R. Judd). Elsevier, Nueva York, 1964.
2. C. Fairhurst, «On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, núm. 4, 535-546 (1964).
3. D. R. Reichmuth, «Correlations of force-displacement data with physical properties of rock for percussive drilling systems», *Proc. Symp. Rock Mech., 5th, 1963*, Macmillan, Nueva York, pág. 33.
4. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rock», *Ph. D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
5. R. McWilliams, «The role of microstructure in the physical properties of rock», en *Testing Techniques for Rock Mechanics*, *Am. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 175-189 (1966).
6. L. Obert y W. I. Duvall, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, Wiley, Nueva York, 1967.
7. S. Serdengecti y G. D. Boozer, «The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compression», *Proc. Symp. Rock Mech., 4th, Bull. Mineral Ind. Expt. Sta., Penn. State Univ.*, núm. 76 (1961).
8. H. Rusch, «Researches toward a general flexural theory for structural concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 32, núm. 1, 1-28 (1960).
9. R. G. Wuerker, «Influence of stress rate and other factors on strength and elastic properties of rocks», *Quart. Colo. School Mines*, 54, núm. 3, 3 (1959).
10. D. Watsiein, «Effect of straining rate on the comprehensive strength and elastic properties of concrete», *J. Am. Concrete Inst.*, 24, núm. 8, 729 (1953).
11. L. Obert, S. L. Windes y W. I. Duvall, «Standardized tests for determining the physical constants of mine rock», *U. S. Bur. Mines, Rept. Invest.*, 3891 (1946).
12. U. S. Bur. Reclamation, «Triaxial compression tests of salt rock cores for the U. S. At. Energy Comm.», Project Dribble Concrete and Structural Br., Lab. Rept. núm. C-1043, Denver, Colo., 1962.
13. U. S. Corps Engrs., «Tests for strength characteristics of a schistose gneiss», MRD Lab. núm. 64/126, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1965.
14. J. Handin, H. C. Heard y J. N. Magouirk, «Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates», *J. Geophys. Res.*, 72, núm. 2, 611-640 (1967).
15. P. Kraatz, «Rockwell hardness as an index property of rocks», *M. S. Thesis*, Univ. Illinois, 1964.
16. U. S. Army W. E. S., «Project dribble, petrographic examination and physical tests of cores, Tatam Salt Dome, Mississippi», Tech. Rept. núm. 6-614, U. S. Army Waterways Exptl. Sta., Vicksburg, Mississippi, 1963.
17. Shannon y Wilson, Inc., Report on *in situ* rock tests, Dworshak Dam site, for U. S. Army Engineer District, Walla Walla, Corps Engrs., Seattle, Washington, 1964.
18. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton y E. J. Cordung, «Design of surface and near-surface construction in rock», *Symp. Rock Mech., 8th, Minnesota, 1966 (AIME, 1967)*.
19. R. G. T. Lane, «Rock foundations: Diagnosis of mechanical properties and treatment», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edinburgh, 1964, I, R. 8*.
20. W. R. Judd, «Some rock mechanics problems in correlating laboratory results with prototype reactions», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 2, núm. 2 (1965).
21. U. S. Bur. Reclamation, «Morrow Point Dam and powerplant foundation investigation», Water Resources Tech. Publ., Denver, Colo., 1965.

por medio del coeficiente de seguridad que debe definirse cuidadosamente. Por último, se obtiene el mecanismo de rotura de menor coeficiente de seguridad por un proceso iterativo. Este último mecanismo es el más crítico y el que decide invariablemente el proyecto.

10.2.1 El coeficiente de seguridad

Los criterios de proyecto basados en cálculos de equilibrio límite se expresan en función de los coeficientes de seguridad disponibles. Es por tanto esencial comprender el papel del coeficiente de seguridad y definirlo de manera inequívoca.

Cualquier método de equilibrio límite requiere conocer la resistencia del macizo rocoso y su densidad. También es necesario conocer la distribución de presiones intersticiales para llevar a cabo un cálculo en tensiones efectivas. Aquí sólo consideraremos cálculos de este tipo. Para la mayoría de los macizos rocosos, a los niveles de tensiones ingenieriles, parece probable que la permeabilidad secundaria sea tan alta que las variaciones de presión intersticial debidas a los cambios de tensiones totales se disiparán rápidamente. De aquí que raramente estén justificados los cálculos utilizando la resistencia de la roca sin drenaje. Una excepción a esto es el comportamiento de algunas pizarras arcillosas y esquistos. Si se considera un cálculo de resistencia sin drenaje hay que tener en cuenta que, excepto cuando el coeficiente de seguridad es igual a la unidad, los resultados de un cálculo en tensiones totales o en tensiones efectivas no serán en general los mismos¹⁸.

Como se sabe, la resistencia al corte de la roca depende de la presión normal efectiva que actúa sobre el plano considerado. Esta relación suele ser lineal, según lo que se llama el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, y viene dada por:

$$\tau = c + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi \quad (10.1)$$

donde τ es la resistencia al corte según la superficie de rotura, c es la cohesión y ϕ es el ángulo de resistencia al corte (en tensiones efectivas), σ_n es la tensión normal total que actúa sobre la superficie de rotura y u es la presión intersticial sobre la misma superficie. En muchas rocas inalteradas y en macizos rocosos la resistencia al corte está en una relación no lineal con la presión normal. Esto se puede expresar por:

$$\tau = f(\sigma_n) \quad (10.2)$$

No es conveniente hacer más explícita la Ec. (10.2) ya que la forma particular que adoptará la función dependerá de los datos experimentales. La figura 10.3 muestra que un criterio de rotura no lineal puede representarse adecuadamente por uno que es en cierta forma lineal. Este último es más apropiado para los cálculos. Los parámetros de resistencia de la roca, como c y ϕ , nunca se conocen exactamente y uno de los fines del coeficiente de seguridad es compensar la diferencia que existe entre la resistencia real y la considerada en el cálculo. Lo mismo puede decirse respecto a las presiones intersticiales en un macizo rocoso, las cuales son difíciles de estimar tanto teóricamente como a partir de observaciones *in situ*. Por ello, el coeficiente de seguridad sirve para cubrir la variación que existe al adoptar valores únicos para los importantes parámetros que entran en el cálculo.

El coeficiente de seguridad constituye también un rec \rightarrow empírico para mantener las deformaciones dentro de límites tolerables. \leftarrow es ciertamente

una misión tan importante como la anterior puesto que, como ya se ha dicho, los desplazamientos admisibles constituyen el criterio fundamental de proyecto. Pueden citarse dos ejemplos para ilustrar este empleo del coeficiente de seguridad. Primeramente, consideremos la estabilidad de un desmante en roca proyectado con un coeficiente de seguridad superior a la unidad a partir de las resistencias de pico obtenidas en ensayos *in situ*. Sin embargo, supongamos que el coeficiente de seguridad es suficientemente bajo para permitir que se produzcan grandes deformaciones locales. Estas deformaciones pueden originar una rotura local, lo que dará lugar a un incremento de las tensiones de la roca en alguna zona. La resistencia local puede descender muy por debajo

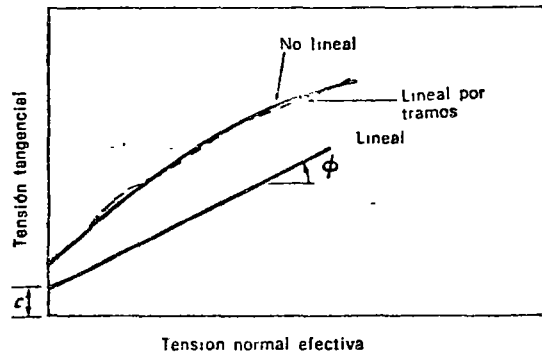


Figura 10.3 Curvas de resistencia intrínseca

de la considerada en el cálculo e iniciarse un proceso de debilitamiento progresivo que acabará dando lugar a una rotura total. Un segundo ejemplo se refiere a la interacción de una estructura, como una presa arco, y la cimentación rocosa. Supongamos que la presa arco ha sido proyectada utilizando un método de deformaciones como el «trial load». En cálculos de este tipo, el macizo rocoso se suele representar por un material elástico lineal y el cálculo proporciona la carga sobre la cimentación, la cual también se puede emplear para el estudio de la estabilidad de la cimentación o de los estribos. Estos cálculos de estabilidad emplean el método de equilibrio límite, pero las tensiones exteriores que actúan sobre el macizo rocoso por efecto de la presa se obtienen a partir del cálculo de deformaciones. Por tanto, el coeficiente de seguridad encontrado de esta forma sólo puede ser digno de confianza si las deformaciones asociadas con él son comparables a las correspondientes al cálculo de deformación. Si los movimientos son grandes, las tensiones debidas a la presa pueden resultar sobrestimadas dando lugar a una estimación por exceso del coeficiente de seguridad. Debe señalarse que, al estar excluida la consideración de los desplazamientos en el cálculo de equilibrio límite, sólo se pueden obtener relaciones empíricas entre la deformación del macizo rocoso y el coeficiente de seguridad.

Es posible definir el coeficiente de seguridad de modos muy diferentes. Por ejemplo, Taylor¹⁹ define el coeficiente de seguridad como el cociente entre la resistencia al corte y la tensión tangencial en un punto del macizo. Esta definición requiere un conocimiento detallado de la distribución real de tensiones en el macizo rocoso y por tanto no es aplicable en el método de equilibrio

límite. Otra definición se deduce de la empleada corrientemente en el cálculo de estructuras y es el cociente de la carga que puede producir la rotura y la carga real de trabajo. Es necesario un mecanismo particular para este cálculo. Como han señalado Rocha²⁰ y Uriel²¹, en los problemas de Mecánica de Rocas se suelen conocer las cargas con mayor exactitud que las propiedades del material. Lo contrario suele ser verdad en el cálculo de estructuras. En la Mecánica de Rocas, como en la Mecánica del Suelo, es preferible definir el coeficiente de seguridad en función de los parámetros de resistencia de la roca. Antes de plantear la definición aquí propuesta, consideremos la definición y el método de cálculo del coeficiente de seguridad adoptado en el proyecto de la presa Pahlavi por Fox, Meyer y Talobre²² y Dodd²³. Se calculó el coeficiente de seguridad en distintos puntos de la cimentación de esta presa arco considerando el cociente entre la presión normal a la cimentación y la resistencia a compresión de la roca, obtenida en laboratorio con testigos de roca. La presión de confinamiento *in situ* se estimó midiendo las tensiones en el frente del estribo rocoso mediante gatos planos y adoptando un valor conservador de la compresión interna observada. Se introdujeron correcciones para considerar el efecto del rozamiento entre el hormigón y la roca y las presiones intersticiales. De esta forma se obtuvo una resistencia local a compresión con confinamiento. Un criterio de proyecto función de este coeficiente de seguridad parece haberse empleado para determinar la rotura local en los estribos.

En problemas de rotura general por corte se sugiere definir el coeficiente de seguridad como el factor en el que se pueden reducir los parámetros de resistencia al corte para que el macizo deslizante se encuentre en un estado de equilibrio límite a lo largo de una determinada superficie de deslizamiento. Esta definición es casi la misma empleada por Bishop²⁴ y está de acuerdo con las propuestas por Rocha²⁵ y Lane²⁶. La definición también concuerda con la habitualmente adoptada en Mecánica del Suelo. Debe advertirse que esta definición se refiere a los parámetros de resistencia más que a la propia resistencia y por tanto no depende de consideraciones de tensiones normales. Por otro lado, requiere que las tensiones tangenciales en rotura se calculen a partir de un mecanismo de deslizamiento. La relación entre la carga admisible y la carga real se denomina *factor de carga* (load factor).

De acuerdo con Rocha²¹, resulta instructivo comparar el valor del coeficiente de seguridad y el factor de carga para un problema de capacidad portante en un semiespacio con rozamiento. La carga admisible para una cimentación en faja, q , viene dada por:

$$q = p e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right), \quad (10.3)$$

donde p es la presión normal sobre el semiespacio exterior a la cimentación.

Dando a p un valor de 1,5 kg/cm² se calcula fácilmente el coeficiente de seguridad y el factor de carga, obteniendo q para diferentes valores de ϕ . En la tabla 10.1 se dan los resultados para $\phi = 35^\circ$ y $\phi = 50^\circ$. Si el ϕ real es 50° y las tensiones del trabajo son de 50 kg/cm² se ve que, mientras que el factor de carga vale 10, el coeficiente de seguridad es de sólo 1,7. Es obvio que la variación admisible en la resistencia al corte tiene una mayor importancia en el proyecto que la variación admisible de carga, la cual está determinada en muchos casos. No pueden darse reglas fijas para especificar un

Tabla 10.1 Comparación entre el factor de carga y el coeficiente de seguridad

ϕ	q	
35	50	Factor de carga = $\frac{500}{50} = 10$
50	500	Coef. de seguridad = $\frac{\text{tg } 50^\circ}{\text{tg } 35^\circ} = 1,7$

coeficiente de seguridad admisible en un macizo rocoso. Cada caso debe estudiarse en particular. Por ejemplo, en el caso de un pilar de mina que constituya una estructura rocosa muy sencilla, Obert²⁷ encontró en varias minas coeficientes de seguridad de 4 a 8 para las tensiones de trabajo. Sin embargo, valores menores que éstos se han considerado aceptables en el cálculo de la estabilidad de la cimentación de una presa²⁸. Muchos factores pueden influir sobre la magnitud del coeficiente de seguridad aceptable. Entre ellos debe considerarse la calidad de la investigación del terreno, la reproducibilidad de los parámetros de resistencia, su relación con el tamaño de la muestra y la precisión de la información referente a distribución de presiones intersticiales en el macizo rocoso. De particular importancia es la relación entre la resistencia al corte y las deformaciones posteriores así como la influencia de las deformaciones del macizo rocoso sobre las estructuras relacionadas con él.

10.2.2 Cálculo con superficies de deslizamiento generales

A continuación se describe un método de cálculo para obtener la resistencia límite de un macizo rocoso bidimensional limitado por una superficie deslizante de forma cualquiera. El desarrollo es semejante al presentado por Morgenstern y Price²⁹. Cae dentro del tema de la estabilidad de taludes pero se puede transformar fácilmente para emplearlo en problemas de capacidad portante y empujes.

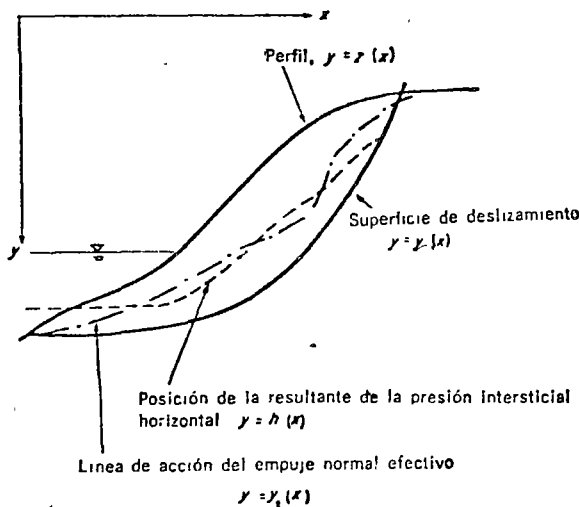
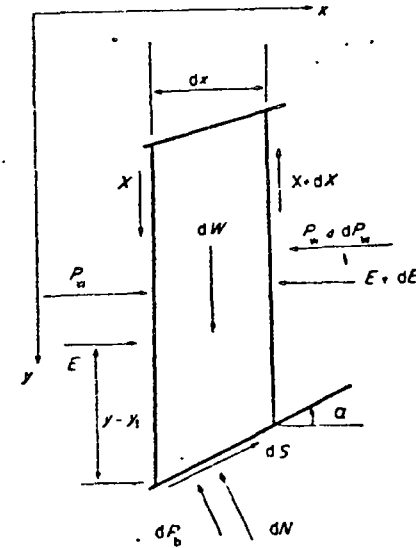


Figura 10.4 Estudio de superficies de deslizamiento generales

Se considera el equilibrio de una masa potencialmente deslizante con un nivel de agua exterior, según se indica en la figura 10.4. Sea $y = y(x)$ la superficie de deslizamiento supuesta; la superficie del talud es $y = z(x)$; la línea de acción de la resultante de la presión intersticial sobre una sección vertical cualquiera es $y = h(x)$ e $y = y_1(x)$ indica la posición del empuje normal efectivo que actúa horizontalmente a través del macizo rocoso.



- E empuje efectivo horizontal sobre la cara lateral de la rebanada
- dW peso de la rebanada
- P_w resultante de las presiones intersticiales, normal a la rebanada
- dN fuerza efectiva normal a la base de la rebanada
- dP_b resultante de las presiones intersticiales normal a la base de la rebanada
- dS esfuerzo tangencial en la base de la rebanada
- α inclinación de la base de la rebanada respecto a la horizontal

Figura 10.5 Fuerzas actuantes sobre una rebanada

En la figura 10.5 se dan las fuerzas que actúan sobre una rebanada infinitesimal del macizo, de ancho dx . El efecto de los terremotos también puede tenerse en cuenta introduciendo unas fuerzas de masa equivalentes horizontales y verticales, en forma de un porcentaje de la fuerza de la gravedad.

Si se expresa el equilibrio de momentos respecto a la base de la rebanada y tomando límites, $dx \rightarrow 0$, obtenemos

$$-X = \frac{d}{dx} (E(y - y_1)) - E \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} (P_w(y - h)) - P_w \frac{dy}{dx} \quad (10.4)$$

Las condiciones de equilibrio en las direcciones N y S son:

$$dN + dP_b = dW \cos \alpha - dX \cos \alpha - dE \sin \alpha - dP_w \sin \alpha \quad (10.5)$$

$$dS = dE \cos \alpha + dP_w \cos \alpha - dX \sin \alpha + dW \sin \alpha \quad (10.6)$$

Por último, debe introducirse el criterio de rotura y el coeficiente de seguridad. Sólo consideraremos aquí la relación lineal de Mohr-Coulomb. Las relaciones no lineales se pueden tratar en una forma poligonal como se indica en una sección posterior. El criterio de rotura en tensiones efectivas se expresa por:

$$dS = \frac{1}{F} (c \, dx \sec \alpha + dN \cdot \operatorname{tg} \phi), \quad (10.7)$$

donde F representa el coeficiente de seguridad.

Es posible eliminar dS y dN entre las Ecs. (10.5), (10.6) y (10.7), obteniendo:

$$\begin{aligned} \frac{dE}{dx} \left[1 - \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \cdot \frac{dy}{dx} \right] + \frac{dX}{dx} \left[\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{dy}{dx} \right] \\ = \frac{c}{F} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dP_w}{dx} \left[\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \cdot \frac{dy}{dx} - 1 \right] \\ + \frac{dW}{dx} \left[\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{dy}{dx} \right] - P_u \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}, \end{aligned} \quad (10.8)$$

donde
$$P_u = \cos \alpha \cdot \frac{dP_b}{dx} \quad (10.9)$$

y
$$\operatorname{tg} \alpha = - \frac{dy}{dx}. \quad (10.10)$$

Como $E(x)$, $X(x)$ e $y_1(x)$ son incógnitas y solamente las Ecs. (10.4) y (10.8) son independientes, el problema es estáticamente indeterminado. Es necesario obtener otra condición entre E , X o y_1 para hacer el problema determinado. Bastará una relación entre estas variables.

La hipótesis que hacemos es:

$$X = \lambda f(x)E, \quad (10.11)$$

donde λ es un parámetro que debe determinarse a partir de la solución, y $f(x)$ es una función arbitraria que debe fijarse. Sustituyendo la Ec. (10.11) en la (10.4) e integrando desde x_0 a x , se obtiene:

$$M = E(y_1 - y) = \int_{x_0}^x \left[\left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E - P_w \frac{dy}{dx} \right] dx + \left[P_w(y - h) \right]_{x_0}^x \quad (10.12)$$

Sea

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left[-P_w \frac{dy}{dx} \right] dx + \left[P_w(y - h) \right]_{x_0}^x \quad (10.13)$$

Como es necesario fijar inicialmente la distribución de presiones intersticiales y la superficie de deslizamiento y al ser la Ec. (10.13) independiente de λ y F , puede calcularse el valor inicial de M_{ew} para una superficie de deslizamiento dada. Por tanto,

$$M(x) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E \, dx. \quad (10.14)$$

Sustituyendo la Ec. (10.11) en la (10.8), se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{dE}{dx} \left[1 - \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \frac{dy}{dx} + \lambda f \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{dy}{dx} \right) \right] + \lambda \frac{df}{dx} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{dy}{dx} \right) E \\ = \frac{c}{F} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{dP_w}{dx} \left[\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} \frac{dy}{dx} - 1 \right] + \frac{dW}{dx} \left[\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{dy}{dx} \right] \\ - P_u \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{\operatorname{tg} \phi}{F}. \end{aligned} \quad (10.15)$$

Para el cálculo de la estabilidad de un macizo de forma arbitraria, con cualquier distribución de parámetros de resistencia y presiones intersticiales, el macizo rocoso se divide en rebanadas finitas mediante planos verticales de abscisas x_0, x_1, \dots, x_n . Esta división se realiza de forma que dentro de cualquier rebanada, x_i a x_{i+1} , se cumpla,

$$\left. \begin{aligned} y &= Ax + B, \\ \frac{dW}{dx} &= px + q, \\ f &= kx + m, \\ P_u &= rx + s, \\ P_w &= U_w + V_w x + W_w x^2, \\ hP_w &= U_N + V_N x + W_N x^2 + Z_N x^3, \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{donde } x \text{ se mide desde} \\ \text{el origen de la rebanada} \\ \text{y todos los} \\ \text{coeficientes son conocidos.} \end{array} \quad (10.16)$$

Particularizando para una rebanada diferencial, la Ec. (10.15) se transforma en:

$$(Kx + L) \frac{dE}{dx} + KE = Nx + P, \quad (10.17)$$

donde

$$\left. \begin{aligned} K &= \lambda k \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + A \right), \\ L &= 1 - \frac{A \operatorname{tg} \phi}{F} + \lambda m \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + A \right), \\ N &= \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA], \\ P &= \frac{1}{F} [(c - s \operatorname{tg} \phi)(1 + A^2) + W_w A \operatorname{tg} \phi + q \operatorname{tg} \phi] \\ &\quad + [qA - W_w]. \end{aligned} \right\} \quad (10.18)$$

La Ec. (10.17) se integra inmediatamente para una rebanada de abscisa inicial x_i , con lo cual:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[EL + \frac{Nx^2}{2} + Px \right]. \quad (10.19)$$

Por tanto,

$$E_{i+1} = \frac{1}{L + Kb} \left[E_i L + \frac{Nb^2}{2} + Pb \right], \quad (10.20)$$

donde $b = x_{i+1} - x_i$ corresponde al ancho de la rebanada.

Sustituyendo las Ecs. (10.16) y (10.18) en la (10.14) se puede también obtener una relación entre M_{i+1} y los conocidos coeficientes y el ancho de las rebanadas.

Las condiciones de contorno de la masa deslizante suelen ser:

$$E(x_0) = 0, \quad (10.21)$$

$$M(x_0) = 0, \quad (10.22)$$

$$E(x_n) = 0, \quad (10.23)$$

$$M(x_n) = 0. \quad (10.24)$$

La Ec. (10.22) ya la cumplen las Ecs. (10.13) y (10.14). Si se parte de unos valores de λ y F , debe emplearse la Ec. (10.21) para calcular E y M en el extremo de la primera rebanada. Avanzando de rebanada en rebanada es posible calcular $E(x_n)$ y $M(x_n)$. Si se emplean los valores correctos de λ y F , se satisfarán las Ecs. (10.23) y (10.24).

La mejor forma de resolver el sistema de ecuaciones planteado es recurrir a un método iterativo mediante una calculadora digital. El sistema es equivalente a resolver un par de ecuaciones simultáneas no lineales en las incógnitas λ y F . La técnica empleada con éxito se basa en el método de Newton-Raphson, con algunos controles sobre los valores de λ y F . El método numérico ha sido descrito por Morgenstern y Price³⁰.

La versión existente del programa permite considerar secciones de bastante complejidad, con una distribución casi arbitraria de resistencia al corte, densidades y presiones intersticiales. También se puede tener en cuenta el efecto de la inmersión del talud y los terremotos. Sin embargo, el coeficiente de seguridad no es único ya que las variaciones de la función supuesta f ocasionan diferencias en F . Afortunadamente, para una amplia gama de secciones esta variación es demasiado pequeña para tener importancia. Morgenstern y Price²⁹ han dado algunos ejemplos al respecto. En la salida de datos se puede incluir no sólo el coeficiente de seguridad y el factor de escala λ , sino también la distribución de fuerzas interiores, la distribución de presiones normales, la línea de empujes y un coeficiente local de seguridad respecto a la fuerza tangencial que actúa en la cara vertical de una rebanada y la resistencia disponible en esa dirección. Para que la solución sea admisible este coeficiente debe ser superior a la unidad en todas las caras de separación de las rebanadas. De otra forma se deja de cumplir el criterio de rotura. En macizos rocosos que no pueden soportar tracciones es también necesario que la línea de empujes quede dentro del macizo. Estos dos criterios sirven para limitar aún más el campo de posibles soluciones. Se pueden introducir criterios de rotura no lineales variando los valores de c y ϕ en tramos particulares de la superficie. Pueden fijarse valores apropiados de la presión normal calculada después de un tanteo previo, repitiendo a continuación los cálculos.

Se han hecho comparaciones entre los resultados obtenidos por este método y las diversas soluciones de la teoría de la plasticidad. Se ha supuesto que la superficie de rotura coincidía con la línea de deslizamiento calculada.

En todos los casos, la concordancia fue bastante buena, apoyando sustancialmente la validez del cálculo estático por este método general de equilibrio límite. En este tipo de cálculos las dificultades principales consisten en la estimación de la forma y situación de la superficie de deslizamiento crítica, la determinación de la resistencia al corte del medio rocoso y la deducción de la distribución de presiones intersticiales.

10.2.3 Métodos aproximados para cálculos de equilibrio límite bidimensional

El método anterior precisa casi necesariamente del empleo de una calculadora digital. Frecuentemente el proyectista necesita disponer de un método que permita el cálculo manual. Esta necesidad puede presentarse en las fases preliminares del proyecto cuando los datos disponibles no son suficientemente exactos para aconsejar un cálculo detallado. A continuación se describen dos métodos aproximados de cálculo. Al igual que antes, pueden tratarse con ellos los problemas de la estabilidad de taludes, empujes de tierras o capacidad portante de cimentaciones. Aquí sólo consideraremos la formulación del método para el cálculo de la estabilidad de taludes.

El primer método es de tipo numérico y ha sido desarrollado por Janbu, Bjerrum y Kjaernsli³¹. Se basa en dividir la masa deslizante en una serie de rebanadas, calculando para cada una de ellas las fuerzas que tienden a hacerlas deslizar y las que se oponen al movimiento. La ecuación que expresa el coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{f_0 \sum \{ [cb + (\Delta W - ub) \operatorname{tg} \phi] / \cos^2 \alpha (1 + \operatorname{tg}(\alpha/F) \operatorname{tg} \phi) \}}{\sum \Delta W \cdot \operatorname{tg} \alpha}, \quad (10.25)$$

donde n representa el número de rebanadas, ΔW el peso de cada rebanada, u la presión intersticial media que actúa en la base de la rebanada y f_0 es un coeficiente que depende de la relación geométrica d/L . Los términos de la Ec. (10.25) se describen en la figura 10.6. El factor f_0 es una corrección que representa la influencia de la distribución de fuerzas interiores sobre el coeficiente de seguridad. Para una superficie de deslizamiento de longitud infinita en dirección paralela al talud, se pueden despreciar las fuerzas interiores sin perder precisión. De forma aproximada se puede suponer que el factor de corrección depende únicamente de la geometría. La variación propuesta, en función de la relación d/L , se indica en la figura 10.7.

La Ec. (10.25) se calcula de forma iterativa. Se supone un valor del coeficiente de seguridad y se calculan las dos sumas expresadas en el lado derecho de la ecuación. El coeficiente de seguridad se obtiene entonces utilizando el valor apropiado de f_0 . Se ajustan las sumas a continuación empleando este nuevo valor de F y se repite el proceso hasta que converja. Una buena convergencia se suele obtener con sólo dos o tres iteraciones si se elige un valor inicial adecuado. Los coeficientes de seguridad calculados con este método coinciden bien con los obtenidos por el método anterior cuando la masa deslizante es de forma alargada y la mayor parte del macizo rocoso participa en el empuje activo. Este caso se presenta en muchos problemas de estabilidad de taludes.

El segundo método de cálculo considerado aquí se aplica fácilmente de forma gráfica. Se suele denominar «método de la cuña de...». La masa susceptible de deslizar se divide en una serie de cuñas, considerando sucesiva-

mente el equilibrio de cada una de ellas. En el cálculo sólo se tiene en cuenta la condición de equilibrio horizontal y vertical. Por otro lado, debe hacerse una hipótesis respecto a la inclinación de la fuerza transmitida en la cara de contacto entre dos cuñas. Si no se quieren obtener resultados anómalos, la fuerza de contacto debe separarse en las partes correspondientes a la presión intersticial y a las presiones efectivas. La hipótesis de inclinación sólo debe referirse a la componente de presión efectiva.

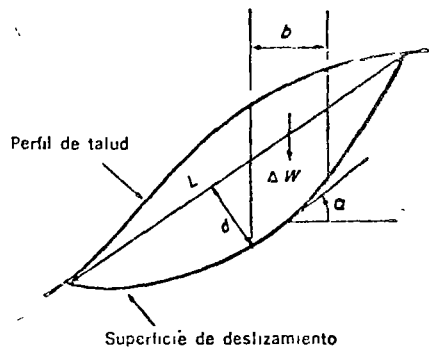


Figura 10.6 Método de las rebanadas según Janbu

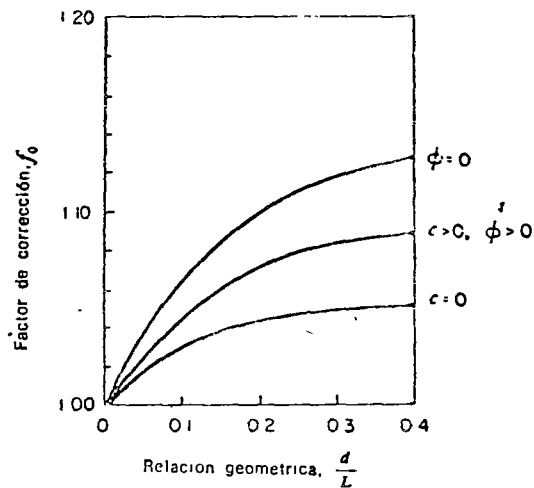
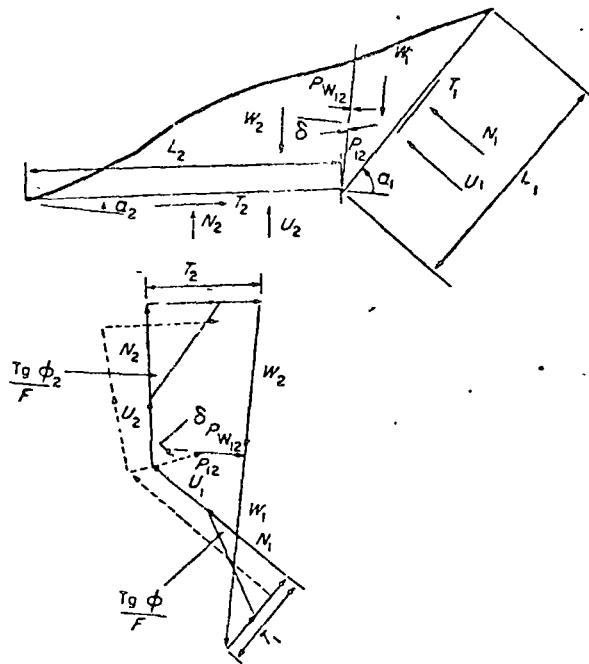


Figura 10.7 Factor de corrección para el método de Janbu 31

El cálculo se ilustra en la figura 10.8, donde se representa una masa deslizante dividida en dos cuñas. El método puede ampliarse a la consideración de más cuñas sin necesidad de introducir nuevas hipótesis. El cálculo se realiza haciendo variar el coeficiente de seguridad de forma que los polígonos de fuerzas dibujados para cada una de las cuñas satisfaga el equilibrio horizontal, el vertical y las condiciones de contorno.

Se supone un valor de δ y un valor inicial de F que permitan construir el polígono de fuerzas de la primera cuña. Este está representado por la línea

de trazos de la figura 10.8. Con el valor de P_{12} obtenido de esta forma, se construye inmediatamente el polígono de fuerzas de la segunda cuña. En general, éste no se cerrará, debiendo variar el valor de F hasta conseguirlo. En la figura 10.8 se da también la solución final.



- W_1, W_2 peso de una cuña
- U_1, U_2 resultante de las presiones intersticiales en la base de la cuña
- N_1, N_2 fuerza efectiva normal a la base
- T_1, T_2 fuerza tangencial en la base de la cuña
- L_1, L_2 longitud de la base
- α_1, α_2 inclinación de la base respecto a la horizontal
- P_{12} empuje intersticial resultante en la cara de contacto
- P'_{12} empuje efectivo en la cara de contacto
- δ inclinación de P_{12} respecto a la horizontal

Figura 10.8 Método de la cuña deslizante

El coeficiente de seguridad suele ser sensible al valor de δ supuesto. Si no pueden producirse tracciones y se desean valores conservadores, δ debe hacerse igual a cero. Esto significa que no se movilizan tensiones cortantes en la cara de contacto de las cuñas con lo cual se suele subestimar el coeficiente de seguridad. El valor máximo posible de δ es aquel compatible con la rotura de la roca en la dirección de la cara de contacto. Esto suele conducir a una sobrestimación del coeficiente de seguridad, ya que raramente es necesaria la rotura a lo largo de todo el plano de contacto para permitir el movimiento según la superficie de deslizamiento crítica.

10.2.4 Cálculos tridimensionales

Frecuentemente el macizo rocoso está atravesado por más de una familia de discontinuidades y para la mayoría de los cálculos de equilibrio límite el método bidimensional descrito anteriormente constituye una simplificación excesiva. Los mismos principios expuestos pueden ampliarse para considerar taludes más generales. Por ejemplo, Henkel³² ha calculado las fuerzas sobre un bloque rectangular de caliza que había intervenido en un deslizamiento. Este cálculo ha sido generalizado para cuñas de roca cargadas por una presa arco y se ha empleado para el cálculo de la estabilidad de las cimentaciones de la presa de Monar²⁶. Por este método también se puede estudiar la influencia de las medidas de drenaje. La estabilidad de cuñas tetraédricas más generales ha sido estudiada por Wittke³³, Londe³⁴ y Sun y Lee³⁵. Para emprender este tipo de cálculos se requiere un conocimiento detallado de la orientación de las discontinuidades en el macizo rocoso.

10.3 Discontinuidades estructurales en el macizo rocoso

La presencia de discontinuidades estructurales a diversas escalas en el macizo rocoso complica su comportamiento en alto grado. En esta sección, dedicaremos especial atención a los aspectos geométricos de las discontinuidades estructurales. En secciones posteriores se comentará su resistencia y características hidráulicas.

La configuración, continuidad y características superficiales de una discontinuidad dependerán de la forma en que se haya originado. Una posterior meteorización tiende a agrandar la abertura y transformar el material superficial. Al describir una discontinuidad o diaclasa * es posible distinguir entre las características planas y las lineales. Steffen y Klingman³⁶ han advertido que un estudio general de las diaclasas debe comprender las siguientes observaciones sobre las características superficiales:

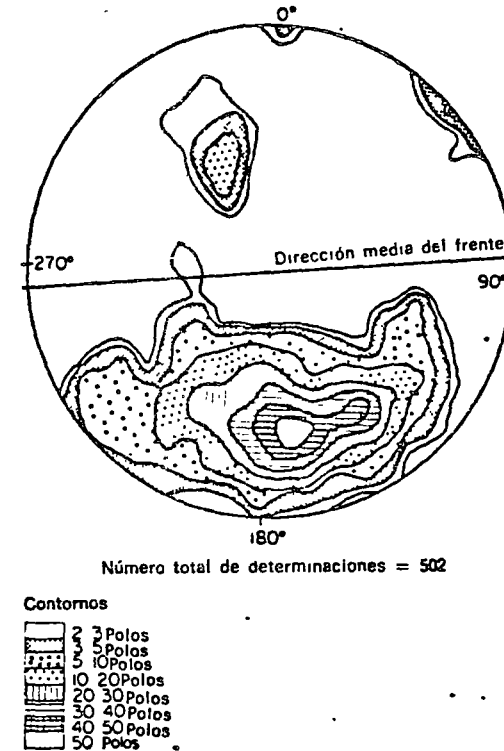
- a) Dirección,
- b) Buzamiento,
- c) Continuidad,
- d) Espesor y naturaleza del material de relleno,
- e) Separación entre las diaclasas.

Se requiere esta información si se proyecta una excavación en roca o se quiere calcular la resistencia de un macizo rocoso a poner en carga. La forma y localización de la superficie crítica de deslizamiento vendrá fuertemente influenciada por la orientación de las discontinuidades y la resistencia al corte a lo largo de las mismas. La rigidez de un macizo rocoso es particularmente sensible a la continuidad y separación de las diaclasas, reflejando su anisotropía todas las características antes enumeradas.

La dirección y buzamiento de las discontinuidades se obtienen fácilmente y se pueden estudiar mediante métodos habituales de la geología estructural^{37,38}. La proyección estereográfica³⁹ constituye un método adecuado para la presentación de estos datos. En la figura 10.9 se da un ejemplo que muestra la

* Estos términos se emplearán aquí con el mismo sentido.

orientación de las diaclasas en un corte geológico a través de la mina a cielo abierto de Nchanga. Se ve que la dirección de la mayoría de las diaclasas es prácticamente normal a la dirección media del frente excavado. Por tanto, el efecto debilitador de las discontinuidades respecto a la estabilidad de este talud es mínima. Fookes y Wilson⁴⁰ dan otros ejemplos que ilustran la relación entre la geometría de las discontinuidades y la estabilidad de taludes.



Número total de determinaciones = 502

Figura 10.9 Representación estereográfica de la densidad de distribución de las diaclasas en una sección de la mina Nchanga³⁸

Las fuentes de error que pueden presentarse en el estudio de un diaclasado han sido comentadas por Terzaghi⁴¹. Mueller⁴² también ha resaltado el papel de los estudios de diaclasas en la Mecánica de Rocas y Norris⁴³ ha dado otros datos referentes a tales estudios en el comportamiento de excavaciones subterráneas.

La presencia de materiales de relleno puede determinar la resistencia al corte a lo largo de una superficie de discontinuidad, debiendo prestarse especial atención a la identificación de aquél. Un ejemplo de esto es el deslizamiento de la Wheeler Lock en 1961. Dos tramos de gravedad de la antigua esclusa deslizaron al interior de una excavación según una capa muy delgada de arcilla en la pizarra subyacente. Después del hundimiento, fue necesaria una detallada observación de la roca para indentificar la arcilla. Otro tipo de influencia del material de relleno ha sido descrito por Brekke y Selmer-Olsen⁴⁴. En Noruega, la alteración hidrotérmica de materiales como el feldespato raduce en la presencia de montmorillonita rellenando las fallas y diaclasas. Este material

tiene una resistencia al corte baja y también puede desarrollar elevadas presiones de hinchamiento. Estas presiones pueden hacer levantar la roca en torno a una excavación dando lugar a un fenómeno de inestabilidad y transmitiendo tensiones excesivas a las estructuras, como revestimientos de túneles, etcétera.

Frecuentemente las formaciones lineales, como estrías, *slickensides* y ondas, que existen en una diaclasa suelen estar orientadas en direcciones diferentes al buzamiento de la diaclasa. Tanto las propiedades mecánicas como las hidráulicas de la discontinuidad dependen de estas características. Esto afecta principalmente a la resistencia al corte según la discontinuidad. La disposición de las formaciones lineales requiere por tanto una atención particular, debiendo obtenerse alguna medida de la rugosidad de la superficie.

Los métodos de cálculo de equilibrio límite emplean un procedimiento de tanteos para encontrar la superficie de deslizamiento crítica. Siempre que sea aceptable la distribución de fuerzas interiores, la superficie crítica de deslizamiento tiene el coeficiente de seguridad mínimo. Es obvio que la inclinación de los planos de debilidad determinará en gran parte la forma de la superficie de deslizamiento crítica. Sin embargo, el movimiento no ha de resultar necesariamente posible a lo largo de tal superficie, ya que no se han tenido en cuenta en el cálculo las deformaciones. Mencl⁴⁵ señala la influencia de la rigidez del macizo rocoso sobre la forma de la superficie de deslizamiento crítica. El desarrollo de una superficie real de rotura es un proceso complejo de corte local que elimina los obstáculos que se oponen al movimiento, dando lugar por último a un mecanismo cinemáticamente posible. Este estará influenciado por la distribución de las discontinuidades, pero también dependerá de las propiedades de la roca base. En casos extremos, la roca puede ser desplazada de su posición original y permanecer estable apoyada en unos pocos puntos; en tal caso, la resistencia a tracción del bloque desprendido y la resistencia a compresión de los puntos de contacto controlan cualquier movimiento posterior. Nichols⁴⁶ cita el caso de un deslizamiento rocoso donde se explica la distribución de tensiones como resultado de los obstáculos opuestos al movimiento. La inestabilidad ha estado creando dificultades en el talud de una mina a cielo abierto en Knob Lake, Labrador. Se construyó un muro de contención a mitad del talud, en la base del deslizamiento activo. El deslizamiento continuó empujando el muro lateralmente durante un periodo de unos ochenta días, dando lugar a un desplazamiento de 75 cm. El movimiento se detuvo prácticamente unos cincuenta días después de que el muro se desplazase unos 80 cm más en unos diez días. En ese momento se produjo un deslizamiento catastrófico según una superficie plana que aparecía a unos 15 m por debajo del muro. Por tanto, la superficie crítica de rotura final fue diferente en posición de la movilizada al principio.

Actualmente se conoce poco sobre la cinemática de un macizo rocoso. Es necesario incluso reconsiderar las hipótesis fundamentales, como la de continuidad. Se requieren observaciones detalladas *in situ* sobre distintos tipos de rocas antes de poder formular hipótesis simplificadoras.

10.4 La resistencia de los macizos rocosos y la rotura progresiva

Revisaremos aquí algunos aspectos de la resistencia de las rocas, ya que el cálculo de la resistencia límite de los macizos rocosos se basa en gran parte en los parámetros de resistencia empleados en el cálculo. La figura 10.10 (a)

ilustra la relación entre las tensiones tangenciales y los desplazamientos cuando se produce la rotura de un bloque de roca en condiciones del denominado corte directo. Es posible distinguir entre la resistencia de pico, τ_p , y la resistencia al corte residual, τ_r ⁴⁷. Las rectas de resistencia intrínseca en los estados de pico y residual se indican en la figura 10.10 (b). La resistencia disponible de un macizo rocoso estará comprendida entre esos límites.

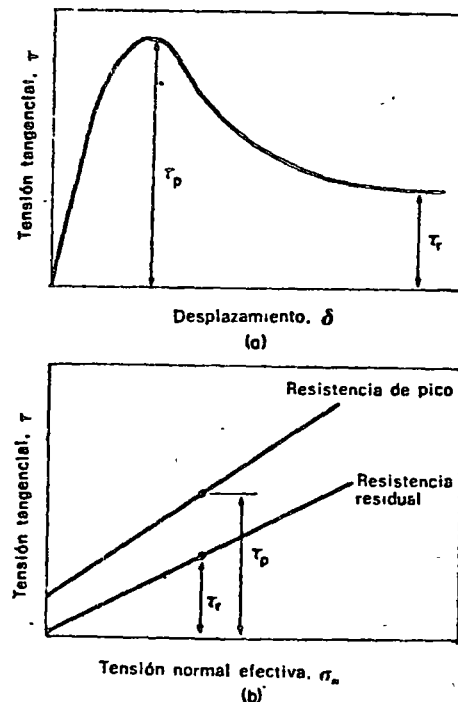


Figura 10.10 Resistencias de pico y residual

Dos de los factores más importantes a considerar en la determinación de la resistencia de pico son la anisotropía y la influencia del tamaño de la probeta. La anisotropía se puede producir por la presencia de orientaciones preferenciales de los cristales en muestras inalteradas y por la orientación preferencial de discontinuidades que, no siendo demasiado grandes, permitan tomar una muestra representativa. Donath⁴⁸ y Hoek⁴⁹ han publicado datos de laboratorio sobre la anisotropía de resistencia de las pizarras, al igual que Chenevert y Gatlin⁵⁰ para rocas sedimentarias, y DeKlotz, Brown y Stemler⁵¹ para un gneis esquistoso. En general, tanto la cohesión como el ángulo de resistencia al corte varían con la inclinación de la orientación preferencial respecto a las tensiones principales. Esta variación dependerá de factores como la distribución de microfisuras, velocidades de deformación variables y la presión. Cada tipo de roca debe estudiarse independientemente.

Los estudios anteriores se han limitado a la anisotropía plana. Un estudio más completo sobre la anisotropía de los granitos ha sido publicado por Rodrigues⁵², aunque los ensayos de resistencia se limitaron al de compresión simple. La variación espacial de la resistencia a compresión de los granitos

en el emplazamiento de tres presas, se estudió en forma de elipsoices ajustados por el método de los mínimos cuadrados entre nueve ensayos con diferentes orientaciones. La relación entre las resistencias máxima y mínima varió de 1,8 a 1,1, correspondiendo la máxima anisotropía a los granitos más débiles. El autor sugiere que los ejes del elipsoide están relacionados con la orientación de las familias de diaclasas observadas en excavaciones de reconocimiento.

No se han realizado programas de ensayo exhaustivos *in situ* para estudiar con detalle la anisotropía. Sin embargo, Müller y Pacher⁵³ han descrito los resultados de ensayos en modelos de grandes dimensiones en roca diaclasada. Estos ensayos explican la relación entre la resistencia al corte de un bloque rocoso y la orientación, número y continuidad de las diaclasas.

En minería se ha prestado gran atención a la relación entre la resistencia y el tamaño de la probeta. Esta información se puede utilizar inmediatamente para el proyecto de pilares destinados a sostener excavaciones subterráneas. Holand⁵⁴ ha estudiado los datos que relacionan la resistencia de probetas cúbicas de carbón y su tamaño. La ecuación resultante, que engloba datos de tres emplazamientos, incluyendo el ensayo de un cubo de 1,60 m de lado, es

$$q = KD^{-1/2}, \tag{10.26}$$

donde q representa la resistencia a compresión simple en kg/cm², D es el lado del cubo en cm y K es una constante que depende de cada emplazamiento particular. Otros datos dados por Evans, Pomeroy y Berenbaum⁵⁵ no confirman la Ec. (10.26), aunque parece que es generalmente válida una fórmula del tipo

$$q = KD^{-n} \tag{10.27}$$

El valor de n dependerá del tamaño relativo, la forma y la frecuencia de las fisuras existentes en las muestras.

No todas las rocas de interés en ingeniería muestran una resistencia decreciente al aumentar el tamaño del bloque ensayado. Dentro de la investigación realizada para la presa de Mequinenza en España, se llevaron a cabo una serie de ensayos de corte *in situ* sobre capas de lignito. La superficie del bloque ensayado⁵⁶ variaba de 0,25 m² a 16 m². Debido a la dispersión habitual, no se encontró una relación entre la resistencia y el tamaño del bloque. Fue necesario, por tanto, asignar parámetros de resistencia únicos a este material.

A los niveles de tensiones propios de las obras de ingeniería, la mayoría de las rocas presentan planos de corte en rotura. La zona inestable de la curva tensión-desplazamiento de la figura 10.10 (a) se debe a la propagación de esta discontinuidad. Finalmente se acaba alcanzando una fase en la que se puede producir un mayor desplazamiento sin variación en la tensión. Esto constituye el estado residual y, excluyendo efectos de cuña, representa la resistencia al corte mínima que la roca puede presentar. Algunos valores típicos del ángulo de resistencia residual en rocas duras se dan en la tabla 10.2. En el caso de rocas blandas, como pizarras arcillosas y fangolitas, el valor residual puede ser tan bajo como el de las arcillas^{57,60} debido a la fracturación del material. Krsmanovic⁵⁹ ha expuesto observaciones detalladas sobre la disminución de la resistencia desde el valor de pico al residual para distintos tipos de rocas.

Al calcular la resistencia de un material rocoso, debe prestarse atención a la resistencia al corte en las discontinuidades que aún no se encuentren en su estado residual. Estudios recientes sobre la resistencia por rozamiento de las diaclasas⁶¹⁻⁶³ han puesto de manifiesto que el criterio de rotura de un

discontinuidad suele ser no lineal. Con tensiones normales bajas, el movimiento se produce deslizando sobre las ondulaciones que componen la cara rugosa de la discontinuidad. Esto se traduce en una resistencia aparente por rozamiento elevada⁶⁴. Con tensiones normales mayores, la rotura se produce por corte de las citadas ondulaciones. Esto hace disminuir la componente de rozamiento de la resistencia, pero aumenta la cohesión. La combinación de ambas formas de rotura da lugar a una línea de resistencia intrínseca curva. Así pues, las irregularidades que existen a lo largo de una discontinuidad constituyen una fuente de resistencia. Sin embargo, no siempre se puede contar con ella debido a la posibilidad de una rotura progresiva.

Tabla 10.2 Ángulo residual de resistencia al corte de rocas duras

Material	ϕ_r
Arenisca ⁵⁷	25-34
Caliza ⁵⁷	33-37
Monzonita cuarcífera ⁵⁹	32
Conglomerado ⁵⁹	35
Arenisca ⁵⁹	33

Se está de acuerdo en general en que la rotura progresiva constituye un proceso importante en la determinación del comportamiento de los macizos rocosos^{63,65-67}. Un macizo rocoso puede ser estable con un coeficiente de seguridad superior a la unidad deducido de la mejor estimación de la resistencia real de la roca. La disminución de esta resistencia da lugar a una reducción del coeficiente de seguridad, lo cual puede llevar a la rotura. La resistencia puede verse comprometida por diversos factores. Tanto la meteorización física como química reduce la resistencia al corte de la roca en formas diversas. Por ejemplo, Bjerrum y Jorstad⁶⁸ han señalado algunos de los efectos de la congelación del agua en un macizo de roca diaclasada. Las deformaciones asociadas con la disipación de las tensiones residuales pueden también originar una disminución de la resistencia si están localizadas según las discontinuidades, produciendo la rotura por corte de las asperezas y rugosidades. La rotura progresiva también puede producirse sin la colaboración de agentes exteriores. Las resistencias por encima del valor residual dependen de las irregularidades existentes en una diaclasa y de la falta de continuidad de la misma. Esto da lugar a una distribución extremadamente irregular de tensiones tangenciales a lo largo de la zona resistente, pudiendo producirse una rotura local. La mayor parte de los factores que dan lugar a desplazamientos relativos en una discontinuidad tienden a disminuir la resistencia a lo largo de la misma. De aquí que los movimientos continuados de taludes rocosos constituyan una causa de preocupación. La variación del coeficiente de seguridad con los desplazamientos sufridos por un macizo rocoso constituye uno de los problemas más difíciles de la Mecánica de Rocas.

10.5 Las presiones intersticiales y la resistencia de los macizos rocosos

Las presiones intersticiales reducen la presión normal efectiva que actúa sobre un plano de deslizamiento y disminuyen de forma correspondiente la resistencia al corte según el mismo plano. Para una estimación racional de la

resistencia de cualquier macizo rocoso es fundamental conocer la distribución de presiones intersticiales en el mismo y los factores que pueden influir sobre ella.

Excepto en areniscas y calizas muy porosas, la permeabilidad secundaria de la roca puede superar en mucho a la permeabilidad primaria de la roca base. Esto ha sido confirmado por el modelo teórico empleado por Morgenstern⁶⁹ y por la observación de Terzaghi⁶⁵ de que los túneles perforados a través de rocas sanas bajo la capa freática suelen aparecer como secos.

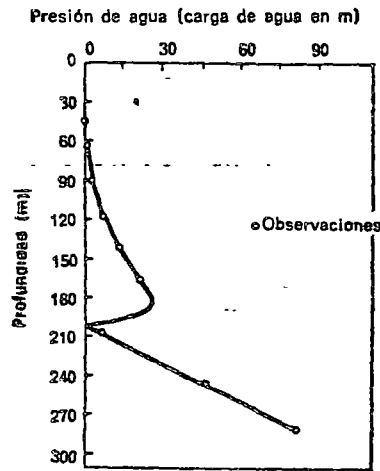


Figura 10.11 Presiones intersticiales medidas en un sondeo en la mina de Nchanga³⁸

La permeabilidad de una diaclasa aislada depende de la abertura media a lo largo de la misma y de su rugosidad superficial. Estos resultados se deducen de consideraciones hidrodinámicas elementales. También puede demostrarse que la permeabilidad equivalente de una familia de fracturas, con la misma abertura y orientación, depende del número de fracturas por unidad de volumen de roca y de su orientación. Pueden asociarse permeabilidades equivalentes a diferentes sistemas de fracturas. Para una masa rocosa fracturada arbitrariamente, la determinación de la distribución de presiones intersticiales se puede reducir a la resolución de un problema de filtración en un terreno anisótropo y heterogéneo siempre que se conozca la distribución de permeabilidades dentro de la roca^{70,71}. Esto sólo se puede conseguir con cierta confianza mediante ensayos *in situ*. Se dispone de métodos digitales y analógicos para resolver los problemas de contorno planteados⁷²⁻⁷⁶ (ver el capítulo 3).

En muchos casos, como en el problema de la estabilidad de taludes, es posible medir inicialmente la distribución de presiones intersticiales. Hay que señalar que así se consigue la información más precisa si los medidores se han colocado adecuadamente. Hipótesis poco precisas respecto a la distribución de presiones intersticiales en un macizo rocoso pueden dar lugar frecuentemente a resultados erróneos. Esto es explicable por las medidas tomadas por Steffen y Klingman²⁶ que se han representado en la figura 10.11. En este caso se midió la presión intersticial en un sondeo hasta a una profundidad de 300 m.

Estas medidas permitieron detectar la existencia de un drenaje elente a una profundidad de 205 m. Esto tuvo una influencia fundamental sobre los cálculos de estabilidad posteriores. En la referencia se dan detalles sobre la instalación y técnica de obturación empleada.

Cuando las microfisuras se encuentran con elevada profusión en una roca, su abertura es muy sensible a la tensión aplicada. Como han señalado Habib y Bernaix⁷⁵, esto puede dar lugar a permeabilidades que varían en órdenes de magnitud para las tensiones habituales en ingeniería. Esto resultó particularmente evidente en el gneis fisurado de Malpasset. La permeabilidad del lignito depende también fuertemente de la presión⁵⁶. La heterogeneidad puede deberse no sólo a la distribución de las fisuras y diaclasas en el macizo rocoso, sino ser también una consecuencia de las tensiones aplicadas. Londe y Sabarly⁷⁶ han señalado la importante influencia que este comportamiento tiene sobre la resistencia de las cimentaciones de presas. Terzaghi⁶⁵ y Lane⁷⁷ han dado otros ejemplos referentes a la relación existente entre la distribución de presiones intersticiales, su variación y la resistencia de los macizos rocosos.

La susceptibilidad de la permeabilidad a la abertura de las diaclasas sugiere otro mecanismo de rotura progresiva. Al producirse desplazamientos según las diaclasas, su abertura media variará produciendo grandes cambios en la resistencia hidráulica, lo cual perturbará la distribución de presiones intersticiales en el macizo rocoso. Esto puede ser beneficioso en algunos casos cuando una diaclasa abierta de esta forma puede actuar como un dren. Pero también puede originar una disminución del coeficiente de seguridad, aumentando aún más las deformaciones. Con ello se complica la dificultad de estimar el coeficiente de seguridad cuando se están produciendo deformaciones.

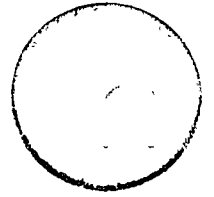
Referencias

1. N. Hast, «The measurement of rock pressure in mines», *Sveriges Geol. Undersök., Arsbok, Ser. C*, 52, núm. 3 (1958).
2. A. D. Hogg, «Some engineering studies of rock movement in the Niagara area», en *Engineering Geology Case Histories, No 3* (Ed., P. D. Trask), Geol. Soc. Am., 1959.
3. B. Voight, «Restspannungen im Gestein», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech., 1st, Lisboa, 1966*, I, 45-50.
4. J. W. Bray, «A study of jointed and fractured rock, I: Fracture patterns and their failure characteristics», *Rock Mech. Eng. Geol.* (próxima aparición).
5. N. G. W. Cook, «The design of underground excavations», *Proc. Symp. Rock Mech., 8th, Minnesota, 1966* (AIME, 1967).
6. J. B. Walsh, «The effect of cracks on the uniaxial compression of rocks», *J. Geophys. Res.*, 70, 399-411 (1965).
7. J. B. Walsh, «The effect of cracks in rocks on Poisson's ratio», *J. Geophys. Res.*, 70, 5249-5258 (1965).
8. N. R. Morgenstern y A. L. T. Phukan, «Non-linear deformation of a sandstone», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech., 1st, Lisboa, 1966*, I, 543-548.
9. O. C. Zienkiewicz y Y. K. Cheung, «Applications of the finite element method to problems of rock mechanics», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech., 1st, Lisboa, 1966*, I, 661-666.
10. W. T. Moody, «Importance of geological information as a factor in tunnel lining design», en *Engineering Geology Case Histories, No 3* (Ed., P. D. Trask), Geol. Soc. Am., 1959.
11. V. V. Sokolovsky, *Statics of Soil Media*, Butterworths, Londres, 1960.
12. M. E. Harr, *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill, Nueva York, 1966.

13. G. G. Meyerhof, «Some recent research on the bearing capacity of foundations», *Can. Geotech. J.*, 1, 16-26 (1963).
14. J. Talobre, *La Mécanique des Roches*, Dunod, Paris, 1957.
15. C. Jaeger, «Rock mechanics for hydro-power engineering», *Water Power*, septiembre-octubre 1961.
16. H. Kastner, *Statik des Tunnel und Stollenbaues*, Springer, Berlín, 1962.
17. N. Janbu, «Earth pressure and bearing capacity by generalized procedure of slices», *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, 4th, 1957, 2, 207-212.
18. A. W. Bishop y L. Bjerrum, «The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs., Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils*, 437-501 (1960).
19. I. G. Taylor, «The influence of discontinuities on the stability of an underground opening», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech.*, 1st, Lisboa, 1966, II, 329-333.
20. M. Rocha, «Some problems on failure of rock masses», *Rock Mech. Eng. Geol., Suppl.*, 1, 1-9 (1963).
21. S. Uriel, «Application of the plastic equilibrium equations of stratified media to dam foundations: safety factor concept», *Proc. Intern. Congr. Rock Mech.*, 1st, Lisboa, 1966, II, 525-530.
22. P. P. Fox, A. A. Meyer y J. A. Talobre, «Foundations of the Pahlavi Dam on the Dez River», *Intern. Congr. Large Dams. 8th, Edimburgo, 1964, I*, 1-22.
23. R. K. Dodd, «Measurement and analysis of rock physical properties on the Dez project, Iran», en *Testing Techniques for Rock Mechanics*, *Am. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 402, 52-72 (1966).
24. A. W. Bishop, «The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes», *Géotechnique*, 5, 7-17 (1955).
25. M. Rocha, «Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edimburgo, 1964, I*, 785-832.
26. K. S. Lane, discusión en *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edimburgo, 1964 V*, 179-180.
27. L. Obert, discusión en *State of Stress in the Earth's Crust* (Ed., W. R. Judd), Elsevier, Nueva York, 1964, pág. 698.
28. D. J. Henkel, J. L. Knill, D. G. Lloyd y A. W. Skempton, «Stability of the foundations of Monar Dam», *Intern. Congr. Large Dams, 8th, Edimburgo, 1964, I*, 425-442.
29. N. R. Morgenstern y V. E. Price, «The analysis of the stability of general slip surfaces», *Geotechnique*, 15, 79-93 (1965).
30. N. R. Morgenstern y V. E. Price, «A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces», *Computer J.*, 9, 388-393 (1967).
31. N. Janbu, L. Bjerrum y B. Kjaernli, «Soil mechanics applied to some engineering problems», Norwegian Geotechnical Institute, Publ. núm. 16, 1956.
32. D. J. Henkel, «Slide movements on an inclined clay layer in the Avon gorge in Bristol», *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, 5th, 1961, 2, 619-624.
33. W. Wittke, «Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsboschungen», *Rock Mech. Eng. Geol., Suppl.*, 1, 52-79 (1964).
34. P. Londe, «Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse», *Ann. Ponts Chaussées*, 1-24 (1965).
35. Yu-kuo Sun y Jian-kuo Lee, «Engineering geological studies of the stability of slopes in rock», *Sci. Geol. Sinica*, 11, 330-352 (1965).
36. O. K. H. Steffen y H. L. Klingman, «Slope stability at the open pit of the Nchanga Consolidated Copper Mines Limited», *J. S. African Inst. Mining Met.*, 67, 140-171 (1966).
37. M. P. Billings, *Structural Geology*, Prentice Hall, Nueva York, 1958.
38. F. J. Turner y L. E. Weiss, *Structural Analysis of Metamorphic Tectonites*. McGraw-Hill, Nueva York, 1963.
39. F. Phillips, *Stereographic Projection in Structural Geology*, Arnold, Londres, 1954.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS
DE INGENIERIA

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ.

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

ING. ANDRES MORENO FERNANDEZ

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

16-Julio- 1974.

I N D I C E

1. INTRODUCCION.

- 1.1) Antecedentes.
- 1.2) Objetivo.
- 1.3) Alcance.

2. CARGAS SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE.

- 2.1) Estado natural de esfuerzos.
- 2.2) Cambios de esfuerzos producidos por la construcción.
- 2.3) Esfuerzos alrededor de cavidades.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEMES.

- 3.1) Marcos.
- 3.2) Anclas.
- 3.3) Concreto Lanzado.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

- 4.1) Descripción de la calidad de la roca.
- 4.2) Características que debe cumplir un sistema de soporte.
- 4.3) Procedimientos de diseño.

5. REFERENCIAS.

Tablas.

Figuras.

SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

I. INTRODUCCION.

1.1) ANTECEDENTES.

Se estima que solamente en los Estados Unidos de Norteamérica, se invertirán 860,000 millones de pesos en los próximos 20 años, en la construcción de excavaciones subterráneas. De esa inversión, la mitad corresponderán a excavaciones para obras civiles y la otra mitad a proyectos mineros, lo que representa una inversión promedio anual de 43,000 millones de pesos. Teniendo en mente estos números fantásticos, es fácil comprender la importancia que tendrá la Ingeniería de excavaciones subterráneas, ya que muchas de las obras viales, de conducción, hidroeléctricas, de almacenamiento, etc., tendrán que ser obras subterráneas, quizá en sitios donde las características de las rocas no son favorables. Además, es probable que en la construcción de dichas obras se debe considerar la estabilidad de otras obras ya realizadas en la vecindad.

En términos generales, se puede establecer que el costo del ademe representa: De 10% a 20% del costo total de la excavación, cuando se utilizan perforadoras inte

grales ("moles") en rocas sanas, y más de 50% en túneles excavados en roca fracturada con métodos convencionales. Es por ello importante elegir adecuadamente el sistema de soporte de una excavación subterránea.

Los ademes se pueden dividir en dos grandes grupos :

- a). Primarios ó temporales, cuya función principal es -- mantener la estabilidad de la excavación durante la -- construcción; y
- b). Secundarios ó definitivos, que son aquellos con los -- cuales se dá el acabado final de la excavación subte- rránea.

Normalmente, los ademes se calculan teniendo como base -- algún método de diseño teórico, modificando los resultados de acuerdo con la intuición y la experiencia del diseñador y del constructor. Por lo tanto, el diseño de los sistemas de ademe no debe ser considerado como una actividad puramente científica, ya que cuenta con una fuerte dosis de imaginación, "sentimiento" y conocimientos empíricos.

1.2) OBJETIVO:

El objetivo de este trabajo es presentar en forma breve los métodos más usados para análisis y diseño de sistemas de-

soporte, principalmente el de los ademes primarios.

1.3) ALCANCE:

En este trabajo se revisan los métodos para determinar la carga sobre los ademes, se describe la aplicabilidad de los diversos sistemas de soporte y se presentan los criterios - más comunes que se utilizan para la selección del tipo de - ademe.

2. CARGA SOBRE SISTEMAS DE SOPORTE.

2.1) ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS.

Antes de iniciar cualquier obra subterránea, es necesario - realizar una serie de estudios tendientes a conocer el estado natural de esfuerzos de la roca, ya que el diseño de las obras que se hagan deberá considerar, en forma muy importante, - tanto el estado natural como el que se desarrolla durante y después de construcción de dichas obras.

El estado natural de esfuerzos depende de una serie de factores que no son siempre conocidos a-priori, tales como, la - actividad tectónica en el área, las condiciones estructurales de la roca (fracturamiento, clase de fracturas, materiales - del relleno de las fracturas), las condiciones geohidrológi- cas y otras, así como la topografía del terreno. Como -- primera aproximación, parece justificado suponer que el -

esfuerzo vertical σ_v en un punto, dentro de la masa, es igual al peso del material que sobreyace dicho punto, ó sea

$$\sigma_v = \gamma h$$

El conocimiento del esfuerzo horizontal σ_h en una roca es un problema bastante más difícil. En algunos casos se supone que es una función de esfuerzo vertical y de la relación de Poisson ν , según las relaciones de la teoría de la Elasticidad

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad \text{y} \quad K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

el coeficiente K_0 varía entre 0 y 1 para los valores extremos de la relación de Poisson $\nu = 0$ y $\nu = 0.5$

Gran número de formaciones rocosas se encuentran plegadas; ello indica que han estado sujetas a esfuerzos horizontales mayores que los verticales y se deduce que la roca ha desarrollado un estado de esfuerzos que muy poco se parece a la hipótesis que se ha hecho anteriormente. En la práctica, puede suceder que σ_h sea mayor que σ_v .

Por lo expuesto, se concluye que en principio, en el exterior de un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos. Se puede establecer en forma general, que el esfuerzo lateral varía entre 0.5 y 2.0 veces el esfuerzo vertical.

2.2) CAMBIOS DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA CONSTRUCCION.

Un macizo rocoso que no haya sido alterado por las obras hechas por el hombre se encuentra bajo un cierto estado de esfuerzo. El proceso de excavación de una obra subterránea produce nuevos estados de esfuerzo que serán función de las diferentes etapas de construcción. Es importante considerar asimismo, que la construcción de un túnel no solo cambia las condiciones de esfuerzo, sino que en muchos casos, las condiciones de la roca misma. Tal es el caso de las explosiones que comunmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alrededor del túnel. Si para lograr un equilibrio es necesario colocar algún sistema de soporte, se deberán considerar como factores importantes, el tiempo, la forma de colocación del soporte y sus características de deformación.

Con objeto de lograr un estado de esfuerzo estable, es necesario que el sistema de soporte actúe sobre el estado de esfuerzo creado por la excavación, modificándolo de tal modo, que sea compatible con las condiciones de la roca y las características de los ademes. Los ademes son así, componentes del sistema de soporte que reacciona contra la roca que los rodea produciendo una presión interior estable

lizadora.

2.3) ESTADOS DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE CAVIDADES.

Existen varias teorías que proporcionan el valor de los esfuerzos que se producen alrededor de cavidades.

El estado de esfuerzo alrededor de una cavidad depende principalmente de los siguientes factores: (1) la forma de la cavidad, (2) el estado de esfuerzos antes de hacer la cavidad, (3) las características mecánicas de las masas de roca que son afectadas por la cavidad, (4) el tiempo que transcurre después de haber hecho la cavidad, y (5) las condiciones de trabajo de la obra.

La determinación de dicho estado de esfuerzos es, salvo en algunos casos, un problema de muy difícil solución. Existen varias teorías, que utilizando ciertas hipótesis permiten conocer dicho estado de esfuerzos. Entre las más comunes se encuentran las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de la Viscociasticidad. Tradicionalmente se han utilizado las soluciones analíticas que proporcionan dichas teorías, bien sea mediante fórmulas, tablas ó gráficas.

Recientemente, el uso extensivo de las computadoras ha permitido aplicar al problema del análisis de esfuerzos,

técnicas modernas de análisis numérico, como el método del elemento finito, que proporcionan valores de esfuerzos y deformaciones, considerando variables que antes no se podían considerar, como: (1) formas muy irregulares, (2) propiedades esfuerzo deformación de tipo especial como anisotropía y no linealidad, (3) heterogeneidad, (4) efectos del tiempo, y otras más. Zinckiewicz (1971) presenta en forma detallada la aplicación de este método.

A continuación se describen brevemente las hipótesis y algunos resultados que se obtienen de la aplicación de las teorías de la Elasticidad y de la Plasticidad.

TEORIA DE LA ELASTICIDAD:

La teoría de la Elasticidad puede utilizarse para encontrar la distribución de esfuerzos alrededor de un orificio excavado en un material que cumpla con las restricciones que a continuación se establecen:

- a). La roca es homogénea.
- b). La roca es isotrópica con respecto a sus propiedades elásticas.
- c). La respuesta de deformación de la roca es instantánea con respecto a un cambio de esfuerzos.
- d). La relación entre esfuerzos y deformaciones es lineal.

- e). Los esfuerzos nunca exceden los límites elásticos de la roca .

Estas hipótesis son tolerables en cavidades que están localizadas a gran profundidad en una roca química y mecánicamente inalterada, tal como el granito.

El uso de la teoría de la Elasticidad permite obtener los esfuerzos radiales σ_r y tangenciales σ_θ para condiciones de fronteras dadas.

En el caso de una cavidad circular en la que antes de la excavación, el esfuerzo vertical p_z es igual al esfuerzo horizontal p_h ; la Figura 1 muestra la distribución de esfuerzos dentro de la masa de roca.

En esa figura se ha dibujado con línea continua la distribución de esfuerzos correspondiente a una condición de presión interior p_i igual a cero, y con línea segmentada el caso en que exista presión interior $p_i \neq 0$. Así mismo, se presentan las ecuaciones que dan el estado de esfuerzos. Estas ecuaciones se deducen de la solución de Lamé para un cilindro hueco de pared gruesa sometido a presiones uniformes exteriores e interiores.

Aunque aquí se ha presentado el caso de una cavidad circular con distribución hidrostática de presiones, cabe decir que existen soluciones para diferentes geometrías y otras rela-

ciones de presiones p_h/p_z .

Para el caso del túnel circular, en la Fig. 2 se indica la -
variación de los esfuerzos tangenciales con respecto a la -
relación $k_0 = p_h/p_z$.

Aceptando las hipótesis previas, sobre el valor del esfuer-
zo vertical $p_z = \gamma h$ y, considerando un estado de - -
esfuerzos tridimensional se tendrá que la deformación --
unitaria horizontal es:

$$\epsilon_h = \frac{1}{E} [p_h - \nu (p_z + p_h)]$$

Si esta deformación es nula existirá un estado de deforma-
ción plana y el esfuerzo horizontal se determina como sigue:

$$p_h - \nu (p_z + p_h) = 0$$

$$p_h = p_z \frac{\nu}{1-\nu}$$

y según se definió anteriormente:

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Considerando un valor de $\nu = 0.20$, representativo de-
algunas condiciones comunes, el valor del coeficiente

$$k_0 = \frac{0.2}{0.8} = 0.25$$

En base a este valor de k_0 , se presenta en las Figs. 3 a 5
la distribución de esfuerzos en túneles de sección elíptica,

considerando la sección circular como un caso particular; -
y en la Fig. 6 la distribución en una sección de tipo "herra-
dura". En todos esos casos se supone que las dimensiones
del túnel son pequeños en comparación con su profundidad.

TEORIA DE LA PLASTICIDAD:

Cuando la magnitud de los esfuerzos excede el límite elástico
del material, se genera una zona plástica alrededor de la ---
excavación que se profundiza en la roca hasta que la reducción
de esfuerzos que se tiene al alejarse de la excavación sea tal -
que los esfuerzos actuantes sean nuevamente menores que el -
límite elástico.

Uno de los primeros intentos para mejorar la aplicación de --
las soluciones teóricas al cálculo de los esfuerzos alrededor -
de un túnel, consiste en considerar las propiedades elastoplás-
ticas del medio.

El caso más simple para el análisis de un túnel circular es el
que considera que $p_h = p_z = \gamma z$, es decir, $k_0 = 1$. Asi-
mismo, se puede suponer un criterio de falla tipo Mohr-Coulomb
con cohesión "c" y ángulo de fricción interna ϕ diferentes de --
cero, tal como $s = c + \sigma \tan \phi$.

La resistencia "s" del material en la pared de la excavación,

donde el esfuerzo radial es nulo, es igual a la dada por una prueba de compresión simple. En el interior del macizo rocoso la resistencia se incrementa debido al confinamiento, es decir, es igual a la dada por una prueba de compresión triaxial.

Es evidente que si se aplica una presión interna en la excavación, que puede estar dada por algún sistema de soporte, aumentará el confinamiento σ_3 y con ello la resistencia al corte, luego el espesor de la zona plástica se reducirá.

El radio de la zona plástica depende del nivel de esfuerzos, de la presión interior y de las constantes C y ϕ . En las Figs. 7, 8 y 9 se muestra la influencia de estos parámetros en el caso considerado.

2.4) ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE ADEMÉS.

Las cargas sobre los sistemas de soporte se pueden determinar mediante el conocimiento del estado de esfuerzos alrededor de túneles y excavaciones subterráneas que proporciona las teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y los métodos numéricos. Así por ejemplo, mediante el uso de la teoría de la Elasticidad, se puede obtener las zonas de tensión sobre la clave de un túnel. Se deberá diseñar sistemas de soporte para evitar desprendimientos ó sobre-excavaciones importantes. La teoría de la Plasticidad nos permite determinar el

esfuerzo que es necesario poner como presión interior en los ademes utilizados en materiales con criterio de falla de tipo Mohr-Coulomb y limitar así los esfuerzos en el medio y el espesor de la roca plástica.

La aplicación de estas teorías está limitada a aquellos casos en que se cumple aproximadamente en las hipótesis supuestas.

Existen por otro lado, varios métodos empíricos basados en la experiencia de construcción y en las observaciones sobre comportamiento de obras subterráneas.

Dichos métodos toman en cuenta no solo aspectos geométricos sino también las condiciones especiales de los materiales involucrados, el efecto del tiempo, del agua, las características de los ademes y otros.

Uno de esos métodos que ha demostrado su utilidad en la práctica, es el desarrollado por Karl Terzaghi (1946).

METODO DE TERZAGHI.

Terzaghi supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como CARGA DE ROCA el peso de la masa de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe ser soportada por el ademe. El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca. La Fig. 10

presenta las recomendaciones de Terzaghi para las de cargas de diseño de la estructura de soporte.

La Tabla 1 presenta las recomendaciones de Terzaghi comparadas con otras cargas de roca sugeridas por Bierbaumer (1913) y por Stini (1950). Las recomendaciones anteriores suponen que se requiere ademe para soportar una cierta masa de roca en el techo del túnel y defieren en la forma de la masa y en la manera en que los esfuerzos se transmiten desde dicha masa. Sin embargo, los resultados de esas recomendaciones de Bierbaumer y Stini no parecen estar muy lejos de los de Terzaghi.

El tiempo que permanece una excavación sin soporte juega un papel importante en la carga de roca y en la sobre-excavación.

El tiempo que permanece una excavación estable sin ademe depende de las características geohidrológicas, del fracturamiento y de la alteración.

Entre mayor sea el tiempo que permanezca una excavación sin ademe, mayor será la sobre-excavación y aumentará el riesgo de provocarse un "caído" ó desprendimiento que pongan en peligro la estabilidad de la excavación. Este concepto es de gran interés, ya que contribuye importantemente a la selección del tipo de ademe, que debe ser instalado antes de

que este período expire, debido a que durante él, la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento ó desintegración progresivos alrededor de la cavidad. Si se permite que dicho proceso continúe, el material caerá a la excavación hasta que un efecto de arco en las capas superiores impida la caída de material.

Si el ademe se coloca antes de que termine el período mencionado, la carga neta que soporte será menor que la carga última de roca, puesto que la formación completa del arco de material quedará restringida por el propio soporte.

En las Figs. 11 y 12 se pretende dar una explicación gráfica de ambos fenómenos.

3. PRINCIPALES TIPOS DE ADEME.

3.1) MARCOS.

Dependiendo de las características de la roca y del tamaño del túnel a excavar, se puede decidir si el ademe se deberá proporcionar con marcos metálicos ó de madera.

En todo caso, es conveniente realizar un estudio económico para elegir el tipo de ademe, pero se puede adelantar que en excavaciones de gran sección transversal el ademe metálico será más económico.

Aunque en túneles de gran sección transversal se puede utilizar ademe de madera, es recomendable utilizar marcos metálicos debido a la facilidad de colocación y amplio espacio libre que deja, ya que el de madera es necesario colocarlo formando una estructura muy elaborada que incrementa la posibilidad de falla. Sin embargo, en secciones pequeñas se emplean marcos de madera.

El ciclo de excavación comprende las siguientes operaciones: barrenación, carga, voladura, ventilación, rezaga y colocación del soporte.

Entre el momento de la voladura y el de colocación del ademe pueden fácilmente transcurrir dos ó más horas, por lo que es necesario definir el tiempo máximo que puede permanecer el túnel sin ademar.

En túneles largos donde el procedimiento de excavación puede variar desde sección completa hasta túnel piloto dependiendo de las características geológicas, es conveniente que los marcos estén formados por varias partes, de tal forma que se incremente su versatilidad. En la Fig. 13 se indican las partes de que consta un marco de ademe para una sección de excavación de herradura.

Al colocar el marco es necesario "acuñarlo" con madera - -

contra el terreno, con objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte. Conocidas dichas cargas, es fácil hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos estandar de resistencia de materiales. En las Tablas 2 y 3 se muestran las capacidades de carga de marcos metálicos. Estas Tablas están relacionadas con la Fig. 14.

3.2) A N C L A S .

Durante los últimos 20 años el uso de anclas se ha popularizado, principalmente en las excavaciones en rocas relativamente sanas. No existe un método de diseño que sea aceptado por todos, en lugar de ello, se determinan los mecanismos de falla de la roca y se calcula el número y capacidad de las anclas para evitarlo.

El principio general del anclaje de las rocas es hacer que la roca forme parte de la estructura de soporte, es decir, que se autosoporte a excepción de cuando las anclas soportan fragmentos sueltos de roca. Para que esto suceda efectivamente las anclas se deberán colocar inmediatamente después de abrir la excavación.

De una manera muy simple se puede considerar que las anclas soportan la roca de las excavaciones subterráneas mediante cuatro mecanismos distintos:

- a). Por suspensión. - Es el caso cuando se colocan anclas para asegurar fragmentos de roca que pueden caerse -- hacia la excavación.
- b). Formando vigas. - Este proceso se presenta principalmente en las excavaciones en rocas estratificadas. Las anclas unen entre sí a varios estratos que tienen pequeñas ó nula adherencia entre ellos, formando así una viga capaz de autoportarse y de soportar la roca que yace sobre ella.
- c). Reforzando excavaciones que se autoportan en las zonas donde se presenten concentraciones de esfuerzos -- ya sean de compresión, tensión ó corte. Estos esfuerzos pueden ser causados por la geometría de la excavación ó por los métodos de construcción y se determinan mediante el uso de las teorías de Elasticidad y Plasticidad; si son aplicables.
- d). Reforzando zonas sujetas a grandes fuerzas cortantes y de Compresión.

Estos casos se presentan en lumbreras, excavaciones - muy inclinadas para túneles de presión de centrales - - hidroeléctricas, fallas ó zonas de cortante, etc. Estas anclas tendrán esfuerzos de cortante muy importantes.

Las anclas se pueden dividir en dos grandes grupos:

- a). Anclas que tengan un dispositivo de anclaje en un extremo y en el otro un dispositivo rígido que permita mantener una tensión suficiente para producir un esfuerzo de compresión en la roca intermedia. Generalmente este dispositivo consiste de una placa y una tuerca.
- b). Anclas que se encuentran alojadas en barrenos cementados ó inyectados, cuyo anclaje es proporcionado por la adherencia que se genera entre las paredes del barreno, mortero y ancla.

En las Figs. 15, 16 y 17 se pueden ver varios tipos de anclas.

Por último, es necesario recordar que la tensión de las anclas pueden sufrir cambios muy importantes con el tiempo, debido por ejemplo a: flujo plástico de la roca, rotura de la concha de expansión, falla de la rosca de la tuerca, efecto de los explosivos, intemperismo ó por el comportamiento viscoso de la roca.

Por ello, es necesario tener una estricta supervisión y un -- adecuado mantenimiento en este tipo de soportes.

3.3) CONCRETO LANZADO.

Este sistema de ademado tiene su origen en la "gunita" que

es un mortero de arena y cemento con acelerante de fraguado que se coloca neumáticamente contra una superficie. La primera vez que se usó fué en 1914 en una mina para proteger las paredes de roca contra la acción del agua y del aire.

Después de la terminación de la Segunda Guerra Mundial, se construyeron en Europa un gran número de plantas hidroeléctricas subterráneas, que hicieron necesario desarrollar nuevas tecnologías. Las máquinas colocadoras de ese tiempo estaban limitadas a partículas de tamaño máximo de 10 mm. Se encontró que si se añadía al mortero agregado grueso de tamaño, comprendido entre 15 y 20 mm., se podía cumplir con la función de protección contra el intemperismo y además proporcionar un soporte a la excavación.

En Austria fué donde por primera vez se usó concreto lanzado en sustitución de los marcos y la madera para soportar el túnel Prutz-Imst (1954-1955).

Las ventajas más importantes que tiene este sistema de soporte son (Alberts, 1963-1965):

- 1.- El concreto lanzado es forzado a entrar en las fracturas abiertas, en fisuras, grietas e irregularidades en la superficie de la roca y de esta forma tiene la misma función de liga que un mortero en un muro de piedra.
- 2.- El concreto lanzado impide el drenaje del agua contenida

en las fracturas y también impide la tubificación del material que rellena las fracturas e impide la intemperización de la roca (por el agua y por el aire).

- 3.- El concreto lanzado provee una considerable resistencia a la caída ó aflojamiento de bloques del techo del túnel, siempre que se coloque inmediatamente después de que se realice la excavación.
- 4.- Un espesor de concreto lanzado comprendido entre 15 y 25 cm. proporciona un soporte estructural semejante a un anillo ó un arco.

La ventaja del concreto lanzado, es que suministra una forma de ademe rápida y efectiva en toda la periferia de un túnel. Obviamente, el revestimiento de concreto lanzado no puede ser considerado un cilindro de paredes delgadas. Los mecanismos reales del comportamiento de las estructuras compuestas de roca-concreto lanzado no son todavía comprendibles, y puede ser que nunca sean entendidos del todo. Sin embargo, es interesante presentar algunos ejemplos donde se muestren diferentes mecanismos de falla en la estructura compuesta de roca-concreto lanzado.

Ejemplo 1.- Falla progresiva en la roca soportada con concreto lanzado (Fig. 18). Se supone que la sección está en equilibrio por un tiempo suficientemente largo después de la excavación a fin de que el concreto lanzado colocado obtenga resistencia. Es necesario que las fuerzas cortantes a lo largo de las caras del bloque A, sean de tal magnitud que lo soporten por algunas horas. Luego se supone que un movimiento de traslación y rotación ocurre para reducir estas fuerzas cortantes a cero.

Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado alrededor de la periferia de la base del bloque necesaria para mantenerlo en equilibrio se puede calcular. Recíprocamente, si la resistencia al esfuerzo cortante del concreto lanzado es conocida, se puede calcular un factor de seguridad contra una caída del bloque A, y de tener así una falla progresiva. (Rotler, 1961).

Ejemplo 2.- Falla por rotación de un bloque grande.

La Fig. 19, ilustra otro mecanismo probable de falla del revestimiento de concreto lanzado de un túnel. Para este caso, se supone que la roca es estable un lapso suficiente para que se pueda colocar el concreto lanzado. Luego las fuerzas cortantes sobre los lados del bloque sombreado

se reducen como un resultado de la redistribución de esfuerzos y el bloque tiende a fallar por rotación con respecto a su eje localizado a la derecha de la figura.

Ejemplo 3. - Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de debilidad.

Es razonable esperar que la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece una capa delgada de concreto lanzado es pequeña - en comparación con las fuerzas que tienden a provocar el movimiento de la roca.

En comparación con los dos modelos de falla anteriores, el comportamiento del concreto lanzado en este tercer ejemplo se encuentra aún más alejado de cualquier hipótesis simple de diseño.

Los movimientos que ocurren en este caso no pueden ser detenidos con ningún espesor razonable de concreto lanzado y será necesario estabilizar la sección por otros medios.

Como se indica en la Fig. 20, una combinación capaz de estabilizar es el uso de las anclas y concreto lanzado; las anclas conectan a las dos secciones de la roca, proporcionando equilibrio por el incremento de la fuerza normal y consecuentemente la fuerza cortante entre las dos secciones.

4. SELECCION DEL ADEME MAS ADECUADO.

4.1) DESCRIPCION DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

Como ya se ha visto, se pueden determinar los esfuerzos - en la masa de roca alrededor de cavidades de acuerdo con la teoría de la Elasticidad y la Plasticidad. Muchos de los túneles desafortunadamente se encuentran excavados en rocas que no cumplen con la hipótesis que dichas teorías establecen, y el comportamiento de los túneles está principalmente regido por la calidad de la roca.

Anteriormente se tomaba al porcentaje de recuperación -- de un barreno de exploración como indicador de la calidad de la roca. Este parámetro llamado "porcentaje de recuperación", tiene una aplicabilidad limitada porque está basado únicamente en la cantidad de muestra recuperada, sin importar si la roca es sana, si está fisurada, alterada, etc.

Además, siempre puede haber la duda si dicha recuperación está ó no afectada por la habilidad del perforista, de la condición de las herramientas, etc.

El coeficiente R.Q.D. (Rock Quality Designation), desarrollado por la Universidad de Illinois (Deer, 1967), elimina -- alguna de las incertidumbres de la clasificación mediante la recuperación y refleja parcialmente los efectos del grado de alteración y del fisuramiento de la roca.

El R.Q.D. se puede relacionar con algunas propiedades de las rocas y con su comportamiento cualitativo, como se muestra en la Tabla 4. Según Deer (1967) y Merritt (1968).

Existe otra interesante relación entre el R.Q.D. y el tipo de ademe necesario. Sugerida por Coon (1968) que se muestra en la Tabla 5.

Es conveniente y útil contar con los valores del R.Q.D. de la roca a lo largo del túnel. Lo ideal es contar con sondcos exploratorios a lo largo del eje del túnel, pero esto no siempre es posible, ya que, en ocasiones, los túneles se excavan bajo cadenas montañosas, las cuales harían que la longitud de los barrenos fuera muy grande. La separación entre los barrenos es muy importante ya que el constructor siempre quiere los barrenos lo más cercanos posibles y el dueño de la obra, lo más alejados. Por lo tanto, es muy importante conciliar estos dos puntos de vista.

En general, se puede pensar que la calidad de la roca se incrementa con la profundidad y cerca de la superficie la roca está afectada por el intemperismo. Esto no quiere decir que a profundidades se pueda encontrar, zonas de falla y zonas de alteración hidrotermal.

Parece conveniente utilizar los datos de la Tabla 6 como guía para la selección de la separación de los sondeos exploratorios:

Por supuesto que, en zonas donde se conoce que la calidad de la masa de roca es buena, estas separaciones se pueden aumentar e inversamente si la calidad de la roca es muy mala se pueden disminuir.

4.2) CARACTERÍSTICAS QUE DEBE DE CUMPLIR UN SISTEMA - DE SOPORTE.

Las características que debe de satisfacer un sistema de soporte, son:

- 1.- Ser compatible con los métodos de construcción.

Idealmente los ademes deben de colocarse fácil y rápidamente sin interferir con el avance de la excavación. Posiblemente cumplir con lo anterior represente el punto ó actividad más difícil del ciclo constructivo. Cada túnel debe de tratarse en particular y es prácticamente -- imposible establecer reglas ó recomendaciones generales. Se debe considerar en el diseño, el ademe calculado para las peores condiciones esperadas de la roca y dicho diseño debe poderse modificar adecuadamente al considerar -

las condiciones cambiantes en la roca y los procedimientos de construcción. Lo ideal sería que el procedimiento de colocación de un ademe fuera independiente del proceso de la excavación pero, desgraciadamente no es posible, ya que:

- a). El ademe debe colocarse lo más cerca al frente de excavación.
- b). La instalación del sistema de soporte requiere -- que las actividades de la excavación se suspendan.
- c). El equipo necesario para la colocación del ademe y el de excavación no pueden estar al mismo tiempo en el frente de la excavación. Por lo tanto, en el diseño de un sistema de soporte será necesario considerar los problemas que se puedan tener entre los procesos de excavación y la colocación del mismo ademe.

2.- Tener la flexibilidad y resistencia adecuadas.

El sistema de soporte deberá tener una flexibilidad tal que permita que los bloques de roca de la vecindad de la excavación se muevan y se genere una redistribución de esfuerzos. Además, el ademe deberá tener una - -

resistencia que pueda soportar la carga que no puede soportar la roca.

La función básica de un sistema de ademe es el de mantener la excavación estable y con la geometría requerida. Por ello, en el ademe se debe de cumplir que los esfuerzos que se generan en él, no excedan el límite de fluencia.

4.3) PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO.

No existe ningún procedimiento que se considere preciso para diseñar los sistemas de soporte. Además, aunque una teoría puede ser razonable para una situación idealizada, la utilidad práctica está casi siempre restringida debido a la información incompleta de los parámetros de resistencia de la roca y de los procedimientos de construcción.

Sin embargo, se puede señalar factores que deben ser cuidadosamente estudiados, ya que tienen una influencia definitiva en la estabilidad de las excavaciones, (Cording, 1968) :

1.- Características de la roca.

a). Propiedades de la roca sana.

- b). Calidad de la masa de roca (grado de fracturamiento y de intemperismo).
- c). Orientación de los planos de debilidad.
- d). Geohidrología.

2. - Tamaño del túnel.

3. - Características de los sistemas de soporte, de los procedimientos de construcción y de la manera de que ambos factores influyen en la roca de la vecindad de la excavación.

4. - Esfuerzos naturales en la vecindad del túnel.

5. - Geometría del túnel.

La carga sobre el túnel se puede incrementar si: (a) la masa de roca es débil, de baja calidad, tiene planos de debilidad desfavorablemente orientados ó porque contiene agua subterránea a gran presión, (b) Si se incrementa la sección del túnel, (c) Si la roca es alterada por los procedimientos de construcción, ó porque se tarde en poner el ademe, (d) Porque existan esfuerzos naturales muy altos y (e) Que tenga el túnel una forma desfavorable.

El método de Terzaghi, puede ser usado como un primer paso para un diseño racional de un sistema de -- soporte.

El diseño mediante este método de un sistema de soporte constituido por marcos metálicos con retaque de madera colocados en un túnel excavado por métodos convencionales, dá resultados satisfactorios pero un poco conservadores; debido al poco número de mediciones en -- este tipo de ademes y a la dispersión de los datos, no -- se puede concluir en qué grado son conservadores.

Las técnicas modernas de excavación con explosivos y precorte (Smooth Blasting) alteran las rocas mucho menos que los métodos convencionales. Más aún, técnicas modernas de ademe como las anclas y el concreto lanzado evitan desplazamientos y aflojamientos en la roca. -- Por lo tanto estas nuevas técnicas establecen condiciones diferentes a las hipótesis del método de construcción de Terzaghi.

Coording (1968) y Knise (1969) establecen que si la roca se comporta elásticamente como se requiere en las -- teorías, generalmente tiene la suficiente resistencia -- para permanecer estable una excavación sin ademe, -- (excepto cuando hay concentración de esfuerzos horizontales).

Si la roca se comporta como un material elasto-plástico, se puede calcular las fuerzas necesarias aplicadas en el interior de un túnel para mantener la zona plástica dentro de límites aceptables.

El uso de soluciones puramente teóricas puede llegar a resultados poco conservadores, ya que la roca no se comporta como una masa homogénea y a que las características de sus discontinuidades gobiernan el comportamiento de la roca.

El ademe requerido para soportar cuñas de rocas que tienden a moverse hacia el interior de la excavación es en general más robusto que un ademe calculado para un túnel poco profundo en una zona fracturada. Debido a lo anterior, no debe sorprender la poca información existente sobre diseños de sistemas de soporte con métodos de cálculo teóricos que hayan tenido éxito.

Coon mostró en 1968 la relación que existe entre el R.Q.D. y el ademe necesario para túneles en roca, y sus recomendaciones se presentan en la Tabla 7.

Las cargas tentativas mostradas en la Tabla 7, están basadas sobre hipótesis simplificadoras que son:

- 1.- El R.Q.D. describe adecuadamente la calidad de la roca.
- 2.- Los ademes son colocados correctamente, lo más cerca posible del frente (de 0.60 a 1.20 m. para marcos de acero y anclas; y hasta el frente para concreto lanzado, colocación adecuada del retaque y de los separadores, tensión adecuada, etc).
- 3.- El túnel tiene una sección transversal de igual ancho y altura (ya sea en herradura ó circular).
- 4.- El ancho del túnel está comprendido entre 6 m. y 12 m.
- 5.- Los esfuerzos naturales son lo suficientemente bajos para que las concentraciones de esfuerzos en la periferia de la excavación nunca excedan la resistencia a la compresión simple.

Probablemente en el comportamiento de la mayoría de los túneles, las dos primeras hipótesis tienen mayor influencia que las tres restantes.

Es conveniente complementar la información del R.Q.D. con factores tales como: (a) características de las discontinuidades de la roca: abiertas ó cerradas, clase de

material de relleno, existe ó no lubricación; (b) orientación de los planos de debilidad; (c) presencia de agua -- subterránea, etc.

Es probable que las técnicas y procedimientos usados para la instalación de los sistemas de soporte, tengan más influencia en la carga de roca que soportarán los ademes, que cualquier otro factor.

Si los ademes no son instalados inmediatamente ó son -- colocados incorrectamente, se permitirá el aflojamiento de la roca, el movimiento de cuñas, etc., y la carga de roca puede incrementarse en 2 ó más veces al valor que se recomienda en la Tabla 7.

Los ademes deberán observarse continuamente, ya que su falla se presenta en forma gradual y se manifiesta con -- deformaciones en los marcos, aflojamiento de las anclas y agrietamientos del concreto lanzado.

Si las fallas se detectan a tiempo es posible tomar medidas correctivas para reforzar el sistema de soporte.

Los factores de carga de roca de la Tabla 7 son aproximamente el 80% de las cargas expresadas por Terzaghi, y están basados en los resultados de mediciones de campo - (Terrametrics, 1964, 1969, 1968, Ikeda 1966, Derr 1969).

Las relaciones entre el R.Q.D. y el factor de carga de la

roca se presentan en la Fig. 21. El factor carga de roca en los túneles perforados con una excavadora integral son aproximadamente 25% menores que los correspondientes a los túneles convencionales excavados con explosivos.

Los sistemas de soporte diseñados con las cargas de la Tabla No. 1 y la Fig. 10 utilizando el método de Terzaghi, y dimensionados de acuerdo con Proctor y White (1946) como se muestra en las Tablas 2 y 3 podrán resultar un poco conservadores respecto a su carga axial. Sin embargo, este factor de seguridad extra compensa los efectos de la torsión y la flexión que no se conocen, pero que sí se presentan.

R E F E R E N C I A S

1. D.U. Deere, Design of tunnel liners and support systems.
University of Illinois, (1969) National Technical Information Service.
2. R.E. Mason, Instrumentation of the shotcrete lining in the Canadian National Railways tunnel. Master's Degree Thesis. University of British Columbia (1966).
3. A. Merritt, Geologic predictions for underground excavations.
Proceedings of 1st North Americans Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Chicago (1972). Chapter 11. Pages 115-132.
4. A. Moreno F., El uso de anclas cortas para la estabilización de - -
masas de roca. Tesis Profesional. U.N.A.M. (1964).
- R.B. Peck, Some design considerations in the selection of underground support systems. University of Illinois (1969). National Technical Information Service.
6. Proctor and White, Rock tunnelling with steel supports. Commercial Shearing & Stamping Company. Revised 1968.
7. F. Széchy, The Art of Tunnelling, (1966).
8. K. Terzaghi y F.E. Richart Jr., Stress in rock about cavities.
Harvard Soil Mechanics Series . Reprinted from Geotechnique.
Volume 3, 1952, Pages 57-90.
9. Zienkiewicz, O.C. (1967), The finite element method in Structural and continuum Mechanics, Mc. Graw Hill Book Co. , London.

LISTA DE TABLAS

- TABLA No. 1 Comparación entre los valores de carga de roca dados por Terzaghi, Bierbaumer y Stini.
- TABLA No. 2 Capacidad de carga de marcos continuos.
- TABLA No. 3 Capacidad de carga de marcos de clave.
- TABLA No. 4 Relación entre el R.Q.D., índice de velocidad y la calidad de la roca.
- TABLA No. 5 Relación entre el R.Q.D. y las necesidades de -- soporte.
- TABLA No. 6 Espaciamiento preliminar de sondeos de exploración.
- TABLA No. 7 Recomendaciones para los sistemas de soporte - en túneles en roca.

TABLA No. I. - COMPARACION ENTRE LOS VALORES DE CARGA DE ROCA DADAS POR TERZAGHI, BIRBAUMER Y STINI

C	O	H	E	R	U	N	F	D	Distancia entre practuras cm.	CARGA DE ROCA HP		OBSERVACIONES	Carga de roca HP m	OBSERVACIONES -	Carga de roca HP m	Presión lateral m (H+L)/2	Presión en piso m																																																																																																																	
										INICIAL	FINAL							m	m																																																																																																															
1	2	95	95	1	1	1	1	1	1	1. Roca L	0	0	Revestimiento -- solo si hay - POPPING -	1. ESTABLE	0 05	Ligeramente suelto																																																																																																																		
										2. Roca L	0	0.25 B							Generalmente no hay presiones de lado - Cambios bruscos de carga de lugar a lugar.	2. Casi Estable	0.5 - 1	Algunas rocas caen por aflojamiento	Ligeramente quebrada.	Poco aflojamiento																																																																																																										
										3. Roca L	0	0.5 B													3. Ligeramente quebrada.	1 - 2	Aflojamiento con el tiempo	0/3-4	4	0/0	0																																																																																																			
										4. Roca L	0	0.25 C																				4. Medianamente quebrada.	2 - 4	Inicialmente estable, pero que debaja de nivel inclinándose	5. Quebrada	4 - 10	Inflamiento durante la excavación, desprendimiento del techo.	Muy quebrada.	Aflojamiento con el tiempo																																																																																											
										5. Roca L	0 a	0.35 C																												5. Roca o ninguna presión lateral.	6. Muy quebrada	10 - 15	6. Completamente fracturada.	0.6 C	1.1 C	Considerables presiones laterales revestimiento continuo.	7. Grava y Arena	0.54 C a 1.2 C	0.62 C a 1.38 C	- Denso - Presión lateral Ph = 0.3 x (0.5 Ht+HP)																																																																																
										6. Roca L	0.6 C	1.1 C																																											6. Completamente fracturada.	7. Grava y Arena	0.94 C a 1.2 C	1.08 C a 1.38 C	- Suelto -																																																																							
										7. Roca L	0.54 C	0.62 C																																																									7. Grava y Arena	8. Fluye a profundidades moderadas.	15 - 25	Fuertes presiones laterales. Se requiere soporte continuo.	0.62 C a 2.1 C	1.1 C a 2.1 C																																																								
										8. Roca L	0.62 C	1.1 C																																																																								8. Fluye a profundidades moderadas.	9. Fluye ligeramente	25 - 40		2.1 C a 4.5 C																																										
										9. Roca L	2.1 C	4.5 C																																																																																						9. Fluye a grandes profundidades	10. Expansión	40 - 60	Presiones muy altas	Arriba de 250' (80 m)																												
										10. Roca L	Arriba de 250'	(80 m)																																																																																																				10. Expansión																		
11. Roca L																																																																																																																																		
12. Roca L																																																																																																																																		
13. Roca L																																																																																																																																		
14. Roca L																																																																																																																																		
15. Roca L																																																																																																																																		
16. Roca L																																																																																																																																		
17. Roca L																																																																																																																																		
18. Roca L																																																																																																																																		
19. Roca L																																																																																																																																		
20. Roca L																																																																																																																																		
21. Roca L																																																																																																																																		
22. Roca L																																																																																																																																		
23. Roca L																																																																																																																																		
24. Roca L																																																																																																																																		
25. Roca L																																																																																																																																		
26. Roca L																																																																																																																																		
27. Roca L																																																																																																																																		
28. Roca L																																																																																																																																		
29. Roca L																																																																																																																																		
30. Roca L																																																																																																																																		
31. Roca L																																																																																																																																		
32. Roca L																																																																																																																																		
33. Roca L																																																																																																																																		
34. Roca L																																																																																																																																		
35. Roca L																																																																																																																																		
36. Roca L																																																																																																																																		
37. Roca L																																																																																																																																		
38. Roca L																																																																																																																																		
39. Roca L																																																																																																																																		
40. Roca L																																																																																																																																		
41. Roca L																																																																																																																																		
42. Roca L																																																																																																																																		
43. Roca L																																																																																																																																		
44. Roca L																																																																																																																																		
45. Roca L																																																																																																																																		
46. Roca L																																																																																																																																		
47. Roca L																																																																																																																																		
48. Roca L																																																																																																																																		
49. Roca L																																																																																																																																		
50. Roca L																																																																																																																																		
51. Roca L																																																																																																																																		
52. Roca L																																																																																																																																		
53. Roca L																																																																																																																																		
54. Roca L																																																																																																																																		
55. Roca L																																																																																																																																		
56. Roca L																																																																																																																																		
57. Roca L																																																																																																																																		
58. Roca L																																																																																																																																		
59. Roca L																																																																																																																																		
60. Roca L																																																																																																																																		
61. Roca L																																																																																																																																		
62. Roca L																																																																																																																																		
63. Roca L																																																																																																																																		
64. Roca L																																																																																																																																		
65. Roca L																																																																																																																																		
66. Roca L																																																																																																																																		
67. Roca L																																																																																																																																		
68. Roca L																																																																																																																																		
69. Roca L																																																																																																																																		
70. Roca L																																																																																																																																		
71. Roca L																																																																																																																																		
72. Roca L																																																																																																																																		
73. Roca L																																																																																																																																		
74. Roca L																																																																																																																																		
75. Roca L																																																																																																																																		

5.
TABLA No. 2. - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS CONTINUOS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

MAXIMUM FIBER STRESS—27000 LBS PER SQ. IN.

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line																	
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt. Per Foot	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"		
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"		
		Maximum Blocking Point Spacing																	
4" I	7.7	3090	2750																
4" x 4" H	13.0	5380	4850	4400	4020														
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360														
5" x 5" Stanchion	16.0	7730	7000	6330	5770														
5" x 5" H	18.9	8840	7940	7190	6550														
6" I	12.5	6290	5660	5110	4650	4260													
6" I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010												
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200													
6" x 4" " "	16.0	8480	7600	6870	6270	5740	5300												
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6780	6180	5660	5230												
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780										
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8260	7680	7140	6670									
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190												
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610												
8" I	23.0			10240	9330	8550	7820	7310	6790	6340	5940	5580	5250						
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470												
8" x 8" H	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990		
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890											
8" x 5 1/4" " "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070									
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10860	9930	9170	8500	7900	7350	6920	6490	6120	5790	5490				
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410				
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470		
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310		
8" x 8" " "	40.0			20100	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350		
8" x 8" " "	46.0				22090	20240	18670	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000		
8" x 8" " "	58.0					24410	22530	20830	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180		
8" x 8" " "	67.0					28240	26090	24190	22470	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110		
10" I	25.4					10810	9970	9240	8550	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400		
10" I	35.0					14080	12980	12030	11180	10450	9790	9170	8670	8200	7760	7370	7010		
10" x 5 3/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610		
10" x 5 3/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5580		
10" x 8" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7380		
10" x 8" " "	39.0					17580	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790		
10" x 8" " "	45.0					20360	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170		
10" x 10" " "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170		
10" x 10" " "	54.0							22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330	
10" x 10" " "	66.0								28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15060
12" x 8" " "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750		
12" x 10" " "	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820		
12" x 12" " "	65.0										23380	21980	20620	19360	18200	17170	16290	15510	

Values shown are for stress of 27 Kips
For 24 Kips multiply by .889

TABLA No. 3 . - CAPACIDAD DE CARGA DE MARCOS DE CLAVE CON RASTRAS.

CAPACITY IN POUNDS PER FOOT OF TUNNEL WIDTH

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

BEAM		Width of Tunnel to Outside Design Concrete Line																
Nominal Depth, Flange Width & Type	Wt Per Foot	12'-0"	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"	
		Maximum Blocking Point Spacing																
4" I	7.7	3090	2750															
4" x 4" H	13.0	5350	4850	4400	4020													
5" I	10.0	4530	4070	3690	3360													
5" x 5" Stanchion	16.0	7750	7000	6330	5770													
5" x 5" H	13.9	8840	7940	7190	6550													
6" I	12.5	6290	5660	5110	4650	4250												
6" I	17.25	7990	7180	6490	5920	5430	5010											
6" x 4" Light Beam	12.0	6200	5560	5020	4570	4200												
6" x 4" " "	16.0	8450	7600	6870	6270	5740	5300											
6" x 6" Stanchion	15.5	8380	7500	6750	6180	5660	5230											
6" x 6" H	20.0	10740	9630	8710	7930	7270	6700	6220	5780									
6" x 6" H	25.0	13270	11890	10770	9800	8980	8280	7680	7140	6670								
7" I	15.3			6740	6130	5610	5190											
8" I	18.4			8590	7820	7170	6610											
8" I	23.0			10240	9330	8550	7890	7310	6790	6340	5940	5580	5250					
8" x 4" Light Beam	15.0			7110	6470	5930	5470											
8" x 8" H	34.3			16820	15310	14020	12940	12000	11160	10410	9750	9170	8640	8180	7740	7350	6990	
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			8220	7510	6880	6360	5890										
8" x 5 1/4" " "	20.0			9820	8940	8160	7550	7010	6500	6070								
8" x 6 1/2" " "	24.0			11920	10360	9930	9170	8500	7900	7380	6920	6490	6120	5790	5490			
8" x 6 1/2" " "	28.0			14010	12670	11600	10710	9930	9220	8610	8070	7580	7150	6770	6410			
8" x 8" " "	31.0			15550	14160	12970	11970	11090	10300	9630	9020	8470	7990	7560	7150	6790	6470	
8" x 8" " "	35.0			17590	16030	14750	13540	12550	11670	10900	10200	9600	9040	8550	8100	7680	7310	
8" x 8" " "	40.0			20100	18300	16750	15470	14330	13320	12430	11650	10960	10330	9760	9250	8770	8350	
8" x 8" " "	43.0				22090	20240	18570	17310	16080	15030	14070	13230	12480	11690	11070	10510	10000	
8" x 8" " "	58.0					24410	22530	20860	19390	18120	17000	15990	15070	14240	13500	12810	12180	
8" x 8" " "	67.0					26240	26090	24190	22170	20980	19650	18470	17410	16480	15610	14800	14110	
10" I	25.4					10810	9970	9240	8550	8020	7510	7060	6660	6300	5970	5670	5400	
10" I	35.0					14080	12980	12080	11180	10450	9790	9190	8670	8200	7760	7370	7010	
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					9250	8530	7900	7330	6850	6420	6040	5690	5390	5100	4850	4610	
10" x 5 1/4" " "	25.0					11100	10260	9510	8840	8260	7740	7280	6860	6510	6180	5860	5580	
10" x 8" " "	33.0					14770	13590	12610	11730	10960	10270	9650	9100	8610	8160	7750	7360	
10" x 3" " "	39.0					17560	16220	15030	13960	13040	12230	11490	10840	10260	9720	9240	8790	
10" x 9" " "	45.0					20350	18760	17380	16170	15100	14150	13310	12550	11870	11250	10690	10170	
10" x 10" " "	49.0						20580	19090	17740	16570	15550	14610	13780	13030	12350	11730	11170	
10" x 10" " "	54.0						22720	21090	19590	18300	17170	16130	15220	14390	13650	12960	12330	
10" x 10" " "	66.0						28070	25760	23940	22350	20960	19710	18580	17570	16660	15830	15050	
12" x 8" " "	45.0									15940	14940	14050	13260	12540	11890	11310	10750	
12" x 10" " "	53.0									18980	17800	16740	15790	14940	14170	13450	12820	
12" x 12" " "	65.0									23380	21940	20620	19450	18420	17470	16590	15810	

Values shown are for stress of 27 Kips
For 24 Kips multiply by .889

T A B L A 4

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

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

$$\text{INDICE DE VELOCIDAD} = \frac{v_f}{v_1} \cdot 2$$

v_f = VELOCIDAD SISMICA - IN-SITU.

v_1 = VELOCIDAD SONICA EN EL LABORATORIO.

DEER (1967) Y MERRITT (1968).

T A B L A 5

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

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

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

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

Soporte Máximo = Max = Marcos pesados de acero ó anclas largas y malla.

Coon (1968).

T A B L A 6

ESPACIAMIENTO PRELIMINAR DE SONDEOS DE EXPLORACION

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

TABLA No. 7. - RECOMENDACION PARA LOS SISTEMAS DE SOPORTE EN TUNELES EN ROCA

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

72

MALA. 25- RQD -50	2	A. Perforadora Integral.	Marcos circulares medianos separados entre 1.20 y -- 1.60 mts. carga de roca --- (1.0 a 1.6) B	Plantilla de 0.9 a 1.5m c.a.c.	4 a 6 pulg. en clave y paredes combinado con anclas.
		B. Convencional	Marcos de medianos a pesados colocados entre 0.6 y -- 1.20 mts. c.a.c. carga de roca (1.3 a 2.0) B	Plantilla de 0.6 a 1.20 mts. c.a.c.	6 pulg. ó más en la clave y - paredes, combinado con ---- anclas.
MUY MALA RQD:25	3	A. Perforadora Integral.	Circulares medianos a ----- pesados colocados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (1.6 a 2.2) B	Plantilla de 0.60 a --- 1.20 m.	6 pulg. ó más en toda la ---- sección combinado con marcos medianos.
		B. Convencional	Circulares pesados a 0.60 m. c.a.c. carga de roca ----- (2.0 a 2.8) B	Plantillas de 0.90 m. c.a.c.	6 pulg. ó más en toda la ---- sección combinado con ----- marcos medianos ó pesados. 43
MUY MALA (roca que fluye ó expansiva)	4	A. Perforadora Integral.	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas 0.60 a 0.90 m c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.
		B. Convencional	Circulares muy pesados 0.60 mts. c.a.c. carga de roca -- arriba de 75 mts.	Plantillas de 0.60 a -- 0.40 c.a.c.	6 pulg. ó más combinado con marcos pesados.

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

LISTA DE FIGURAS

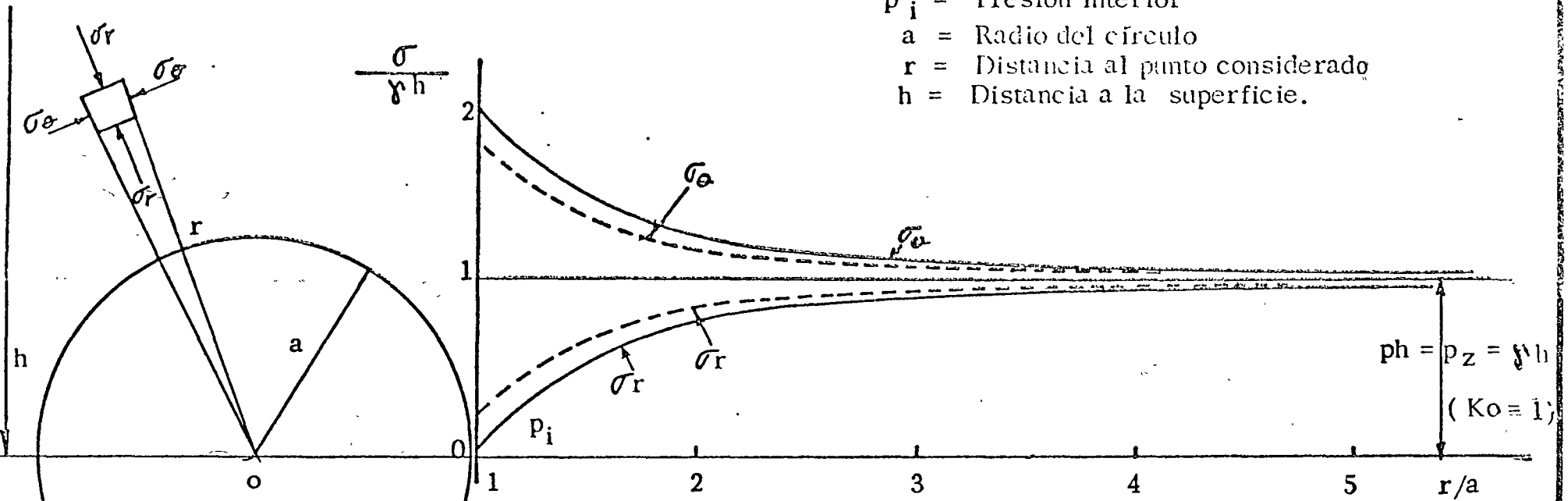
- FIG. 1) Distribución de esfuerzos en la vecindad de un túnel cilíndrico en roca elástica con $k_0 = 1$.
- FIG. 2) Valor de los esfuerzos circunferenciales en los puntos A y C de la superficie de un túnel circular en función de k_0 .
- FIG. 3) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel elíptico, con relación $a/c = 2$ y $k_0 = 0.25$
- FIG. 4) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel elíptico, de relación $a/c = 2$ para $k_0 = 0.25$
- FIG. 5) Valor de los esfuerzos σ_v y σ_h en los planos vertical y horizontal por el centro de un túnel circular ($\frac{a}{c} = 1$) y $k_0 = 0.25$
- FIG. 6) Distribución de esfuerzos circunferenciales principales en una galería de inspección ($k_0 = 0.25$) (Zangar y Phillips 1951).
- FIG. 7) Valor del radio "R" de la zona plástica en función del radio "a" del túnel, la cohesión "c", el esfuerzo vertical " p_2 " y la presión interior " p_i ".

- FIG. 8) Radio de la zona plástica vs. $\frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi}$
- FIG. 9) Distribución de esfuerzos alrededor de un túnel circular elastoplástico.
- FIG. 10) Valor de la carga de roca de acuerdo a las dimensiones - del túnel y de la calidad de la roca.
- FIG. 11) Arco ó bóveda arriba de la excavación.
- FIG. 12) Relación entre el tiempo, la sobre-excavación y carga de la roca.
- FIG. 13) Sección típica de un marco de herradura.
- FIG. 14) Distribución de cargas sobre marcos metálicos.
- FIG. 15) Anclas con dispositivo de cuña y ranura.
- FIG. 16) Anclas con concha de expansión.
- FIG. 17) Ancla de fricción.
- FIG. 18) Falla progresiva en roca soportada por concreto lanzado.
- FIG. 19) Falla por rotación de grandes bloques en roca soportada - con concreto lanzado.

FIG. 20) Falla por deslizamiento a lo largo de una superficie de -
debilidad.

FIG. 21) Relación entre el R.Q.D. y los factores de carga de roca.

- p_z = Esfuerzo vertical in-situ
- p_h = Esfuerzo horizontal in-situ
- p_i = Presión interior
- a = Radio del círculo
- r = Distancia al punto considerado
- h = Distancia a la superficie.

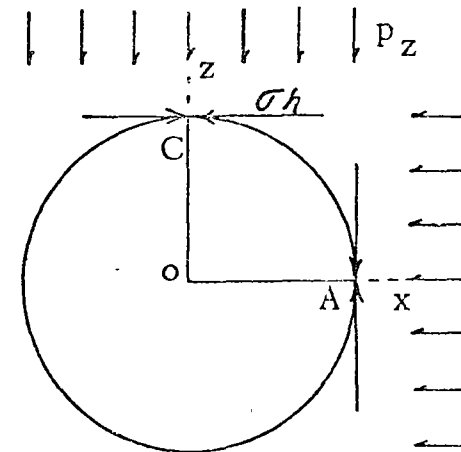
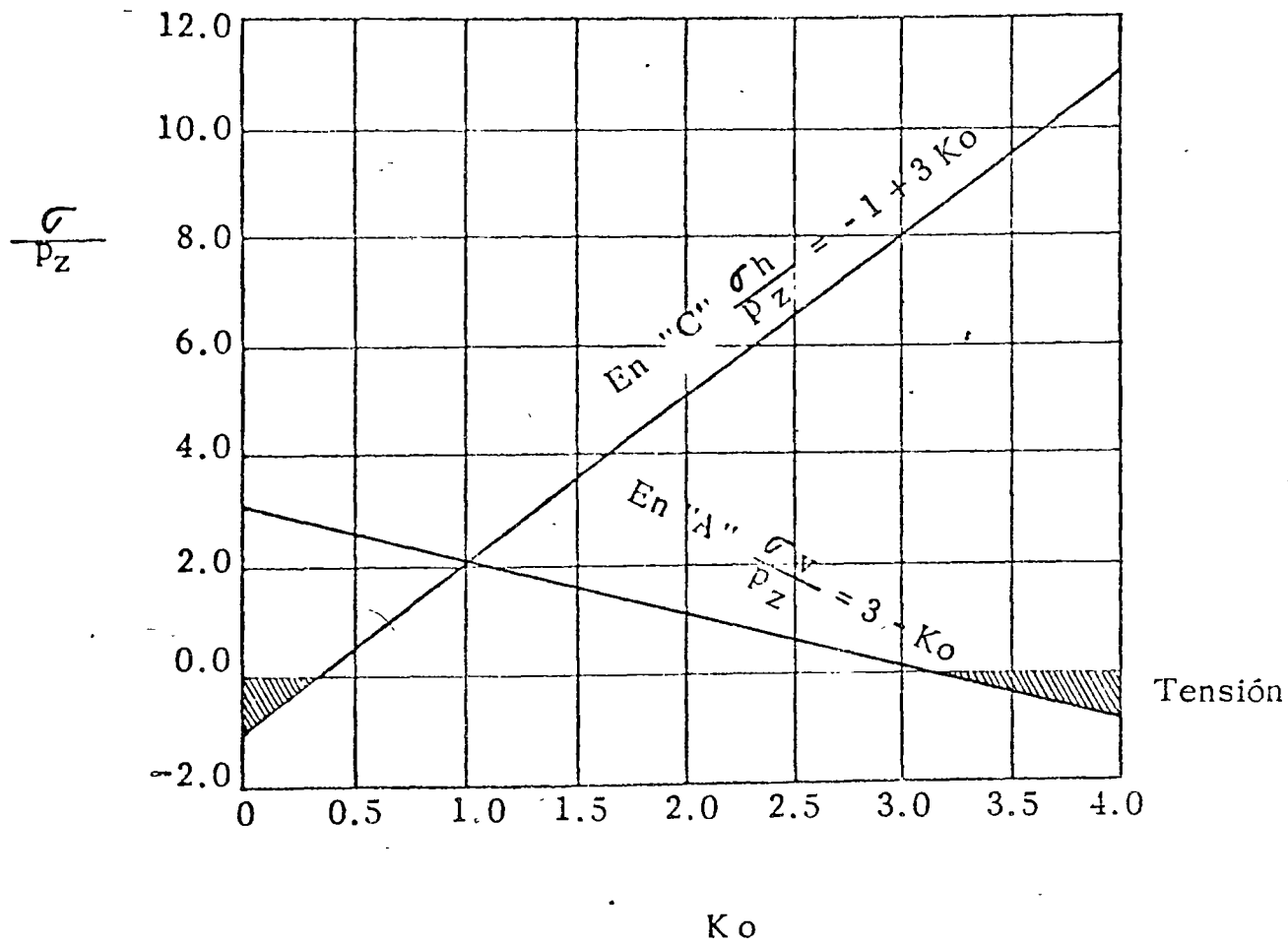


- σ_θ = Esfuerzo tangencial
- σ_r = Esfuerzo radial
- K_0 = Coeficiente de presión en reposo = $\frac{p_h}{p_z}$

$$\sigma_r = p_z \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] + p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

$$\sigma_\theta = p_z \left[1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right] - p_i \left(\frac{a}{r} \right)^2$$

FIG. 1. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UN TUNEL CILINDRICO EN ROCA ELASTICA.



$$\sigma_h = p_h = K_o p_z$$

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

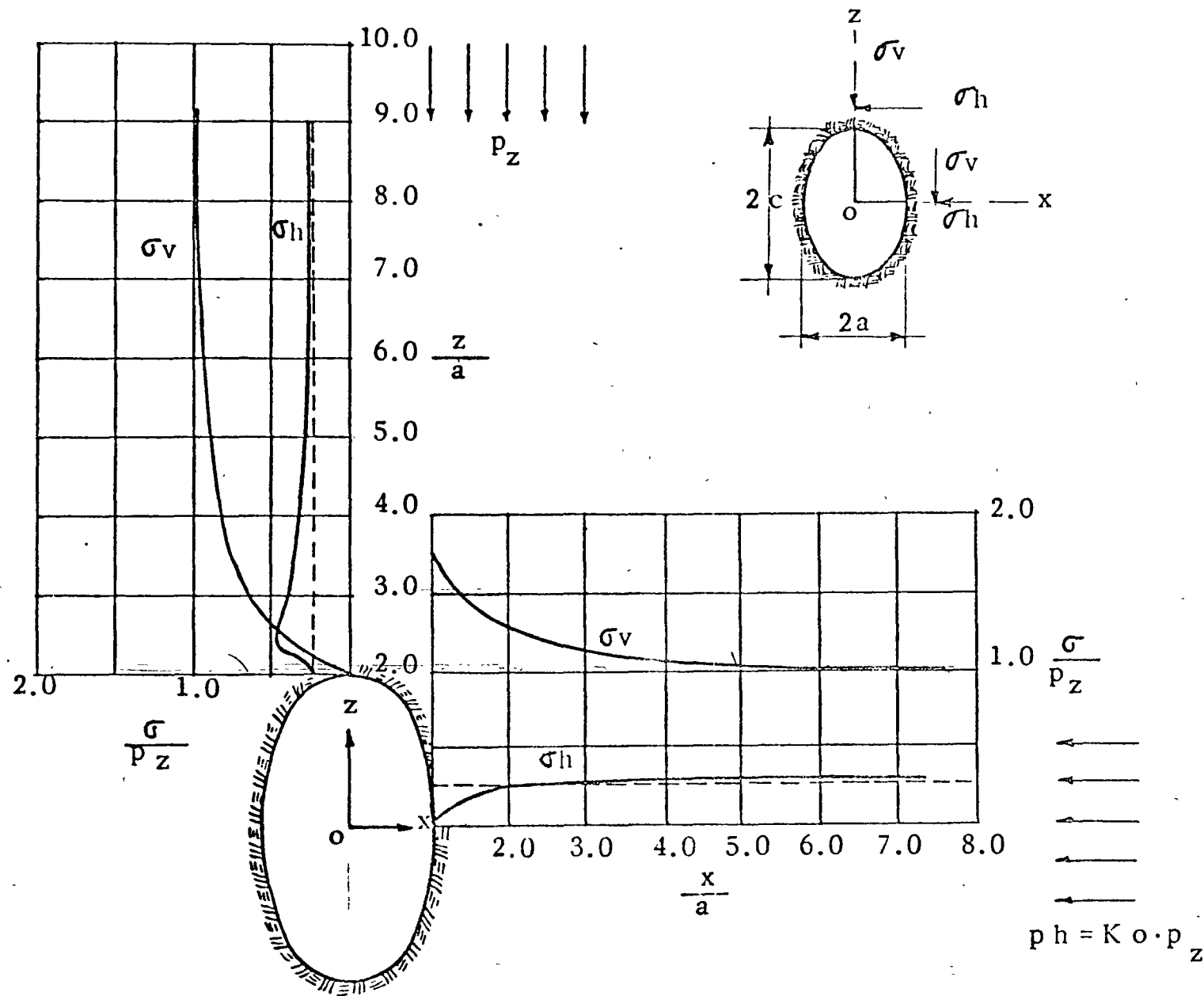


FIG. 3.- VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO CON RELACION $a/c = 2$ Y $K_o = 0.25$.

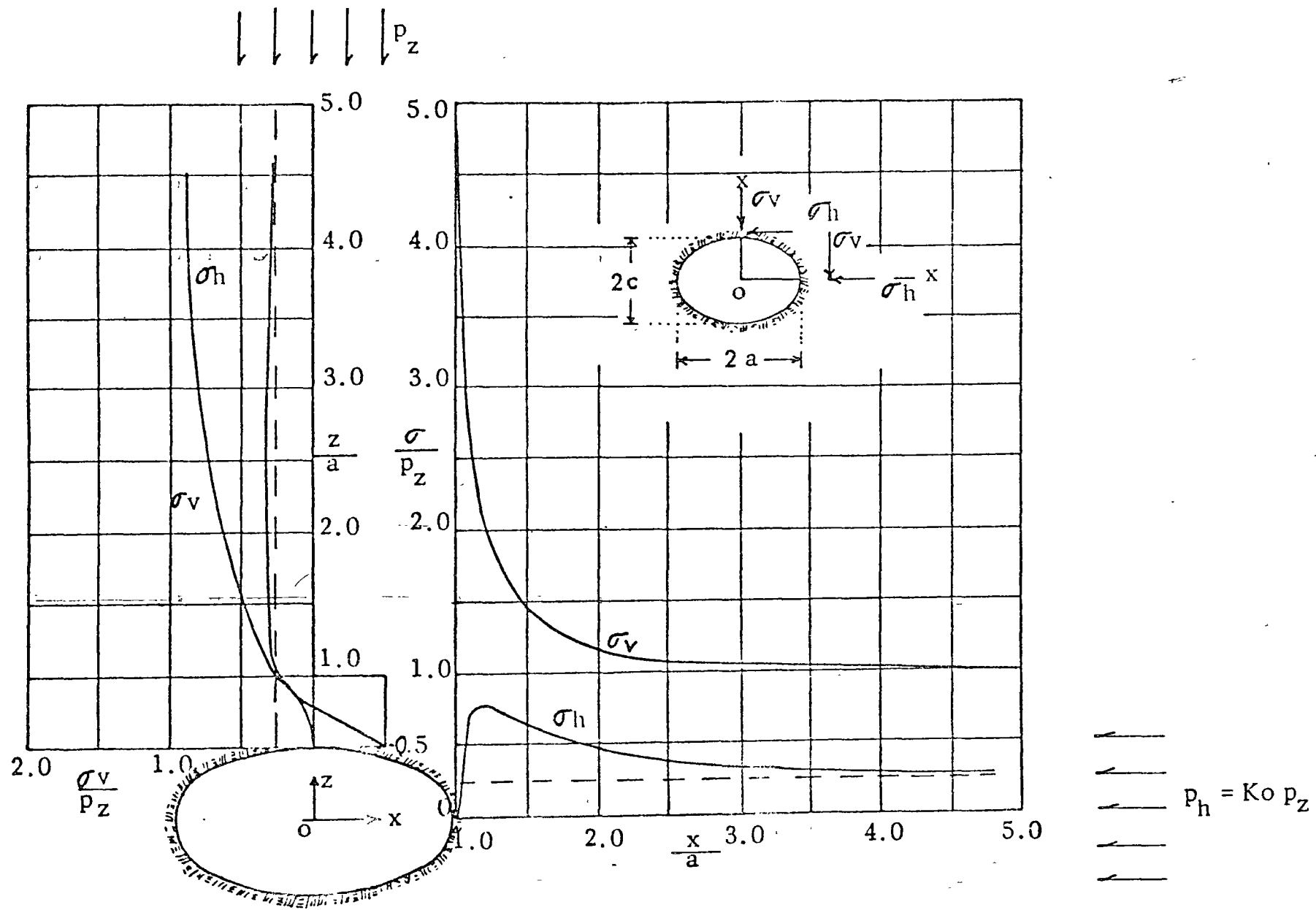


FIG. 4. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL ELIPTICO DE RELACION $a/c = 2$ PARA $K_o = 0.25$.

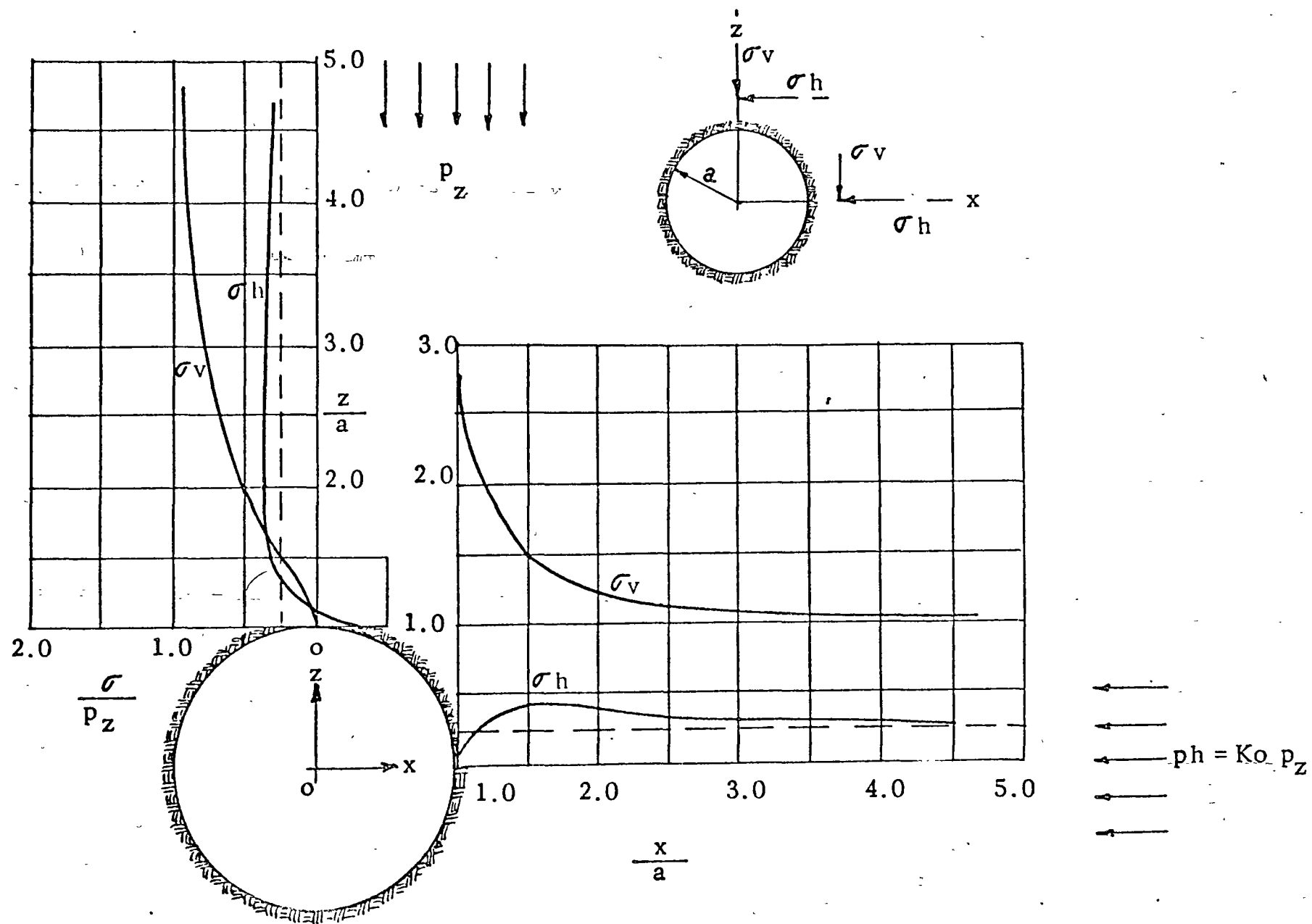
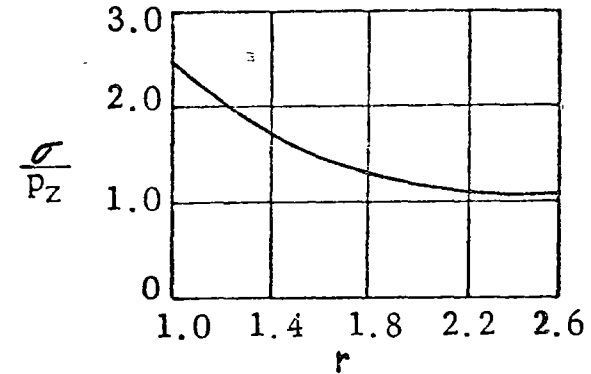
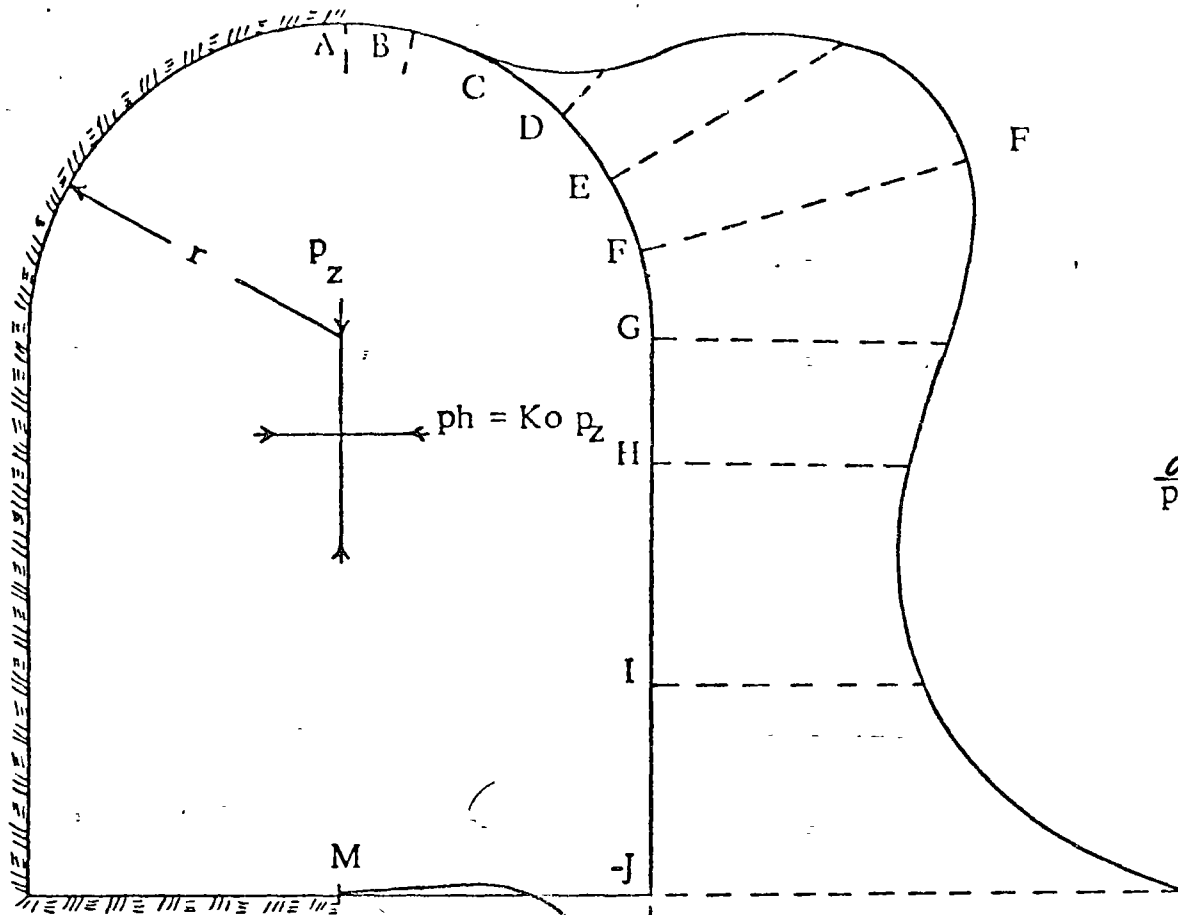


FIG. 5. - VALOR DE LOS ESFUERZOS σ_v Y σ_h EN LOS PLANOS VERTICAL Y HORIZONTAL POR EL CENTRO DE UN TUNEL CIRCULAR $\left(\frac{a}{c} = 1\right)$ y $K_0 = 0.25$.



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

Distribución de esfuerzos principales en la superficie.

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

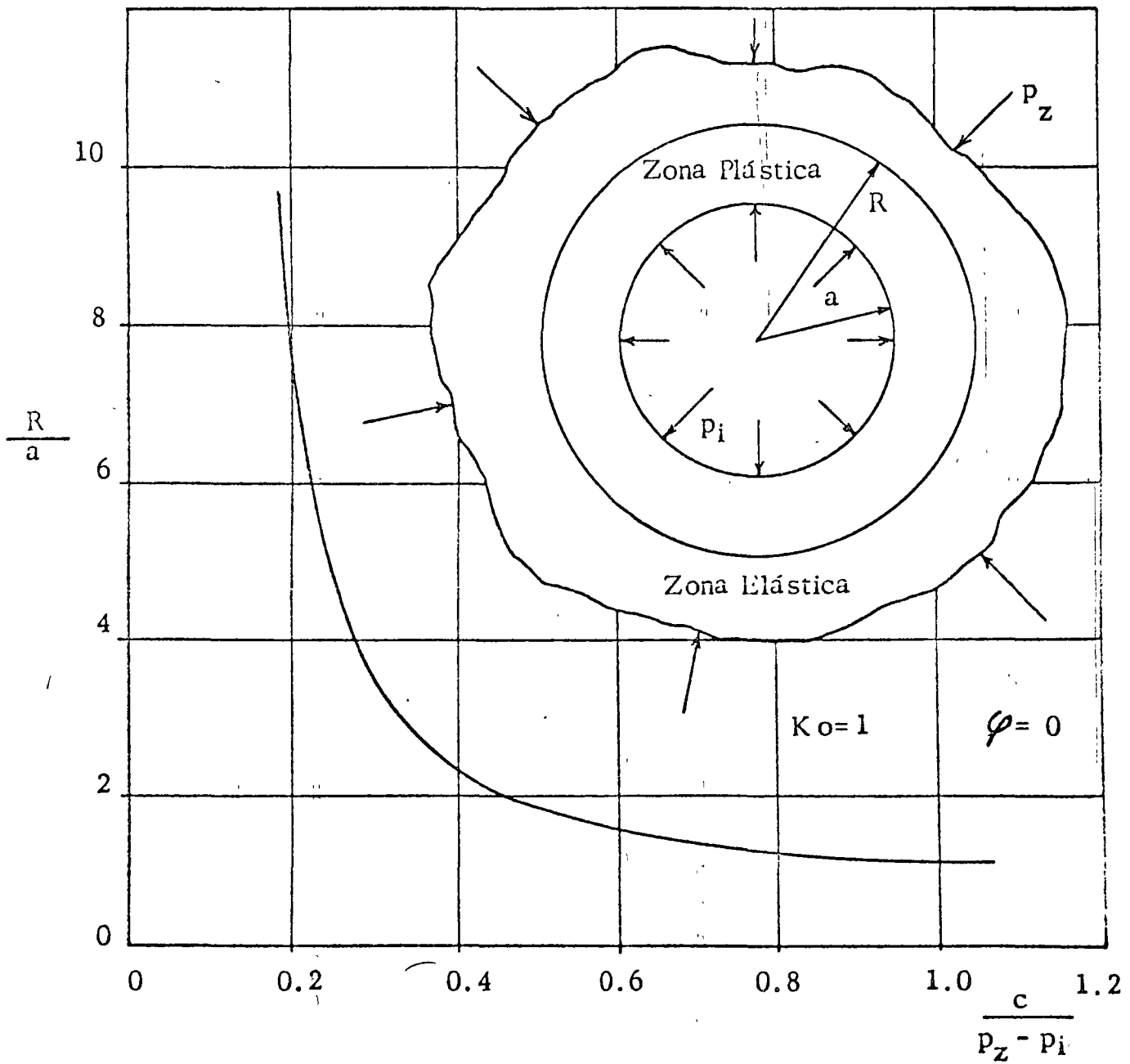


FIG.7. - VALOR DEL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTICA EN FUNCION - DEL RADIO "a" DEL TUNEL, LA COHESION "c" , EL ESFUERZO VERTICAL "p_z" Y LA PRESION INTERIOR "p_i" .

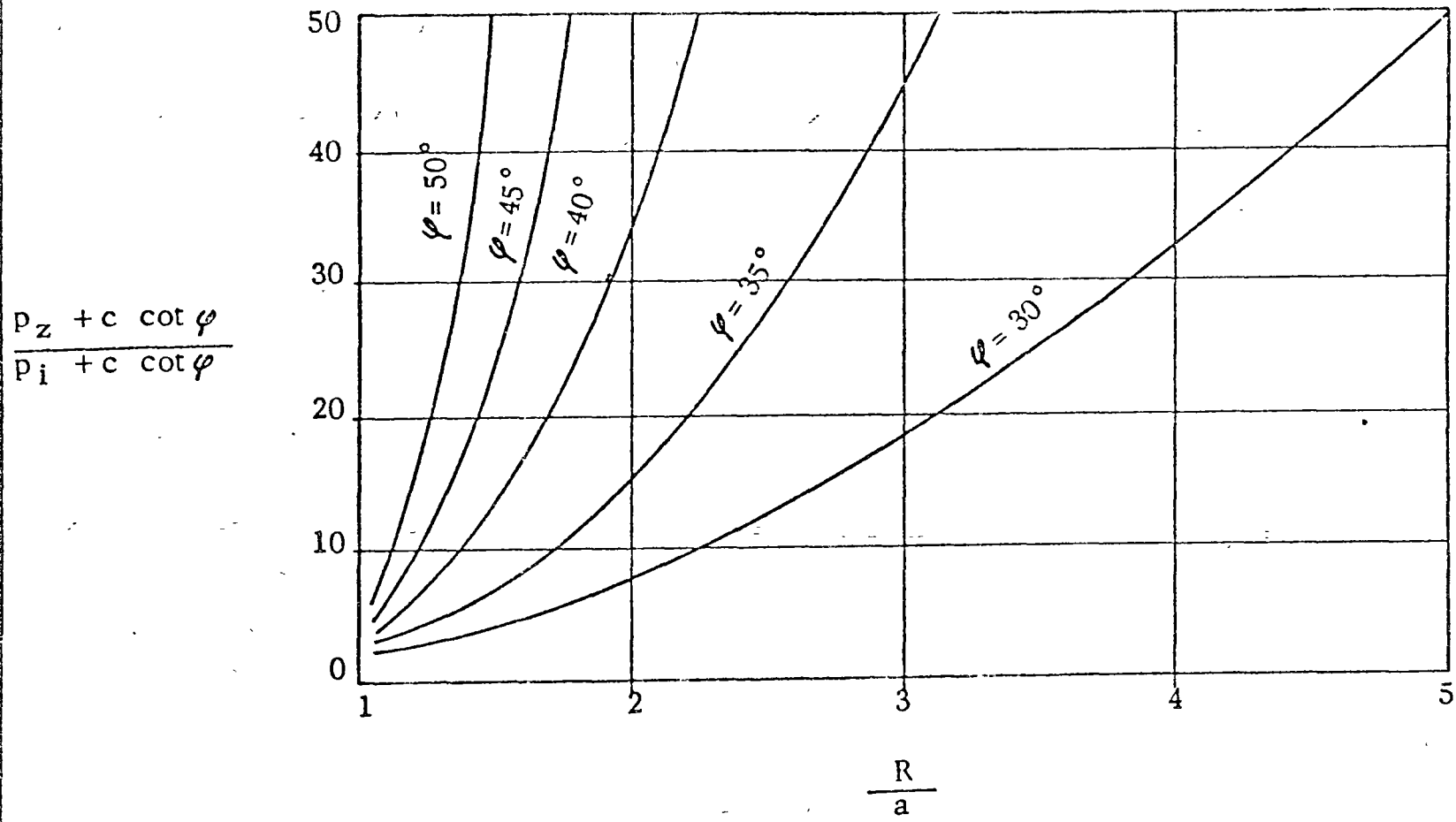


FIG. 8. - RADIO DE LA ZONA PLASTICA VS. $\frac{p_z + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi}$

Para $\frac{p_z}{p_i} = 20$

Zona Plástica Zona Elástica

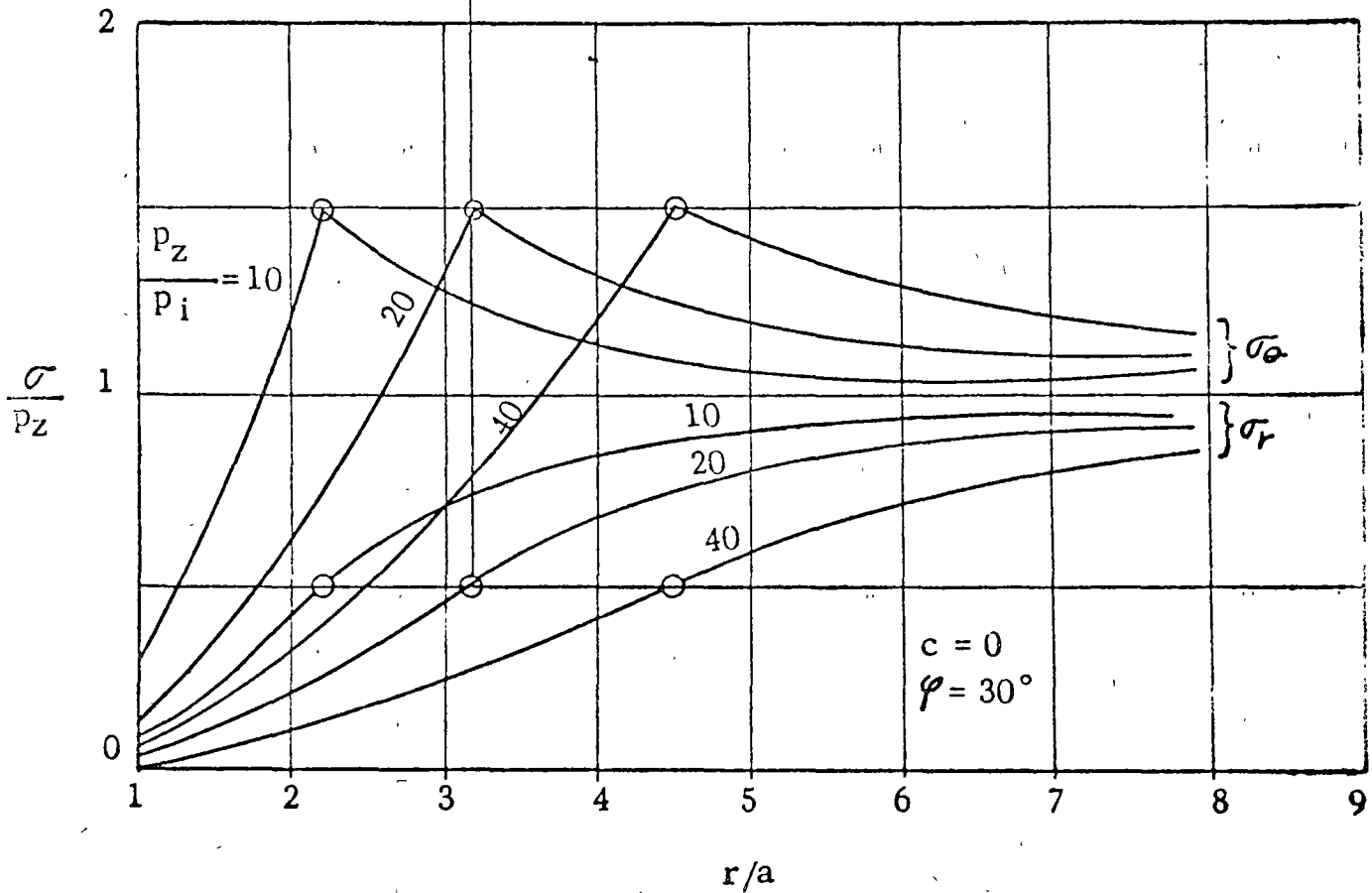


FIG. 9. - DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN TUNEL CIRCULAR EN MATERIAL ELASTOPLASTICO.

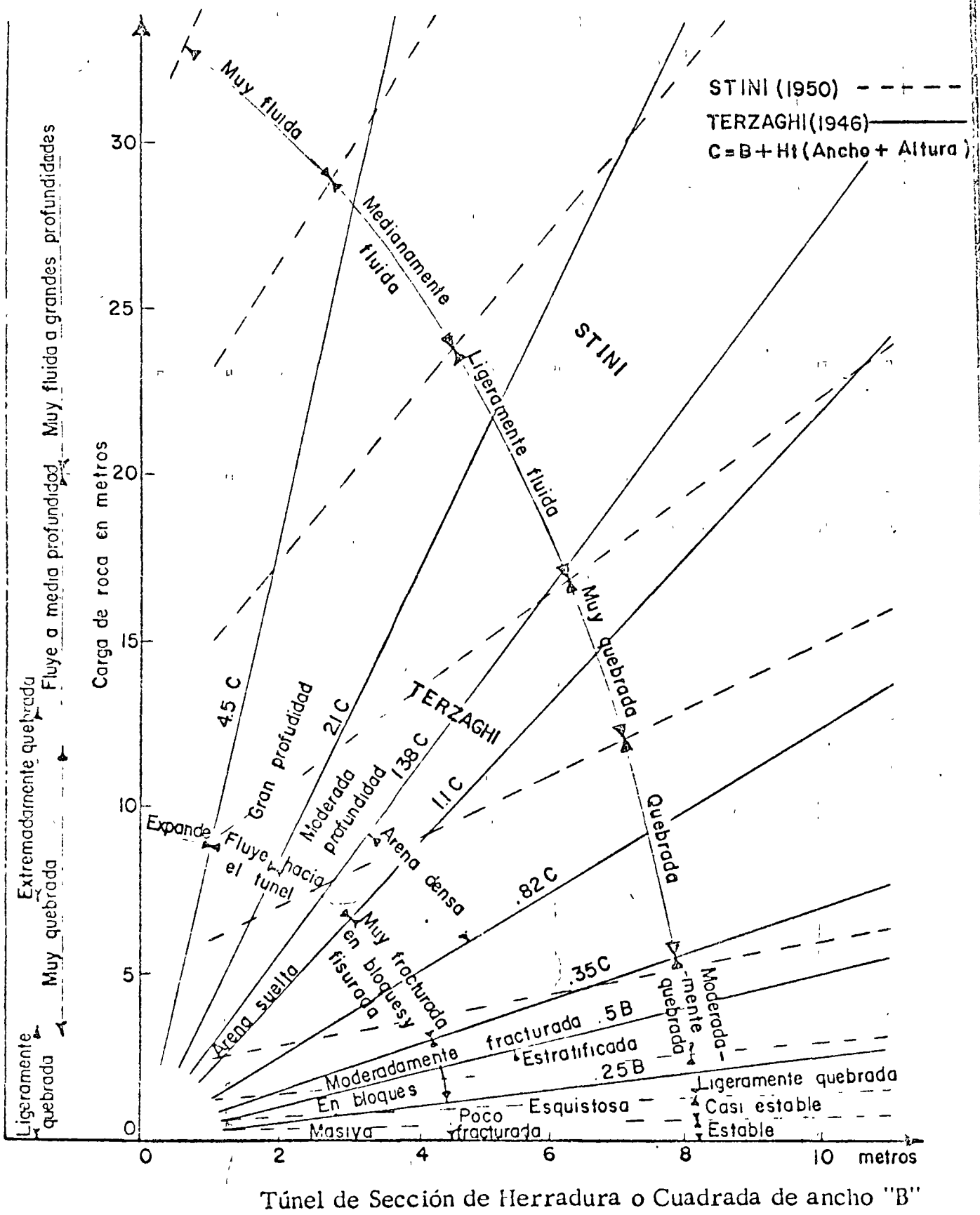


FIG. 10. - VALOR DE LA CARGA DE ROCA DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DEL TUNEL Y DE LA CALIDAD DE LA ROCA.

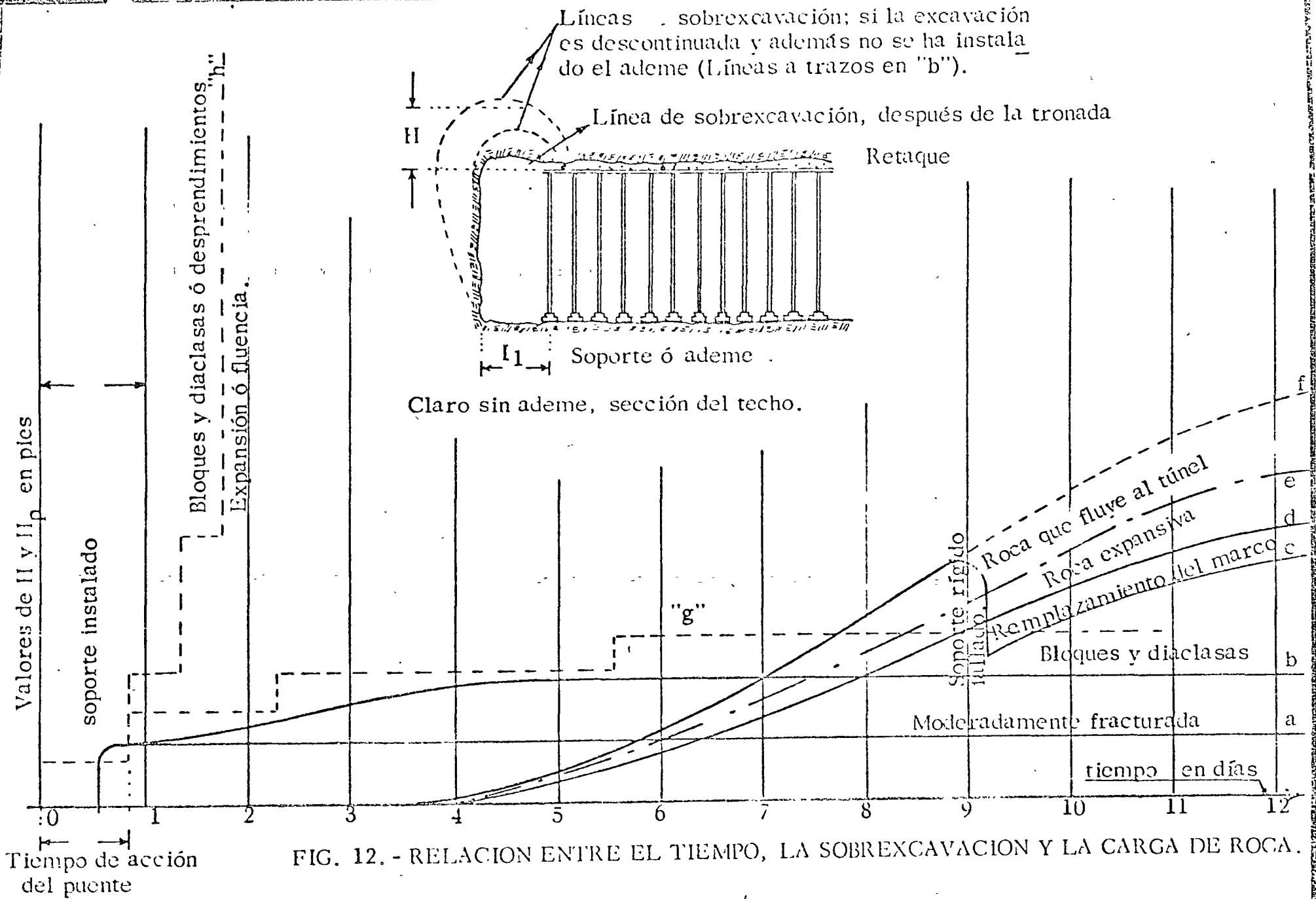
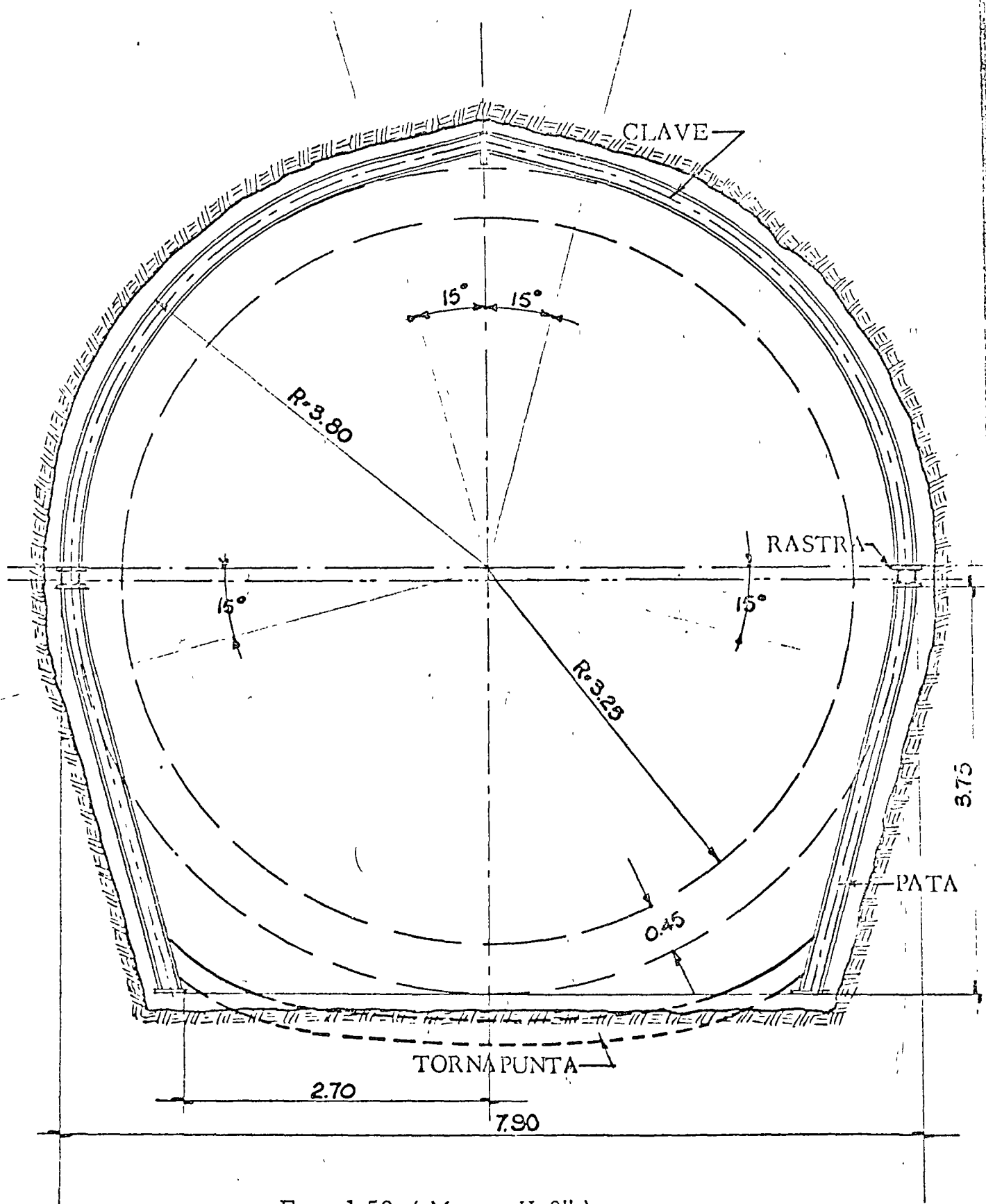
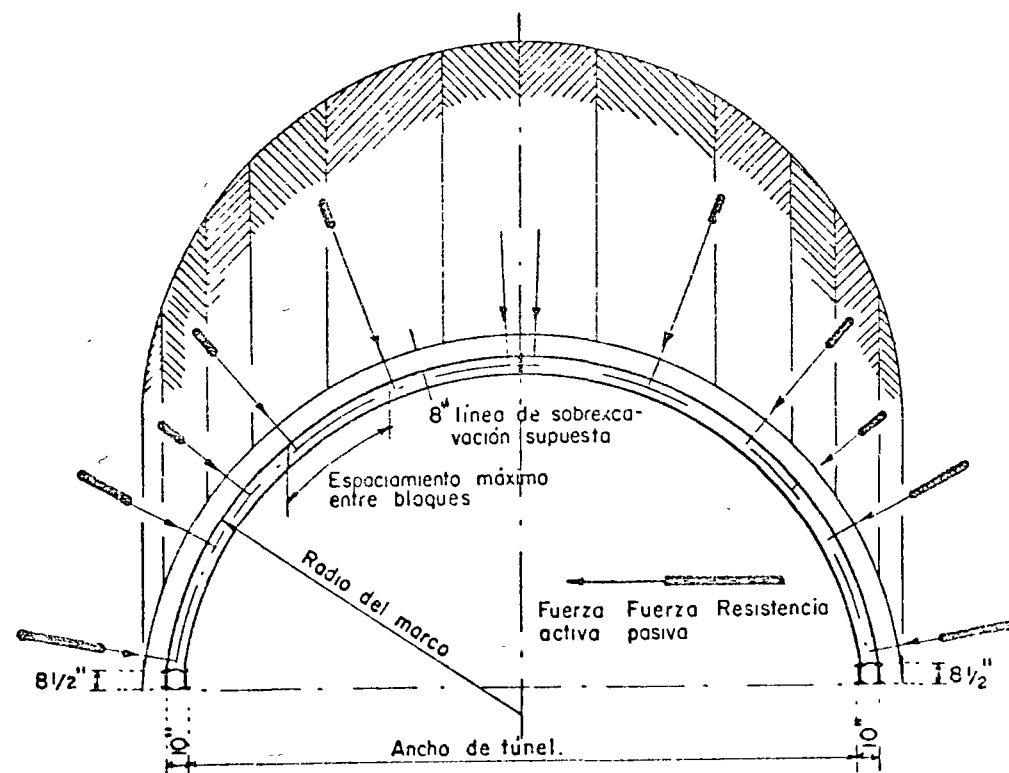
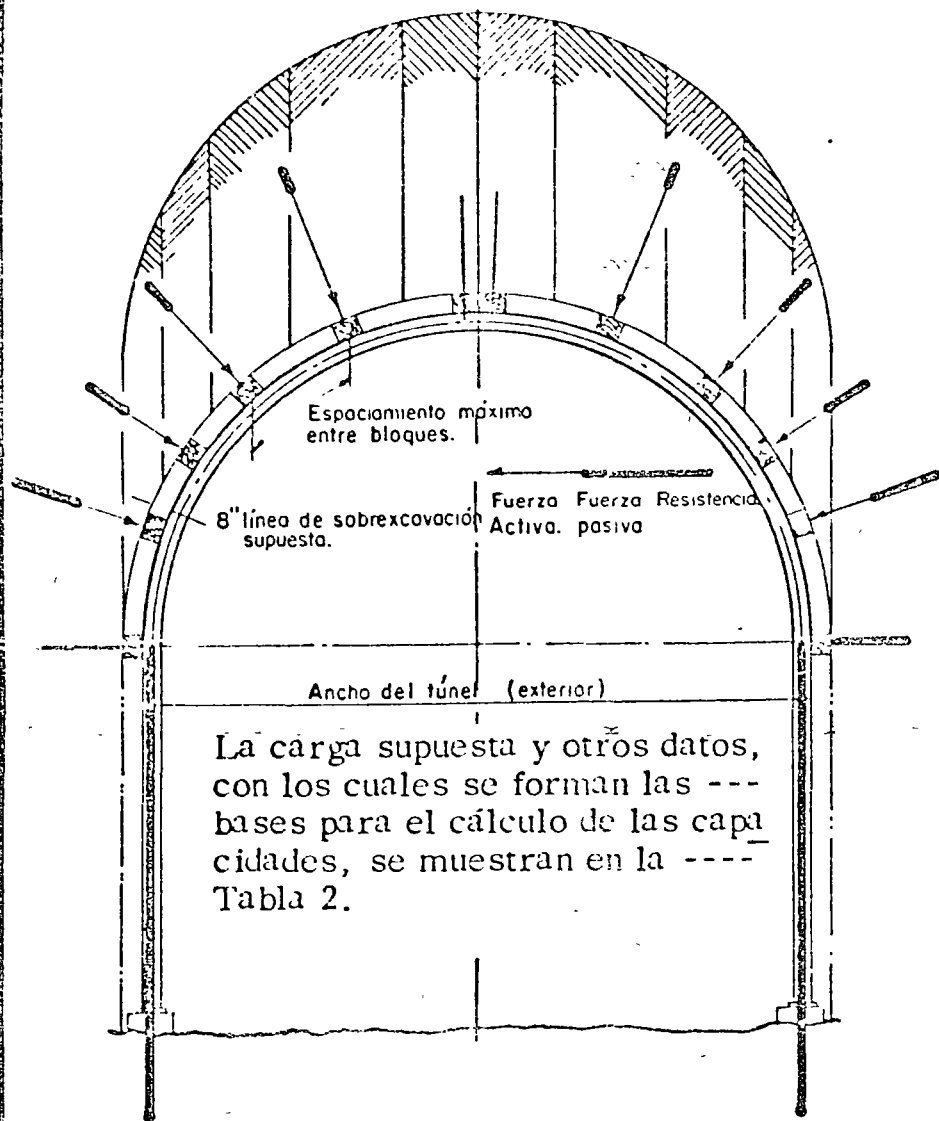


FIG. 12. - RELACION ENTRE EL TIEMPO, LA SOBREXCAVACION Y LA CARGA DE ROCA.



Esc. 1:50 (Marco H-8")

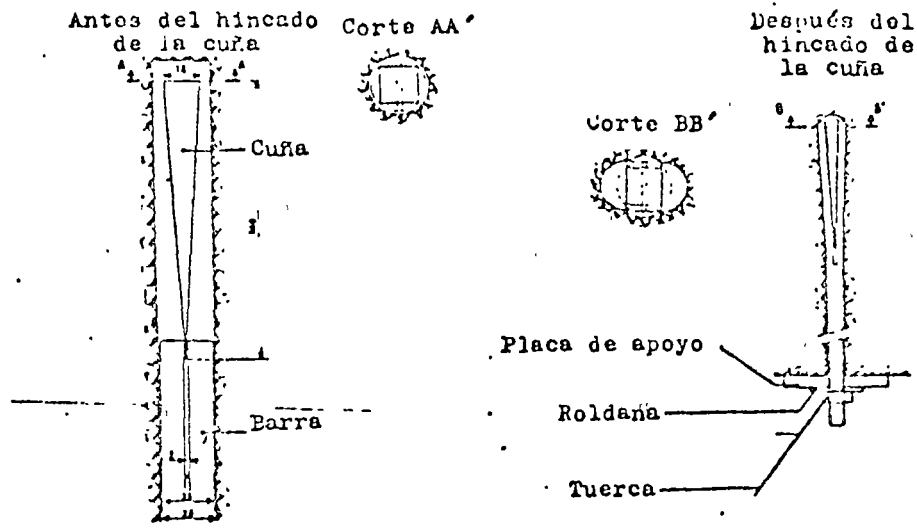
FIG. 13. - SECCION TIPICA DE UN MARCO DE HERRADURA.



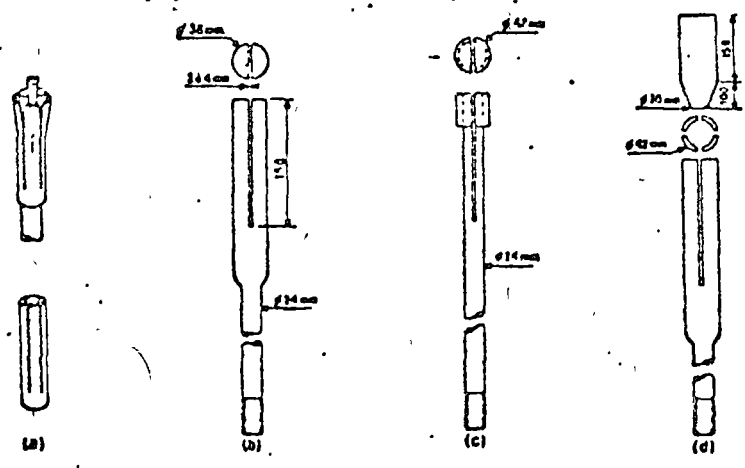
= Marcos de clave y rastras.

- La carga supuesta y otros datos, con los cuales se forman las bases para el cálculo de las capacidades, se muestran en la Tabla 3.

FIG. 14. - DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE MARCOS METALICOS.

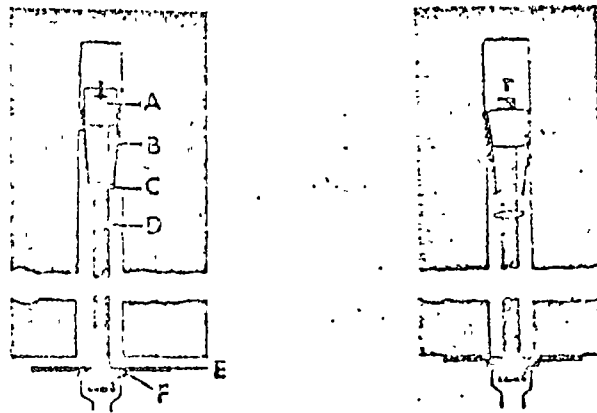


Perno de cuña y ranura.

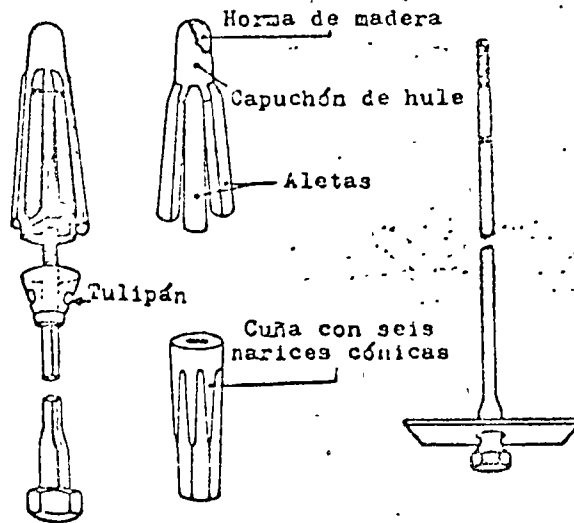


Variantes del dispositivo de cuña y ranura.

FIG. 15.- ANCLAS CON DISPOSITIVO DE CUÑA Y RANURA.

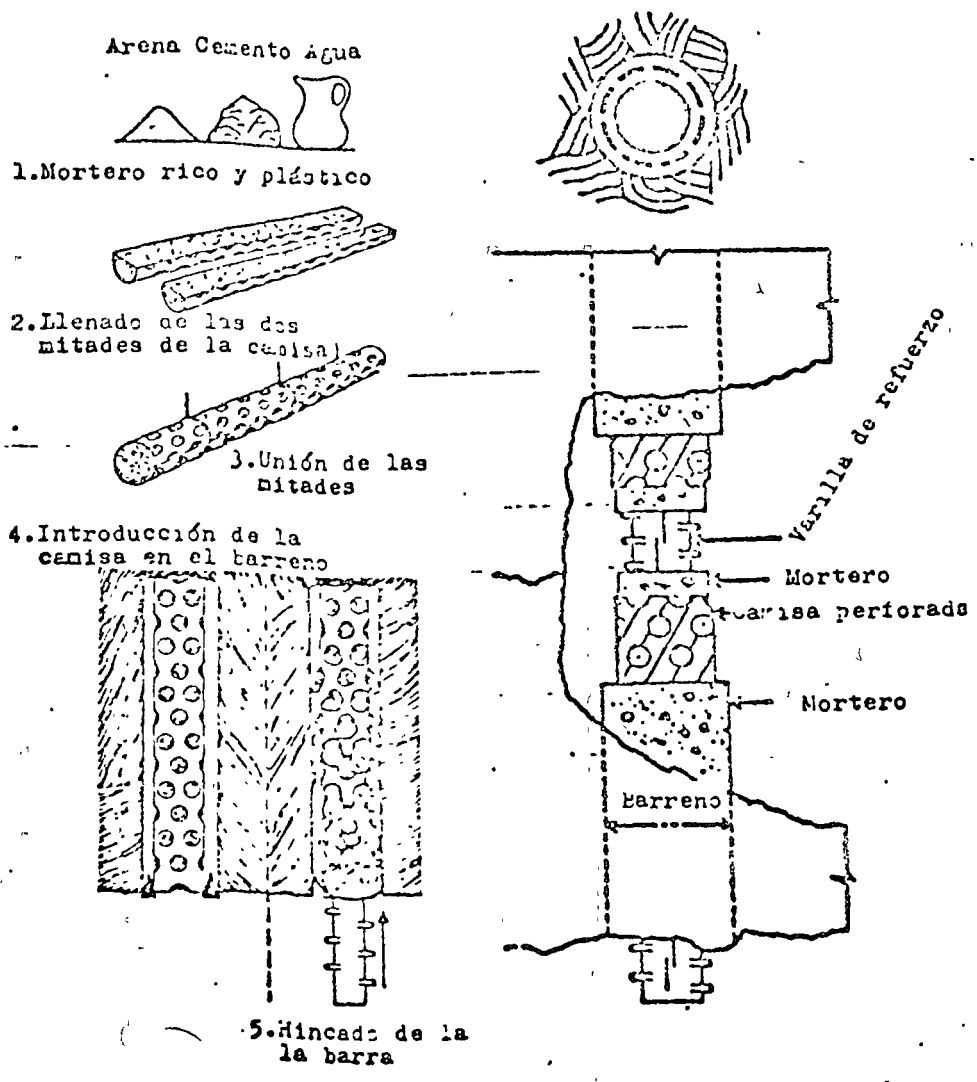


. Perno de expansión.
 A) Cuña troncocónica B) Concha de expansión
 C) Soporte de la concha D) Barra E) Placa de
 apoyo F) Roidana.



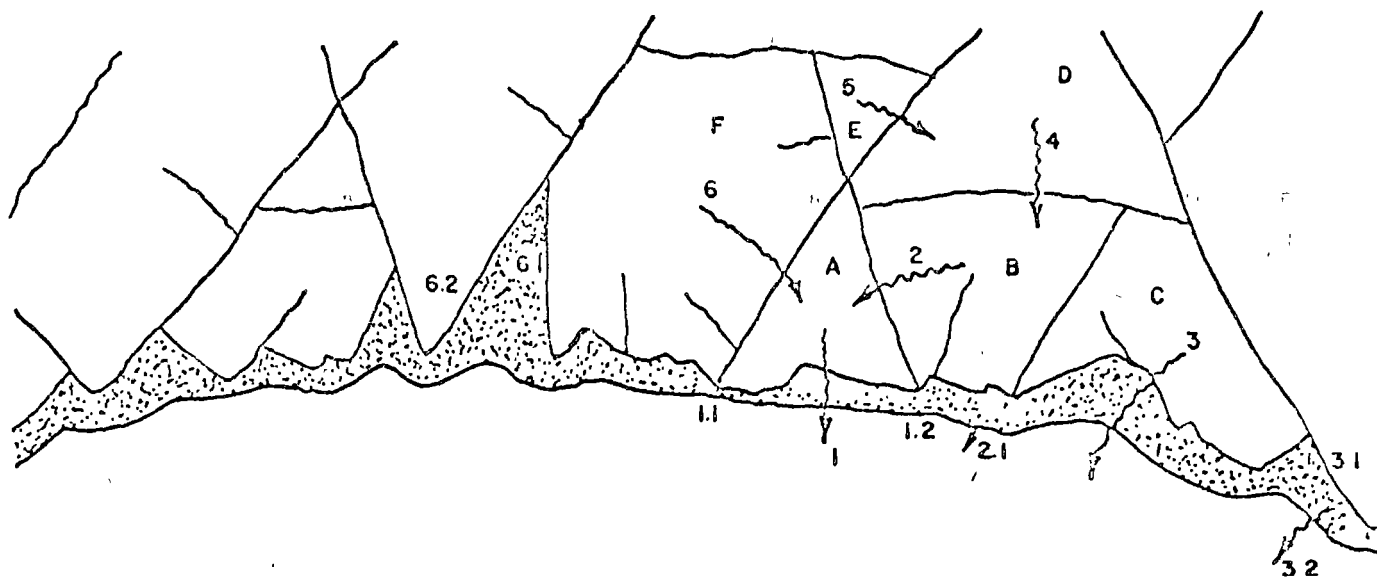
. Perno anclail.

FIG. 16. - ANCLAS CON CONCHA DE EXPANSION.



... Perno Perfo.

FIG. 17. - ANCLA DE FRICCION.



- Paso No. 1. - El bloque A. cae por falla al cortante del concreto lanzado en 1.1 y 1.2.
2. - El bloque B gira hacia la izquierda y cae, fallando el concreto lanzado por tensión en 2.1.
3. - El bloque C gira hacia la izquierda y cae rompiendo la adherencia entre el concreto lanzado y la roca en 3.1.
4. - El bloque D cae seguido por el bloque E.
5. - El bloque F gira a la derecha y cae rompiendo la débil adherencia entre el concreto lanzado y la arcilla que se intemperizó a lo largo de la fractura en 6.1 y 6.2.

FIG. 18. - FALLA PROGRESIVA EN ROCA SOPORTADA POR CONCRETO LANZADO

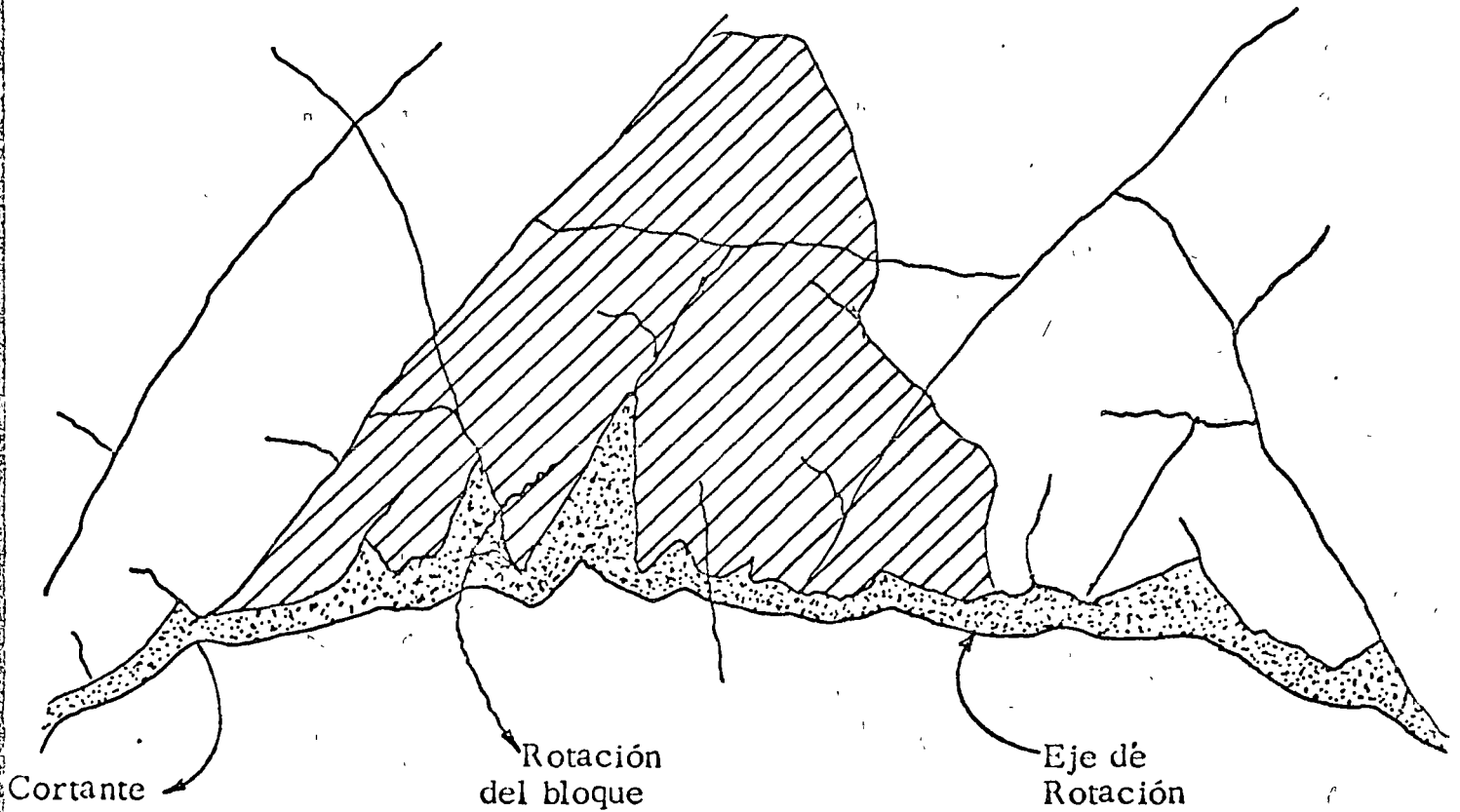


FIG. 19. -FALLA POR ROTACION DE GRANDES BLOQUES -
EN ROCA SOPORTADA CON CONCRETO LANZADO.

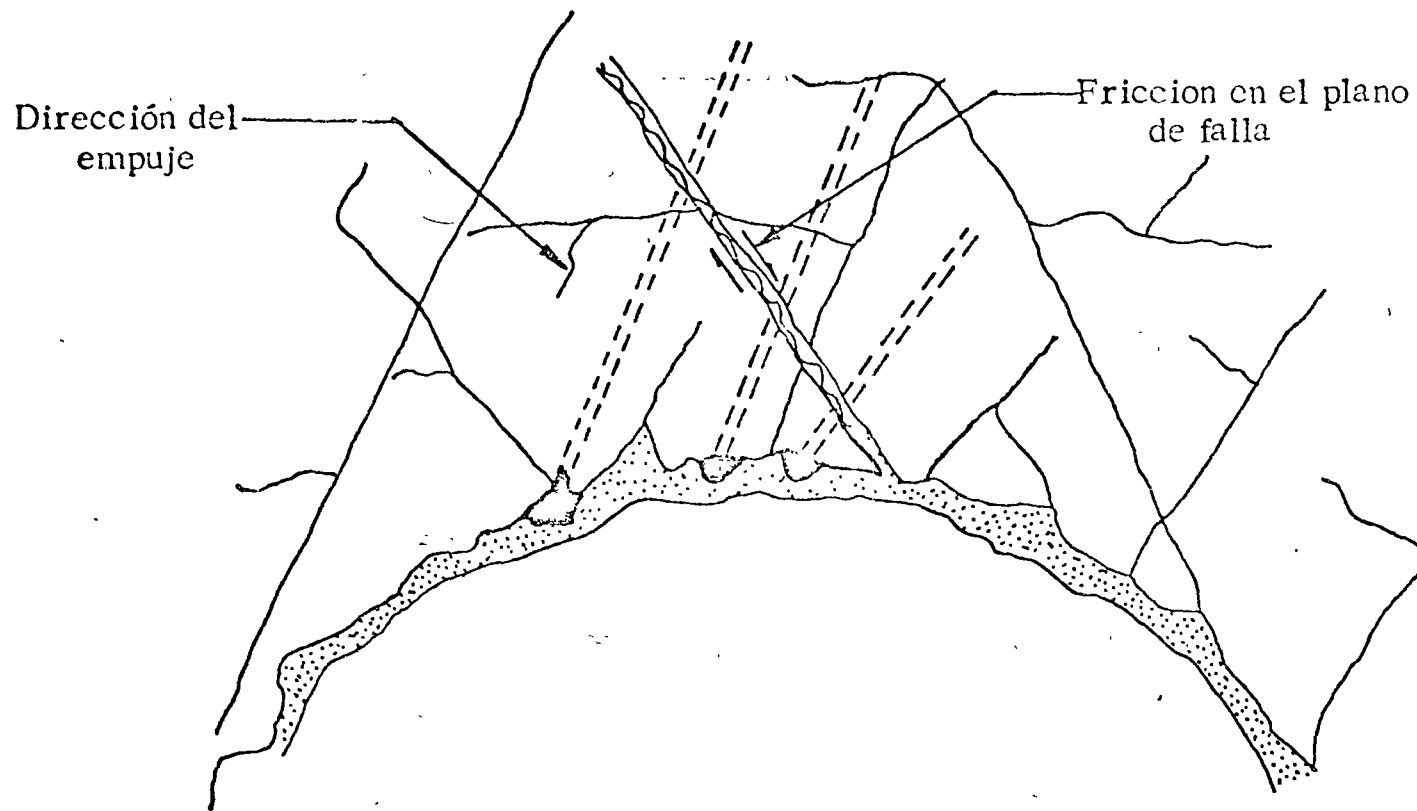
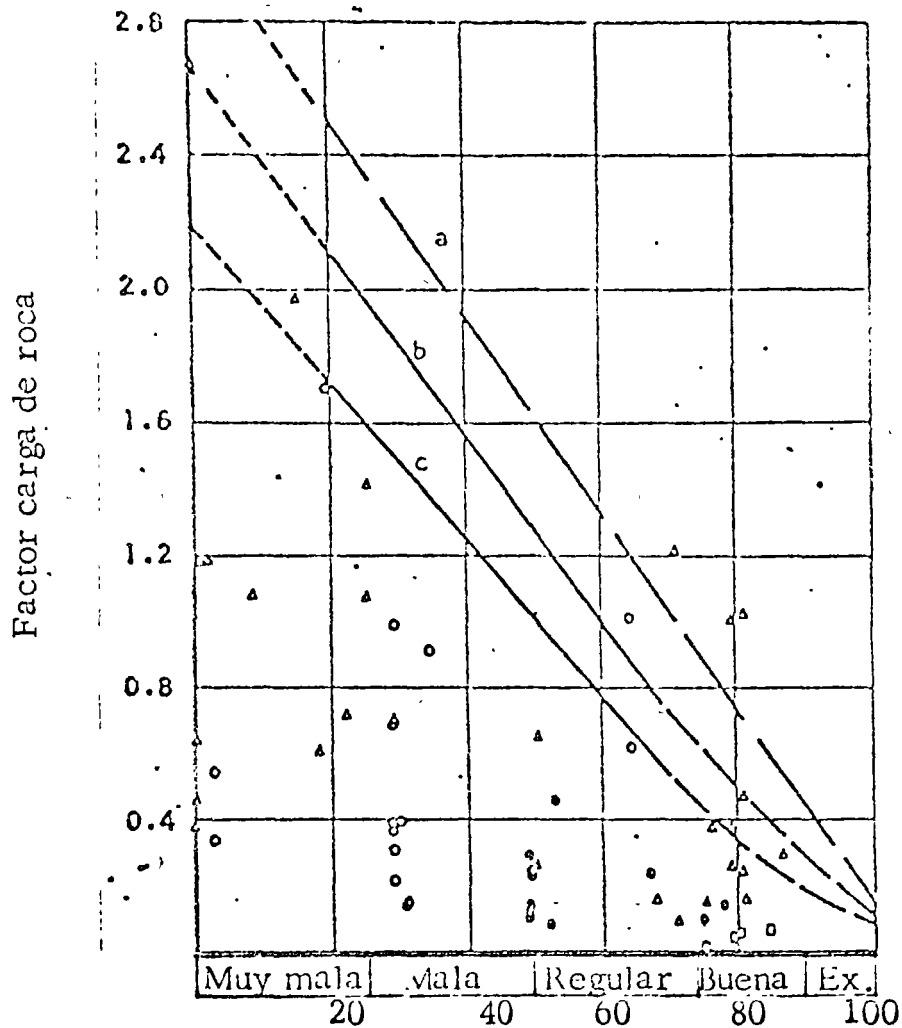


FIG. 20. - FALLA POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE UNA SUPERFICIE DE DEBILIDAD.



Ikeda, et al, 1966

Terrametrics, 1965

Terrametrics, 1965 a

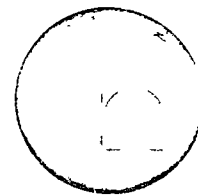
Deere, 1969

- a - Promedio para el factor carga de roca de Terzaghi
- b - Recomendado para marcos metálicos, túneles convencionales
- c - Recomendado para marcos metálicos, túneles con escudos

FIG. 21. - RELACION ENTRE EL RQD Y LOS FACTORES DE CARGA DE ROCA.



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS
DE INGENIERIA

Excavaciones en la Industria Minera

Ing. Arnulfo Bernal Beltrán

EXCAVACIONES EN LA INDUSTRIA MINERA

I N D I C E

HOJA Núm.

1	INTRODUCCION
	METODOS DE EXPLOTACION DE:
2	REBAJES ABIERTOS
4	REBAJES ABIERTOS DE PISO
5	TUMBE SOBRE CARGA
5	TUMBE POR SUBNIVELES
6	CON FORTIFICACION
7	REBAJES ABIERTOS CON PILARES INTERMEDIOS
7	CORTE Y RELLENO
9	MARCOS CONJUGADOS
11	DE HUNDIMIENTO
11	TAJADAS DESCENDENTES HORIZONTALES (TOP SLICING)
12	HUNDIMIENTO DE BLOQUES

APENDICE:

Figuras del 1 al 14 mostrando los diferentes
Métodos de Explotación.

subterránea sin que sea necesario ningún elemento de fortificación, nos indica que podemos escoger los métodos de explotación.

MÉTODOS DE EXPLOTACION:

Rebajes abiertos (de cabeza o de piso)

Tumbe sobre carga

Por subniveles.

Vale la pena hacer notar que la mayor parte de las obras de desarrollo se excavan sobre la veta o la chimenea, y descubren el relleno o matriz del yacimiento, y este, en México está constituido principalmente de cuarzo, calcita, fluorita.

La explotación se efectúa siempre en dos etapas; una es, la etapa de preparación o sea excavar obras subterráneas para obtener los servicios de extracción, ventilación, etc. y facilitar la explotación.

REBAJES ABIERTOS.

La explotación se efectúa con cortes sobre el mineral, en forma ascendente y les denominaremos "cortes de cabeza", se puede dejar un "pilar" en el nivel inferior aunque no lo necesitamos como fortificación, sirve de protección a los mineros que circulan por esta frente (Fig. 3), cuando una mina la está explotando un minero en pequeño, por regla general no deja este pilar.

La secuencia de trabajo se puede resumir en la siguiente forma:

1.- Para dejar el pilar de cabeza en la frente inferior, es necesario excavar una frente paralela localizada arriba del nivel inferior, a este se le llama "frente de preparación" y tiene una sección de 2 m. de ancho por

EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN LA INDUSTRIA MINERA.

Por el Ing. Arnulfo Bernal Beltrán.

El objetivo principal de la Industria Minera es prospectar, explotar yacimientos minerales y obtener rendimientos económicos favorables.

Por lo que antes de explotar un bloque de mineral se necesita conocer sus leyes o sea su calidad. Estas leyes, se pueden conocer muestreando las obras subterráneas que limitan el bloque, o las zonas que se están investigando, esta fase la llamamos "Desarrollo de un yacimiento mineral"

Para facilidad de exposición me concretaré a los yacimientos en forma de "veta" o de una chimenea, posteriormente se señalarán los yacimientos minerales en formas de "mantos".

Desarrollar un bloque sobre una veta se efectúa, con un nivel o frente superior, dos contrapozos laterales y un nivel o frente inferior, (vease Fig. 1 y 2), estas obras subterráneas se muestrean y si resulta costeable se explota si no se abandona, en la práctica, un gran porcentaje de bloques resulta incosteable.

Con las obras de desarrollo nosotros podemos conocer las características estructurales tanto del mineral, como de la roca encajonante y en función de estas características podemos seleccionar el método de explotación más conveniente, por ejemplo:

En el caso que sean consistentes tanto mineral como la roca encajonante, o sea que permitan excavar una obra

2.50 m. de alto, y si la veta es más ancha se hace necesario ampliarla hasta llegar a la "roca encajonante" para -- que desde este lugar, hacia arriba, se inicie la explota-- ción. Para extraer el mineral de este lugar ya quebrado, - se hace necesario abrir "contrapozos" separados entre si - de 6 a 8 metros los cuales se les coloca un aparejo de ma-- dera que sirve de "tolva" para controlar la extracción de -- mineral.

Terminando de excavar las obras citadas anteriormente que corresponden a la "etapa de preparación", se inicia la barrenación del primer corte, que está a 2.50 m. aproxima-- damente del piso de la frente de preparación, ya con máqui-- nas neumáticas, se cargan los barrenos con dinamita y se - disparan. Estos cortes son horizontales y de 1 a 2 metros_ de avance vertical, cuando se efectúa la barrenación con - equipo convencional.

2.- Se extrae completamente el mineral quebrado y co-- mo el segundo corte, ya no es posible alcanzarlo por estar de 4 a 4.50 m. del piso de la frente de preparación, es ne-- cesario colocar un entarimado sostenido por medio de sopor-- tes de madera apoyados de la roca encajonante que les lla-- mamos "trancas", a una altura suficiente donde se pueda -- perforar con las máquinas el siguiente corte. Terminada la barrenación y antes de dispararse estos barrenos con explo-- sivos, se hace necesario quitar este entarimado, o en oca-- siones se deja una tabla para tránsito que al dispararse - se pierde junto con las "trancas", pero en otras ocasiones utilizando la "mecha instantanea" se puede hacer disparar_ todos los barrenos a control remoto. Los cortes y extrac--

ción del mineral se suceden cuantas veces sea necesario, - hasta llegar al nivel o frente superior; en algunas ocasiones se deja otro pilar como piso de la frente superior.

La separación entre los niveles o frentos de este bloque que es de 20 a 30 metros, por regla general.

Existen en el país rebajes abiertos que han sido explotados por este método, que tienen más de 100 años y siguen abiertos. Su limitación es cuando la veta es más ancha de la longitud de madera que se consigue comercialmente en el lugar encarece el sistema. Pero cuando se llega a este extremo se puede utilizar el método de:

REBAJES ABIERTOS DE PISO.

Este método de explotación se hace por cortes descendentes, se inicia en el nivel o frente superior, en algunas ocasiones se deja un "pilar de piso", y como "preparación" se excava un contrapozo al centro del bloque y a partir de él se comienzan los cortes escalonados en otros casos se toma el contrapozo lateral como iniciador de corte (Fig. 3). El mineral quebrado tiene que extraerse hacia el nivel superior por medio de un malacate cuando no existe un nivel inferior. Se tiene que tener cuidado que a medida que van descendiendo los bancos de explotación, ir "amaciando" o sea no dejar rocas sueltas localizadas en la roca encajonante, para que cuando se este trabajando en los bancos inferiores no lleguen a desprenderse y lesione a los trabajadores.

Existe una variante a este método, y es, cuando existe un nivel inferior y está conectado al contrapozo central, al cual se le puede vaciar el mineral quebrado y para manejarlo por gravedad y extraer la carga por el nivel

inferior, a esto se le llama (Glory hole).

TUMBE SOBRE CARGA.

Este método tiene la fase de preparación idéntica a los rebajes abiertos de cabeza, la diferencia consiste entre estos métodos, en que el mineral quebrado durante el avance de los cortes no se extrae completamente por las tolvas inferiores, si no se deja 2/3 partes del mineral quebrado, o sea se extrae lo suficiente para dejar una abertura de 2 m. a 2.50 m., entre el mineral "insitu" y el mineral quebrado de piso, de esta manera se consigue un piso donde apoyar las máquinas para barrenar, ya sea cortes horizontales o escalonados hacia arriba.

La distancia entre niveles común en este método es de 20 a 100 mts.

La mayor parte de las minas mexicanas utilizan este método de explotación y se aplica para vetas^{así} como chimeneas. El inconveniente que tiene es que aprovecha solamente el 30% del mineral y se deja el resto almacenado, hasta que se termina de explotar el rebaje.

SUBNIVELES.

Por subniveles este método de explotación es conveniente su aplicación para vetas anchas y chimeneas, se desarrolla en bloques de 50 a 100 m. de largo y de 50 a 150 m. de alto.

La etapa de preparación consiste en dividir el bloque en el sentido vertical en varios tramos; por ejemplo para un bloque de 40 metros efectivos, o sea la distancia vertical entre la parte superior del pilar de cabeza del nivel inferior y la parte inferior del pilar de piso del nivel -

superior, se puede dividir en cuatro tramos de 10 metros - cada uno, para explotarlos es necesario avanzar cuatro subniveles paralelos al nivel y ampliarlos hasta descubrir todo el mineral por explotar, formando cuatro pilares (Fig. 7).

En el primer subnivel, el inmediato al nivel inferior, se inicia la explotación en forma de bancos descendentes, cuando se utiliza barrenación convencional o en un solo -- banco cuando se utiliza barrenación larga, estos cortes de piso se avanzan y cuando se ha reducido el pilar de 8 a 10 mts. aproximadamente, se comienza a explotar el pilar superior, por medio del siguiente subnivel o sea el segundo en secuencia vertical, cuando se ha explotado de 8 a 10 mts. este pilar, se inicia el tumbe en el subnivel inmediato superior, llega un momento en que los 4 subniveles todos -- están cortando el mineral.

El mineral quebrado se deposita, por gravedad, en -- unas tolvas localizadas en el nivel inferior, endonde es -- posible extraerlo todo, lo que es una ventaja comparado -- con el método de tumbe de sobre carga.

En los estados de: Hidalgo, San Luis Potosí y Guanajuato existen minas explotando minerales con este método, que es de bajo costo de operación.

METODOS DE EXPLOTACION CON FORTIFICACION

Si en las obras de "desarrollo" descubren que las condiciones estructurales del mineral es consistente y la roca encajonante es medianamente consistente, nos indica que siempre excavaremos, en forma segura en el mineral, pero -- tendremos que evitar formar cavidades mayores, de la que -- nos permita las condiciones estructurales de los "respal--

dos". (es lo mismo que roca encajonante).

Para estas condiciones estructurales se puede seleccionar los métodos de explotación fortificación, ya sea natural, utilizando el mismo mineral o con fortificación artificial, como madera, concreto, pernos anclas, mineral no costeable "tepetate".

Los métodos son:

1.- Rebajes abiertos con pilares de mineral intermedios.

a) Regularmente distribuidos

b) En forma casual.

2.- Corte Relleno.

3.- Marcos conjugados.

REBAJES ABIERTOS CON PILARES INTERMEDIOS.

Para la utilización de este método de explotación se hace necesario, buscar mediante pruebas pilotos cual es el ancho máximo de una excavación, en la cual no se necesita ninguna fortificación para sostener los respaldos; cuando ya la conocemos se divide el bloque en el sentido vertical y se explotan zonas con el ancho permitido. Se dejan pilares de mineral entre las dos zonas de explotación. El tamaño del pilar también se selecciona su ancho de acuerdo con pruebas piloto en la misma mina, por regla general, estos pilares no se permite dejarlos de menor longitud que el ancho de la veta.

Las zonas comprendidas entre los pilares se pueden explotar como "rebajes abiertos" o por tumbe "sobre carga".
"CORTE Y RELLENO".

Cuando por condiciones estructurales la roca encajonante no permiten excavaciones sin fortificación de más de

4m. y el mineral es consistente, en este caso el método -- más conveniente es el de "Corte y Relleno", que consiste:

La etapa de "preparación" del rebaje comprende las -- mismas obras localizadas en el nivel inferior, para extraer el mineral, pero los contrapozos tolva varían su separación de 5 a 20 m., porque es de acuerdo con el equipo para remover el mineral; además debe excavarse contrapozos que crucen todo el bloque, para introducir relleno "tepetate", pero no deben concluir con los que se utilicen como tolva.

En este método también se hacen por cortes ascendentes y cada corte en este caso, no será mayor de 2 m. paraestar dentro de las condiciones de seguridad, o sea no permitir excavaciones abiertas de 4 m. como máximo.

Se inicia la explotación, desde la "frente de preparación" con un corte de cabeza, recordaremos que en este caso el mineral es consistente y es necesario barrenarlo para fragmentarlo, con explosivos; la totalidad del mineralse extrae por las tolvas y queda un hueco correspondienteal volúmen del mineral tumbado, más el volúmen de la frente de preparación.

Por los contrapozos "tepetateras" se recibe "tepetate" o sea material que proviene de la fracturación de la roca encajonante o es el mineral incosteable; y se "rellena" hasta una altura que permita alcanzar con las máquinas perforadoras con facilidad el mineral "insitu" y efectuarel siguiente corte de cabeza. En esta forma se llega hasta el nivel superior y en muchas ocasiones no se deja el pilar de piso en el nivel superior.

De esta manera no se le permite a la roca encajonante

medianamente consistente, fracturarse porque el "tepetate" no se lo permite o si llega a fracturarse ya los mineros - están arriba de la zona explotada.

Al avanzar el rebaje en forma ascendente, se tiene -- que ir construyendo las tolvas donde se extrae el mineral, se construyen con madera y se llama "anillado".

Su ritmo de trabajo es más lento que los anteriores y es más alto su costo, ya que se tiene que remover el mineral y el relleno de "tepetate" (Figs. 7 y 8).

MARCOS CONJUGADOS.

Este método de explotación se selecciona, cuando el mineral es medianamente consistente y los respaldos también son medianamente consistentes, en este caso no se sos tiene ni el mineral ni la roca encajonante, por lo que se hace necesario que cualquier excavación en la explotación del mineral, de inmediato se reemplace con un elemento de fortificación, que en este caso, se le llama "marco", y -- sirve para sostener tanto al mineral como a la roca encajonante.

El marco esta formado como lo muestra la figura 9 y -- consiste en cuatro "postes", cuatro "cabezales" y cuatro "umbrales", este marco se hace en los talleres ubicados en la superficie y siempre sus elementos son de la misma medi da, es necesario dejar cortes en la madera, de tal manera que se pueda colocar o introducir un cabezal a continua- ción de otro cabezal, así mismo colocar un poste encima de otro poste, por este motivo se le llama "marcos conjugados", para que se puedan ensamblar, tanto como en el senti do horizontal, como en el vertical y pueda cubrir grandes grandes

áreas, o sostener grandes desniveles.

Los tamaños de los marcos los cabezales varían de 1 m. a 2 m. y de 1.5 m. a 2.5 m., los postes, sus escuadrias varían de 0.15 m X 0.15 m. a 0.45 m. X 0.45 m. dimensiones en relación a los esfuerzos por soportar.

Hay que tomar en cuenta que este método también no se utiliza para vetas angostas y es muy conveniente para yacimientos de sección horizontal y vertical amplias. (Figs. - 10, 11 y 12).

La forma en que operacionalmente se desarrolla este método es el siguiente:

1.- Se reemplazan los marcos de frente o de nivel, -- por marcos conjugados.

2.- A partir de estos marcos se comienza a avanzar un corte lateralmente en mineral, por medio de barrenación y explosivos, se abre la cavidad en donde pueda entrar un -- marco y se coloca de inmediato, de esta manera se va avanzando de marco en marco hasta cubrir la superficie del mineral y ya podemos efectuar un corte de cabeza, también -- del tamaño del marco conjugado y comenzar a desarrollar la primera hilera o las subsecuentes en el sentido vertical.

Se van sucediendo las hileras de marcos en forma - -- ascendente, hasta llegar al nivel superior.

Los marcos deben instalarse, sujetarse y permanecer -- perfectamente horizontales, sus cabezales y sus postes, -- también perfectamente verticales, con el objeto de que los esfuerzos que soporten, produzcan reacciones en el sentido vertical y horizontal, para que trabajen estas piezas ex-- clusivamente a la compresión.

Para extraer el mineral fragmentado se puede hacer por medio de un carro minero colocando la vía apoyada en los cabezales y conducirlo hasta una tolva.

El peligro de incendio es máximo y debe cuidarse controlarlo por medio de disposiciones rígidas que lo eviten.

Cuando el mineral comienza a romper algunos marcos, esa sección para reforzarla, se puede rellenar con tepeta-te.

METODOS DE HUNDIMIENTO.

Cuando el mineral y los respaldos son poco consistentes, o sea que no permiten excavarse y luego colocar la -- fortificación, la aplicación de los métodos de hundimiento son los más convenientes en la explotación del yacimiento.

Estos métodos son:

- 1.- Tajadas descendentes horizontales (Top Slicing).
- 2.- Hundimiento de bloques.
- 3.- Hundimiento de subniveles.
- 4.- "Frente larga" utilizada en la explotación de mantos.

TAJADAS DESCENDENTES HORIZONTALES (TOP SLICING).

1.- En este método los "cortes" se inician en la parte superior y se termina la explotación en el nivel infe--rior.

La única obra de preparación es avanzar un contrapozo desde el nivel inferior hasta la altura más conveniente pa-ra extracción del mineral y ventilación.

2.- El primer corte se avanza colocando marcos que se les denomina de "tablaestacado". Consiste en ir clavando - estacas contra el mineral poco consistente, sostenidas con marcos.

3.- Cuando se ha explotado el mineral de ese corte o tajada horizontal, se colocan tablonés en el piso cubriendo al mineral "insitu".

4.- Se barrenan los postes del marco, se colocan explosivos y se disparan, es muy conveniente revisar que no quede ninguna zona sin caer, al hundirse el techo.

5.- Se avanza otra tajada en la parte inferior, pero para este caso ya no es necesario avanzar con marcos tablaestacados, porque la tarima que se colocó en el piso nos sirve de fortificación en la cabeza al ir explotando el mineral, a medida que se va avanzando se colocan marcos completos para recibir este entarimado. Después de haber disfrutado todo el mineral de esta tajada horizontal, se vuelve a barrenar los postes de los marcos, se coloca explosivo y se hunde nuevamente, pero antes es necesario colocar otro entarimado como en el piso de la tajada superior.

6.- Y así sucesivamente se llega hasta el último corte inferior.

Toda la madera que se utilizó durante la explotación, la tenemos localizada arriba y nos ayuda a recibir y amortiguar cualquier hundimiento brusco que se produzca de las zonas superiores o de la superficie (Fig. 13).

HUNDIMIENTO DE BLOQUES.

Las características estructurales de los respaldos y el mineral son iguales que el caso anterior.

La forma en que se desarrolla este método es el siguiente:

- a) Se selecciona primero el área por hundir, por re-

gla general la constituyen bloques de 100 m. X 100 m. de sección horizontal y altura de 150 m. aproximadamente.

b) En la sección recta de este bloque, se disponen -- los contrapozos suficientes para cubrir toda esta área en un subnivel que le llamamos "primero" con el objeto de que todo mineral que llega a esta zona se dirija a una tolva y pueda extraerse.

c) En el subnivel primero, donde se conectan todos -- los contrapozos tolvas, se forma una reticula de obras mineras horizontales (frentes) son normales unas a las otras, por lo que se forman pilares, que son los que sostienen al bloque.

d) Para debilitar el sosten del bloque, se reduce al -- mínimo estos pilares, los cuales se barrenan y se cargan con explosivos.

e) Se disparan todos los barrenos de los pilares a un mismo tiempo con el objeto de quitarle en forma intempestiva el apoyo al bloque, de tal manera que provocamos su hundimiento. Al caer en el subnivel primero se fractura el mineral y se extrae a través de las tolvas.

f) Si existe en la superficie un encape que no se -- quiera extraer, para que no se revuelva con el mineral, se debe llevar un control para que en todas las tolvas se saque la misma cantidad de mineral para que no se mezcle con el mineral y baje su valor y no sea conveniente su explotación.

g) Cuando las tolvas se extraiga tepetate o encape de la roca superficial, nos indica que hemos terminado de ex-

plotar ese bloque.

Solamente en la compañía Real del Monte y Pachuca se sigue este método de explotación y el área por explotar es de 2 kms.² aproximadamente. En los Estados Unidos la mina de "San Manuel" en Arizona, sigue este método produce -- 75 000 tons. diarias explotando diferentes bloques para -- llegar a obtener esta producción, o sea que este método se escoge para yacimientos muy grandes de mineral. (Fig. 14).

FIG. 1

OBRAS DE DESARROLLO PARA BLOQUEAR RESERVAS.

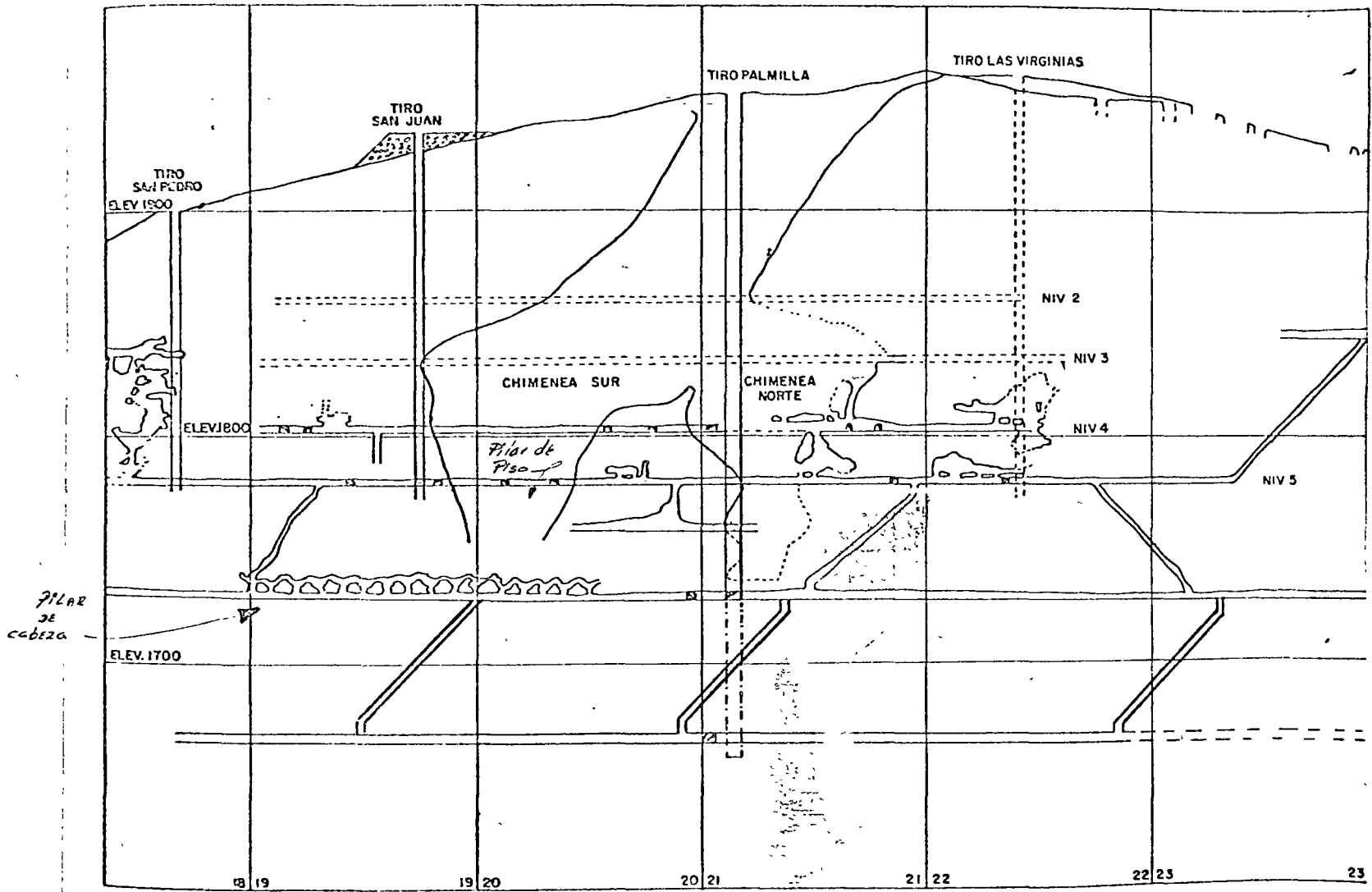
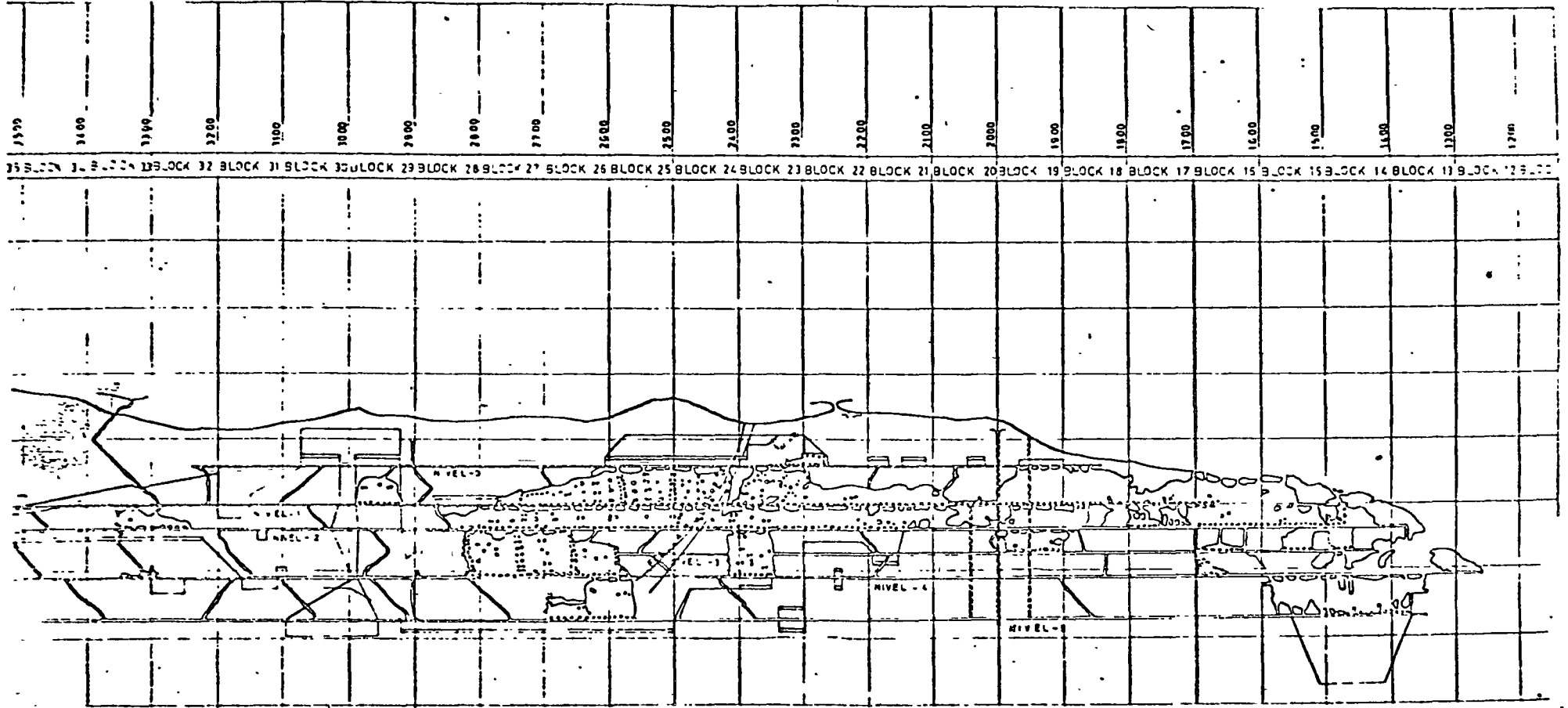


FIG. 2.

SECCION VERTICAL



PLANO MOSTRANDO EL DESARROLLO Y LA EXPLOTACION MINERA.

METODO DE EXPLOTACION
REBAJE ABIERTO

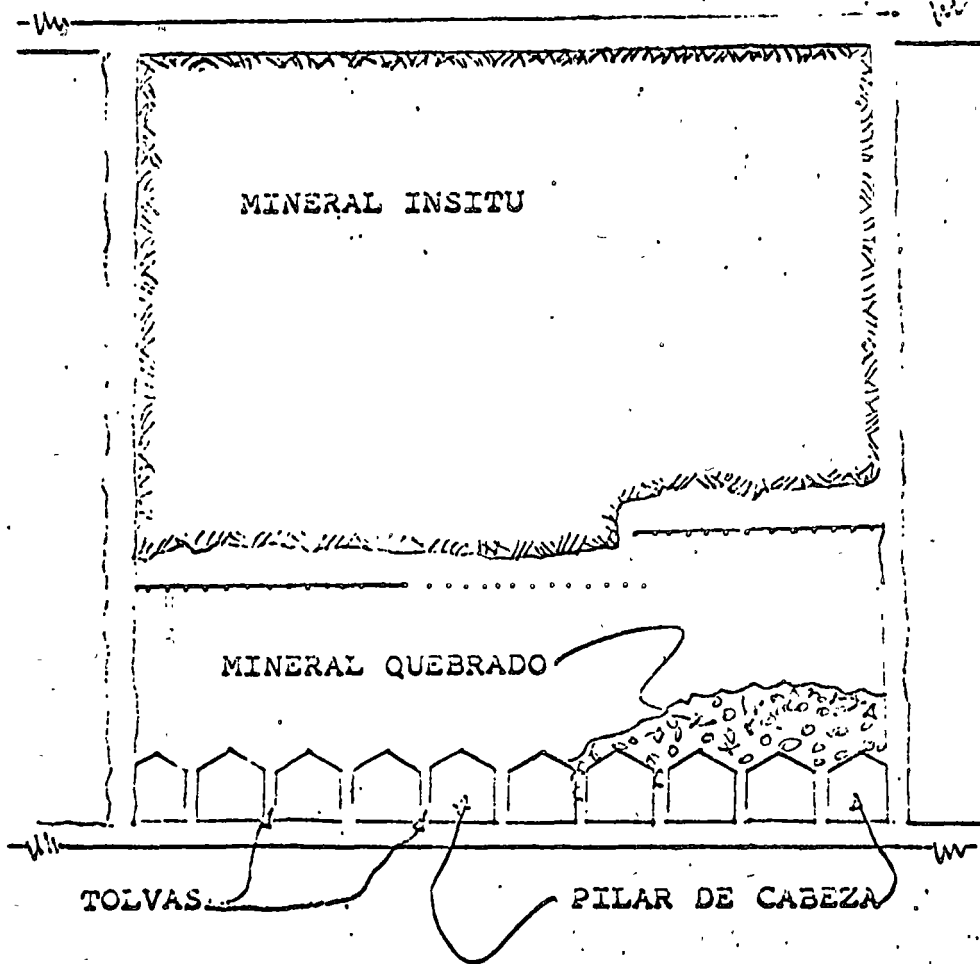
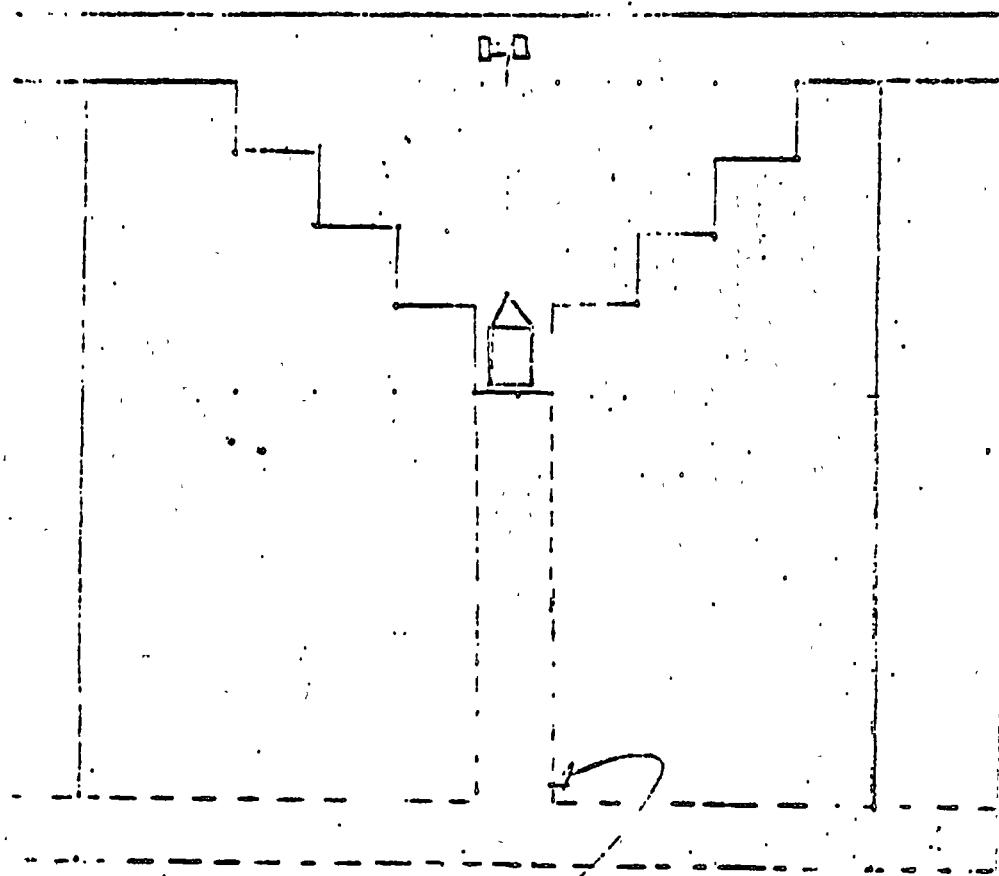


FIG. 3

METODO DE EXPLOTACION

REBAJE DE PISO



GLORY HOLE

FIG. 3 Bis.

METODO DE EXPLOTACION "TUMBE SOBRE CARGA"

PILAR DE PISO.

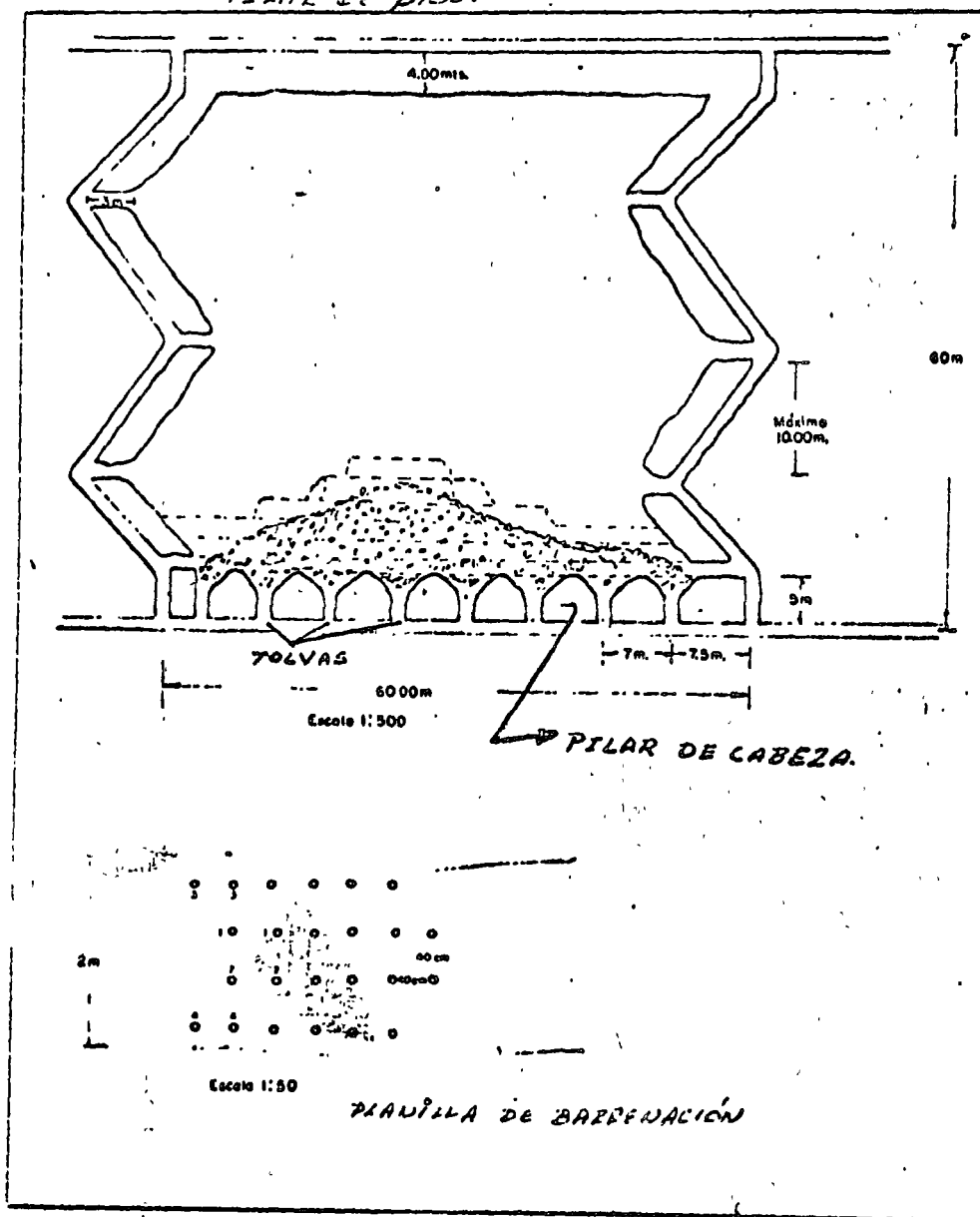


FIG. 4

" METODO DE EXPLOTACION TUMBE SOBRE CARGA"

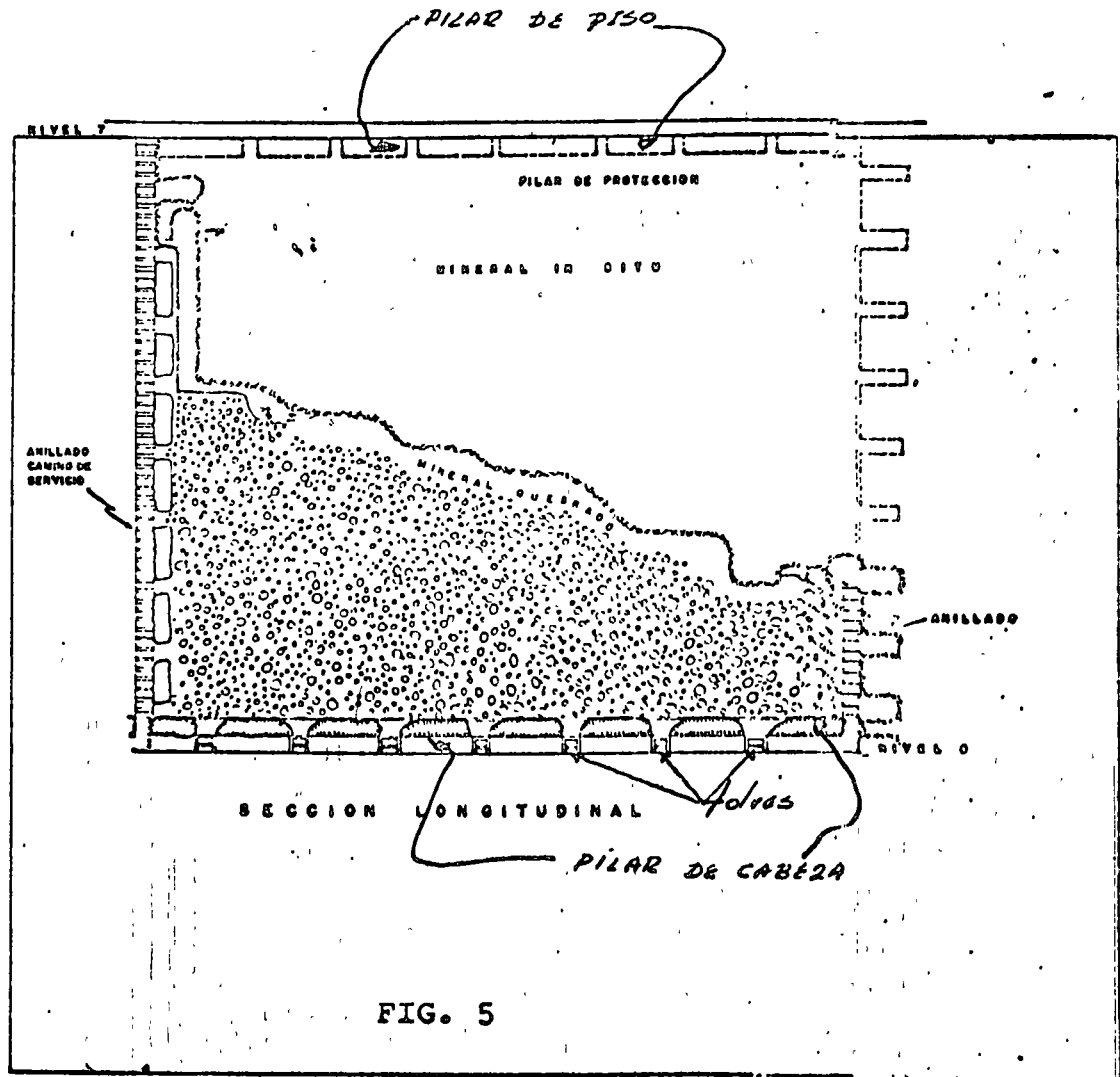
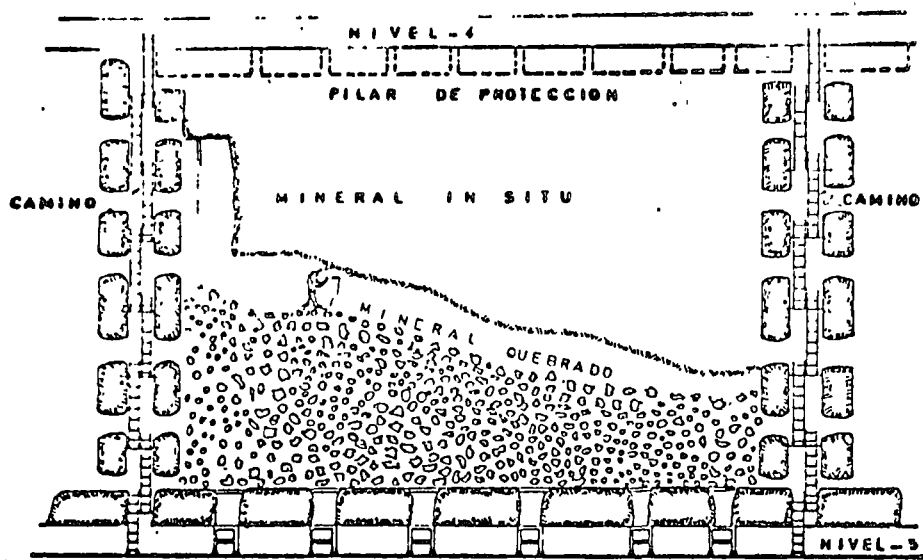


FIG. 5

TUMBE SOBRE CARGA



SECCION LONGITUDINAL

FIG. 6

METODO DE EXPLOTACION " SUBNIVELES "

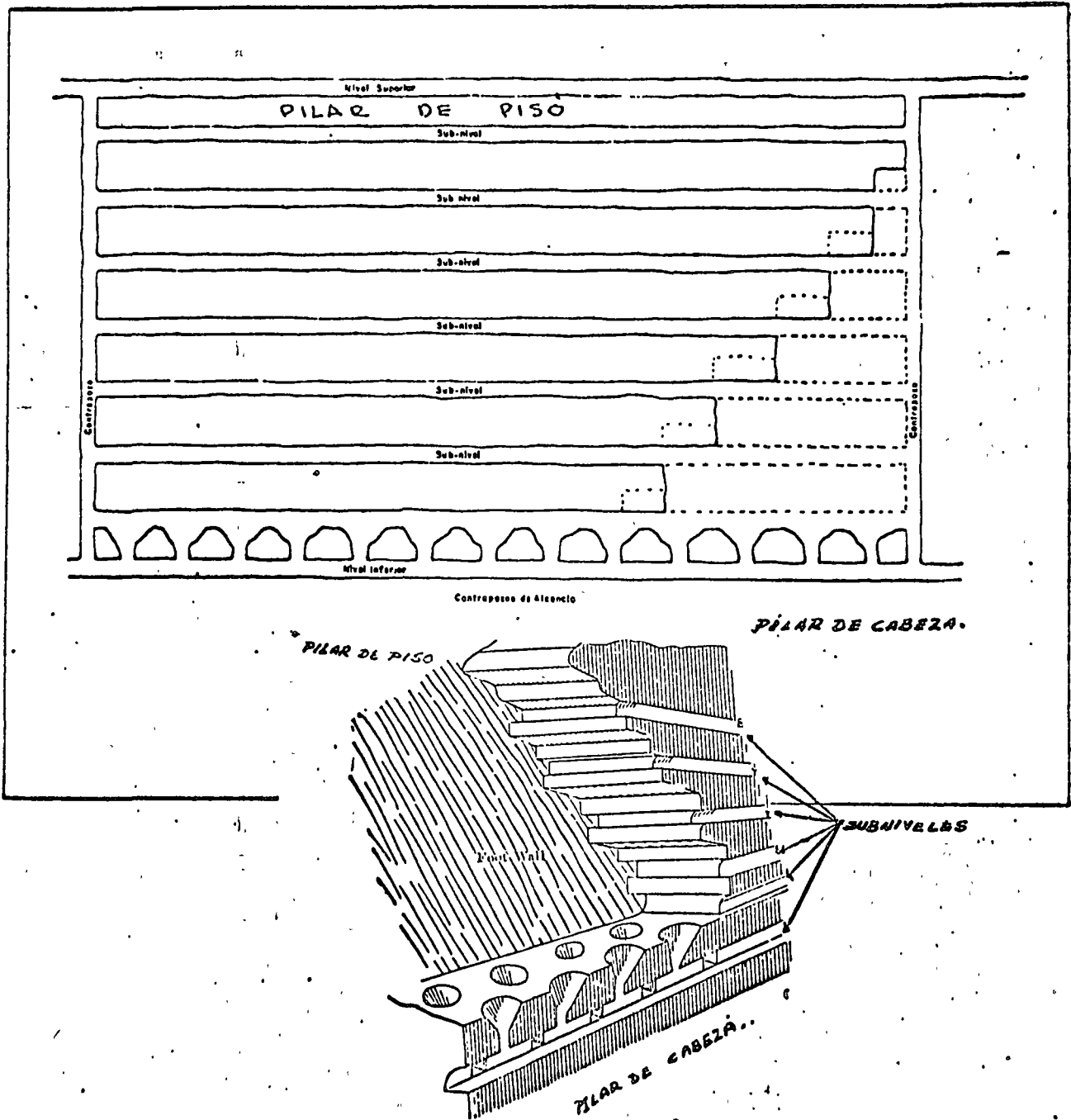


FIG. 7

METODO DE EXPLOTACION DE "CORTE Y RELLENO"

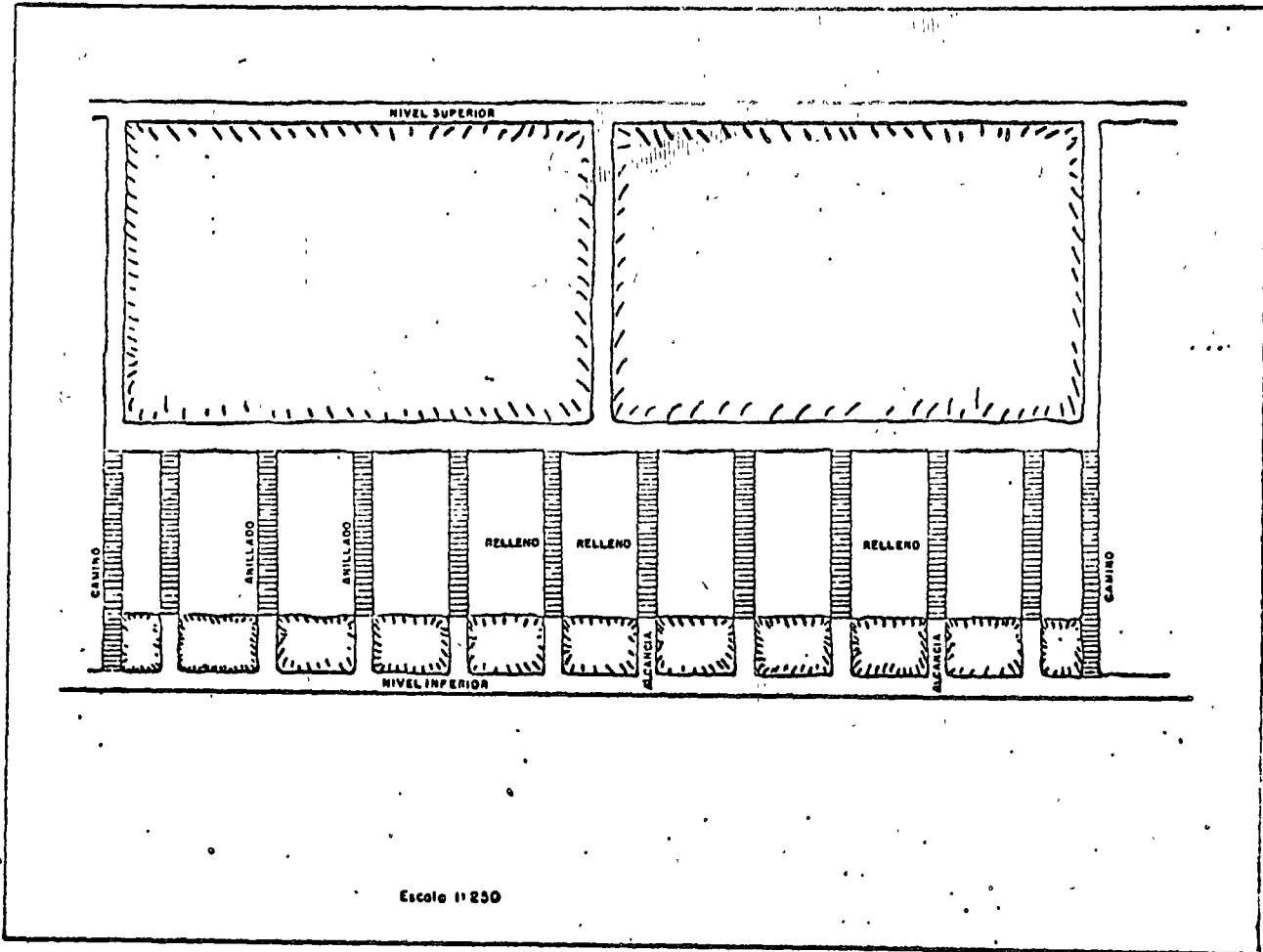
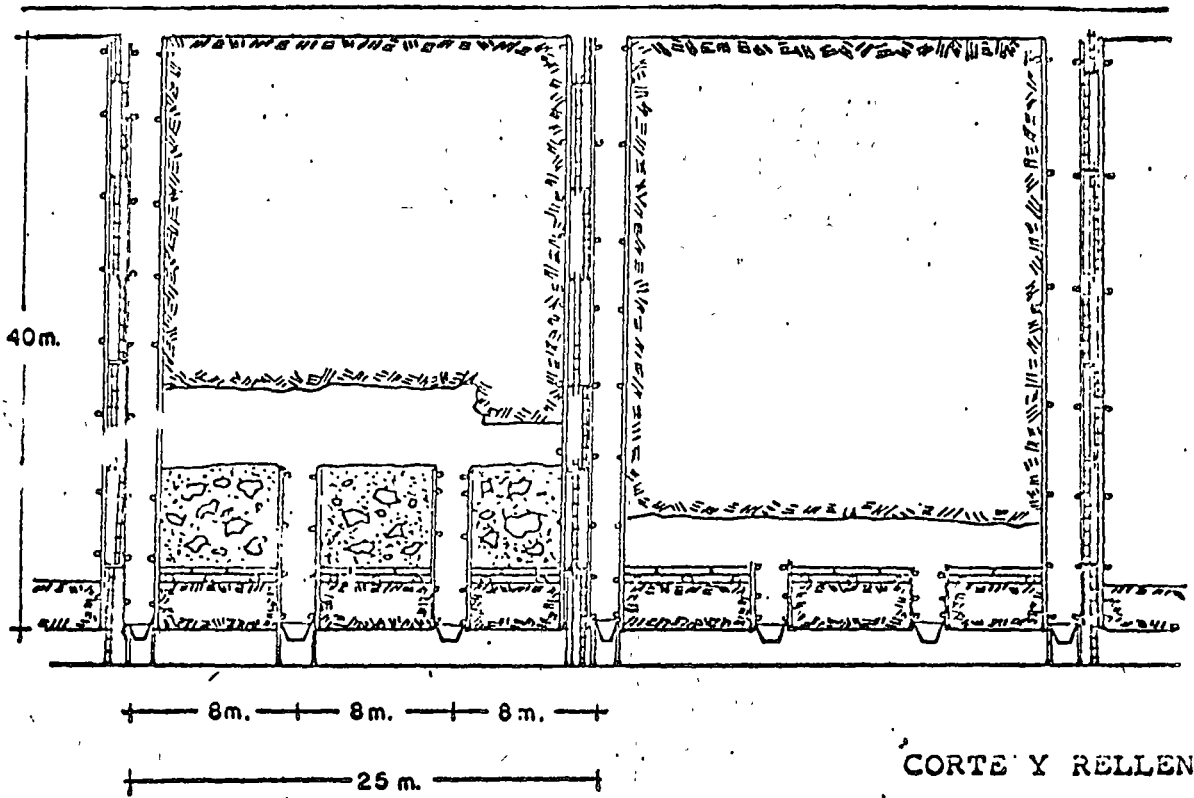
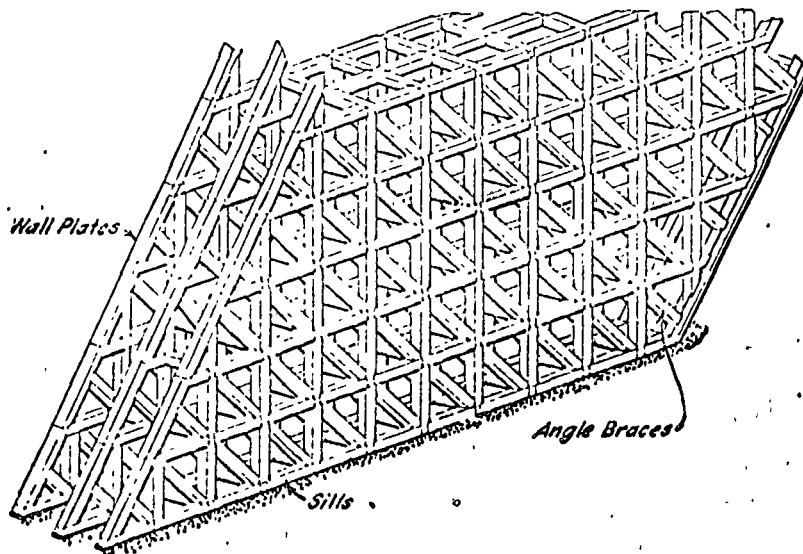


FIG. 8

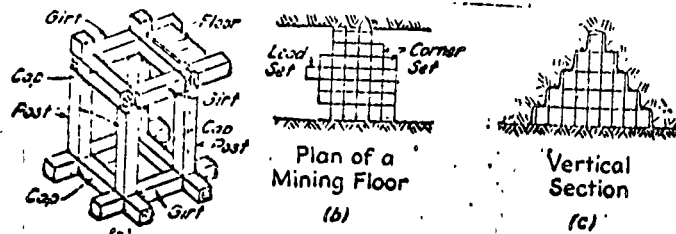


CORTE Y RELLENO
ACARREO CON ME-
TODOS MANUALES.

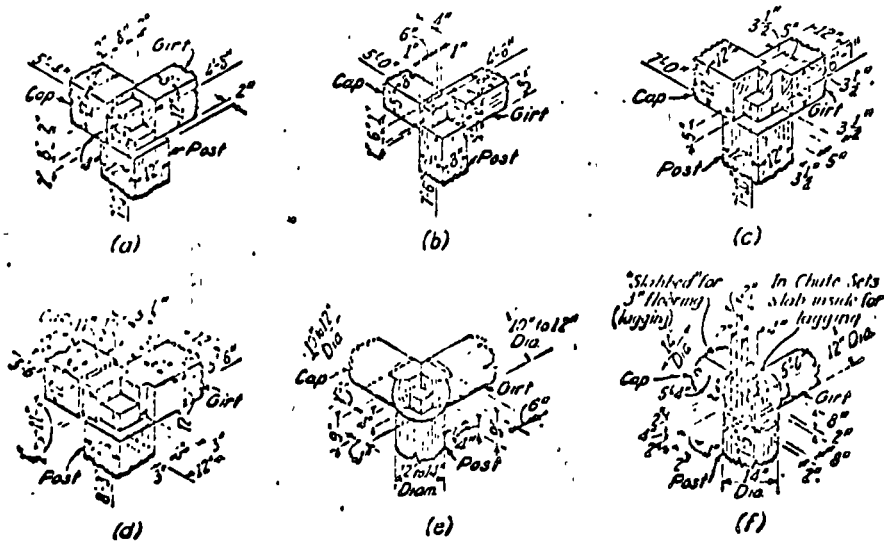
FIG. 8 BIS.



"MARCOS CONJUGADOS EN UNA VETA"



MARCO CONJUGADO



ENSAMBLES PARA LOS MARCOS CONJUGADOS

FIG. 9

SECCION VERTICAL MOSTRANDO EL METODO DE
EXPLOTACION DE "MARCOS CONJUGADOS"

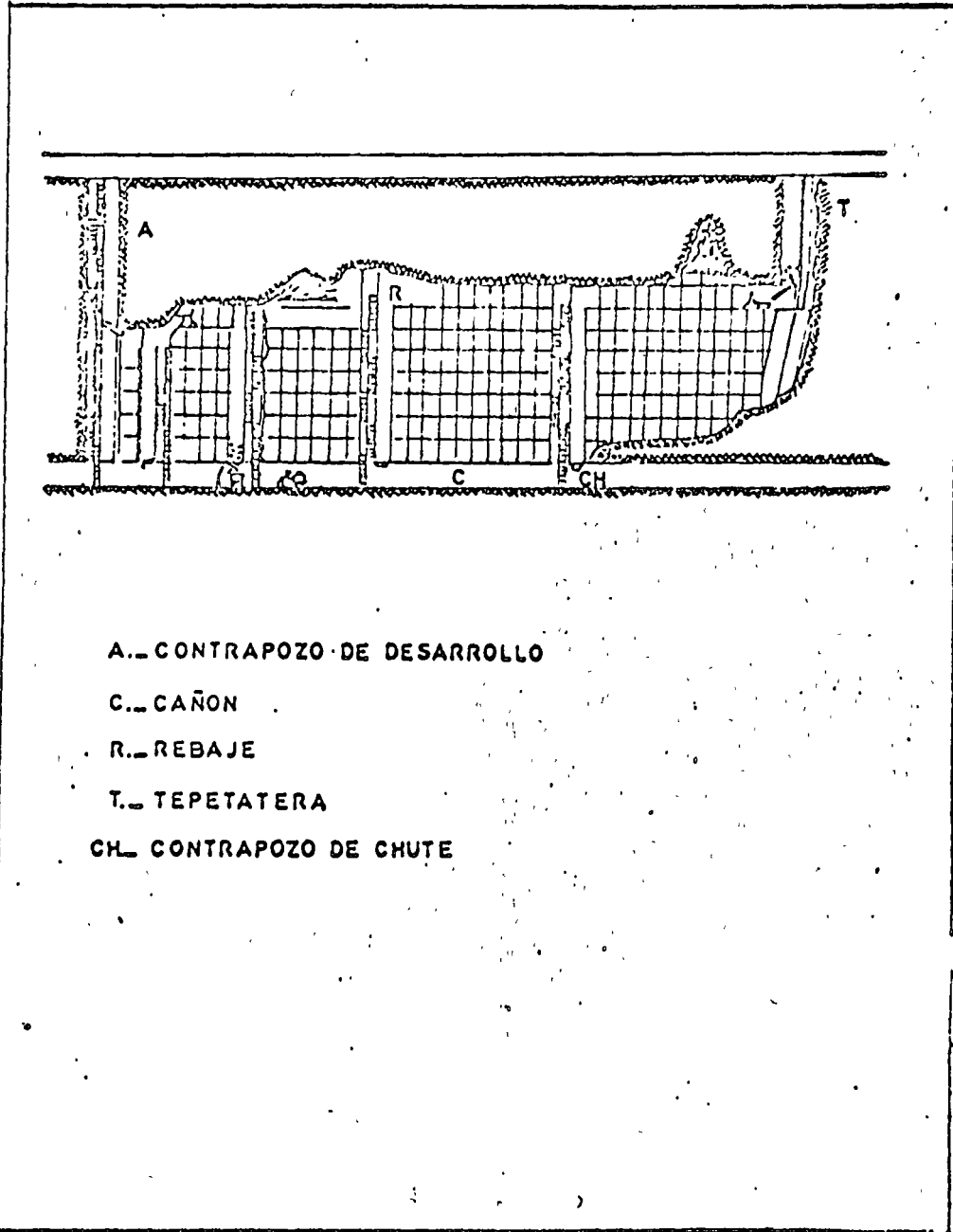


FIG. 10

SECCION HORIZONATAL MOSTRANDO EL METODO
DE EXPLOTACION DE MARCOS CONJUGADOS

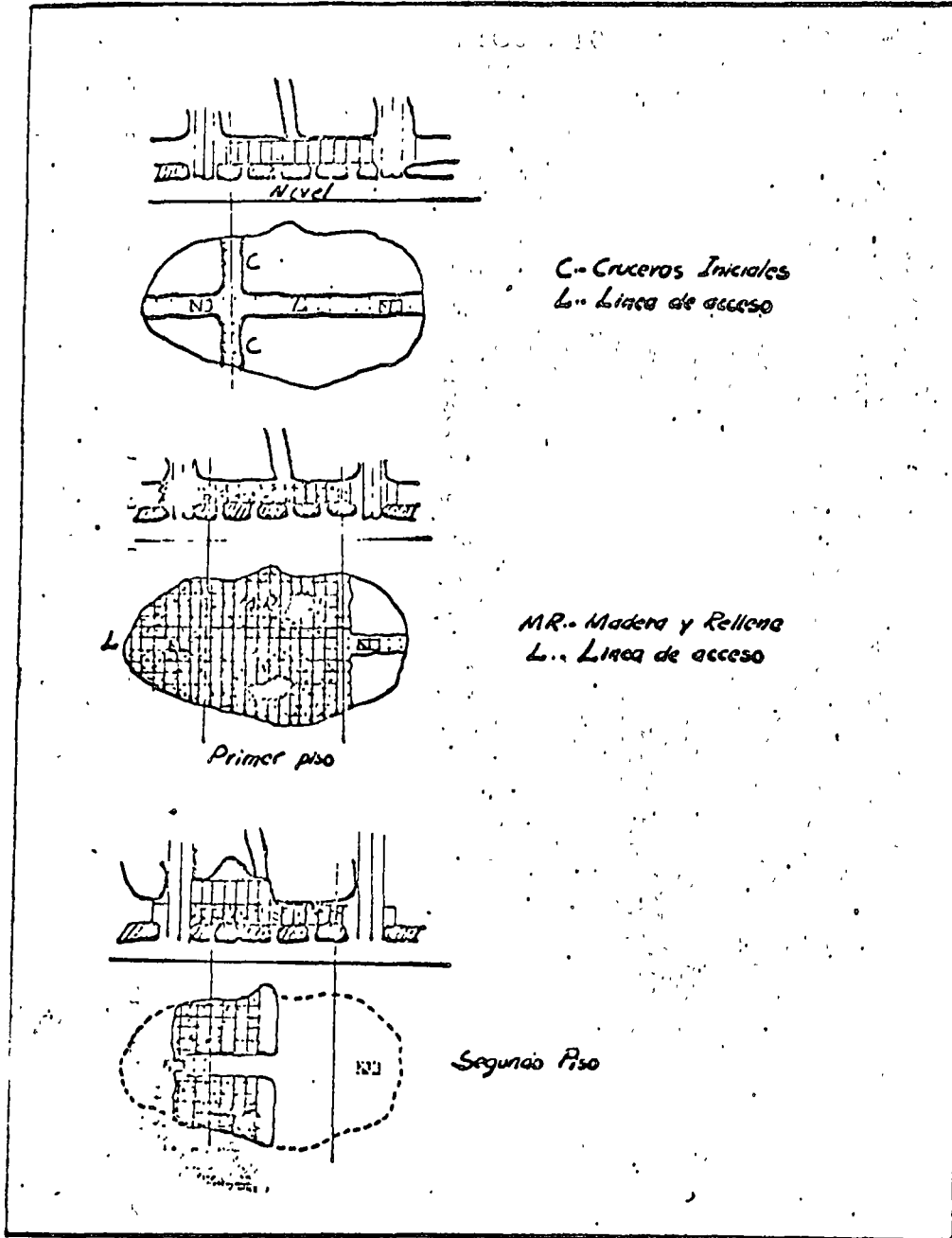
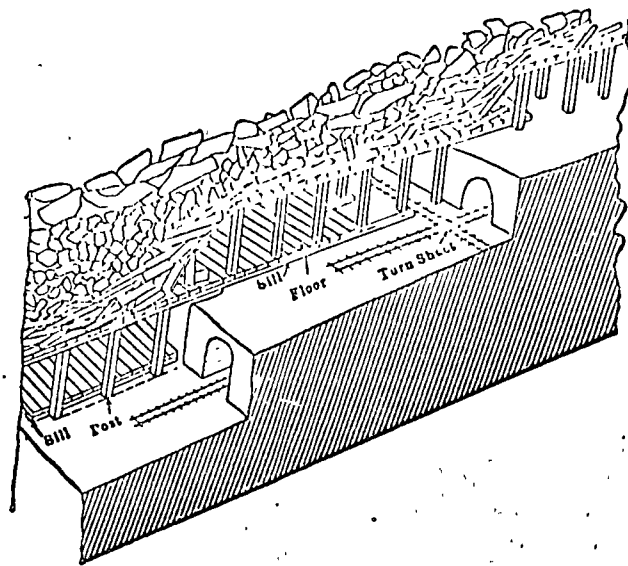


FIG. 12



TAJADAS DESCENDENTES.

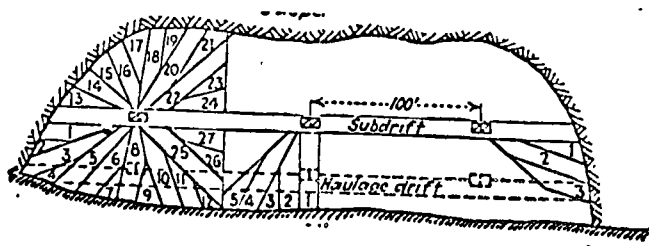
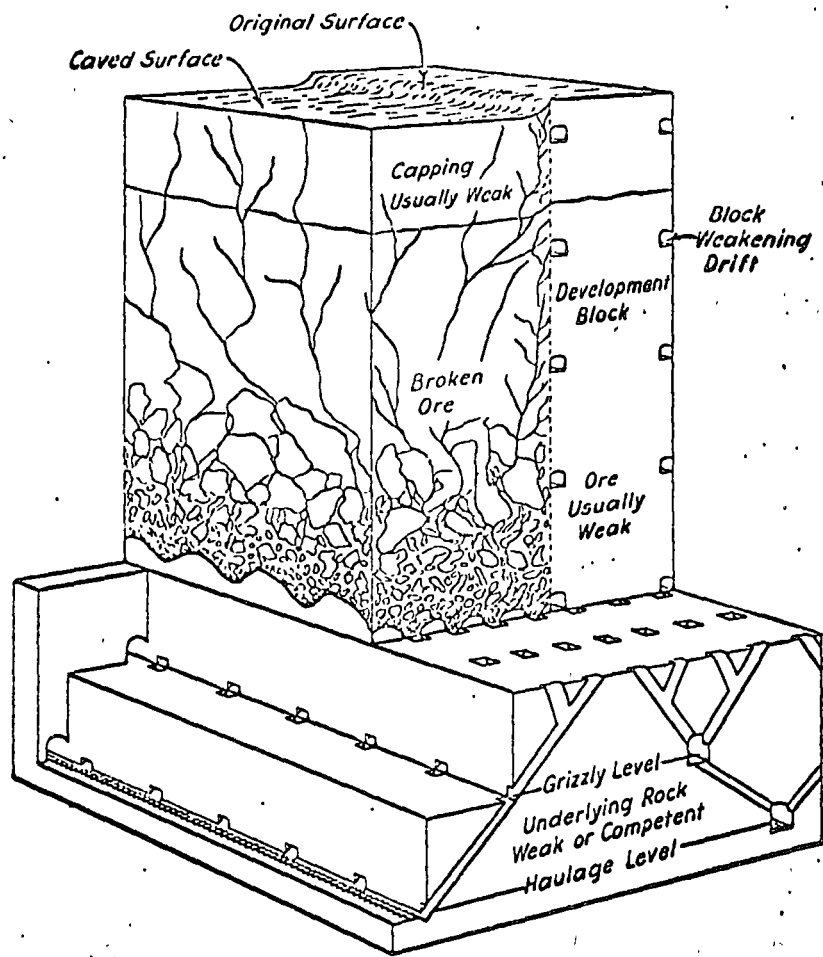
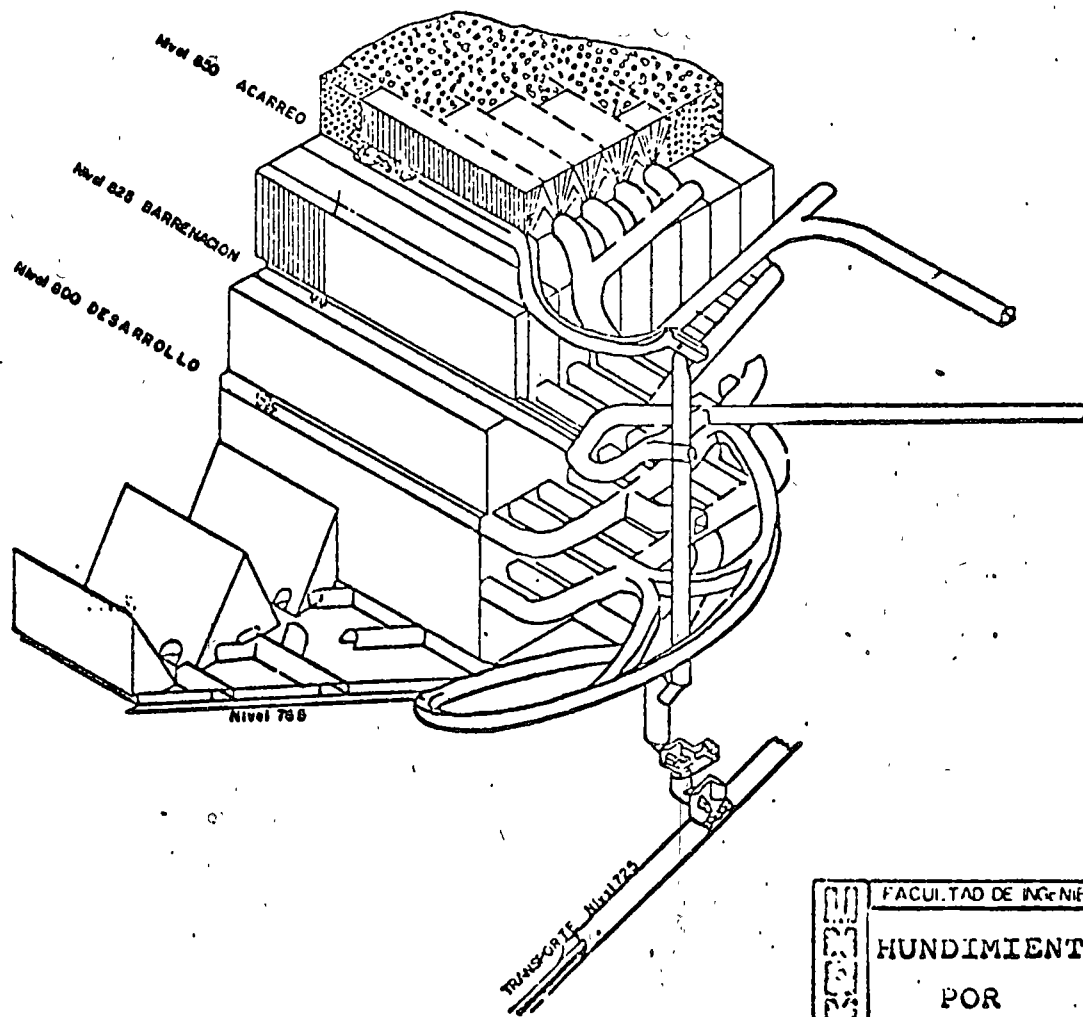


FIG. 13



HUNDIMIENTO DE BLOQUES

FIG. 14

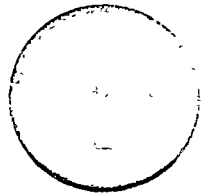


FACULTAD DE INGENIERIA	FACULTAD DE INGENIERIA
	HUNDIMIENTO
	POR SUBNIVELES.

FIG. 15



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE ING.

Propiedades de las Rocas y Ensayos de Lab.

Ing. Armando Quezadas Flores

PROPIEDADES DE LAS ROCAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO.

3.1 PROPIEDADES FISICAS Y QUIMICAS DE LAS ROCAS.

Ing: A. Quezadas Flores.

Antes de discutir las propiedades mecánicas específicas de las rocas, es necesario definir que es una roca y dilucidar algunas de sus propiedades físicas y químicas, particularmente su textura.

Por definición, una roca es un agregado de minerales. Mineral es una sustancia natural con estructura interna característica que es determinada por una disposición regular de los átomos ó de los iones en su seno y cuya composición química y propiedades físicas son fijas ó varían entre límites definidos.

3.1.1. COMPOSICION DE LAS ROCAS.

De los dos mil minerales reconocidos descritos, sólo unos veinte son los más abundantes de la corteza terrestre.

Los métodos que se siguen para identificar los minerales son varios y las técnicas más comunes empleadas en el laboratorio son las siguientes:

#

1) El análisis al microscopio petrográfico.- Se estudia una sección del material de 30 micras de espesor, colocada sobre un portaobjetos y protegida por un cubreobjetos.

2) Rayos X.- Por medio de los rayos "X", es posible deducir la estructura interna.

3) Análisis Químico.- Con la ayuda de algunos reactivos sencillos pueden hacerse ensayos químicos e investigarse polvos minerales o mezclas de grano fino. Los minerales difieren en fusibilidad, solubilidad en ácidos, y en comportamiento con los reactivos.

4) Determinación por sus propiedades físicas.- La mayor parte de los minerales pueden identificarse rápidamente, si se conocen sus propiedades físicas ordinarias, Estas son: Crucero, fractura, forma cristalina, color, lustre y dureza.

Crucero.- Son los planos que se obtienen al partir un mineral.

Fractura.- Son las superficies que se obtienen al romperse un mineral, no son planos.

Forma cristalina.- Está regida por la estructura interna, existen sistemas de cristalización:

Cúbico

Tetragonal

Hexagonal

Ortorrómico

Monoclínico

Triclínico.

Color.- Algunos minerales tienen un color determinado, otros son zonales y en ocasiones varían de una especie a otra, debido a la presencia de impurezas, cambio en la composición química ó alteraciones estructurales causadas por la radioactividad.

Lustre.- Es la naturaleza de la luz reflejada por una superficie del mineral.

Dureza.- Es la resistencia que opone un mineral a ser rayado por otro. Para determinarla se usa la escala de Mohs, la cual es - relativa y cuya numeración es arbitraria:

- 1.- Talco
- 2.- Yeso
- 3.- Calcita
- 4.- Fluorita
- 5.- Apatita
- 6.- Feldespato
- 7.- Cuarzo
- 8.- Topacio
- 9.- Corindon
- 10.- Diamante.

Para apreciar cuantitativamente la dureza por el método del rayado, se han construido aparatos especiales llamados Esclerómetros. La relación entre la dureza Mohs y la del esclerómetro es - consistente razonablemente. (Fig. 3.1.1.)

La dureza es algunas veces usada como un criterio de resistencia en las rocas, por ejemplo se ha relacionado el contenido de cuarzo y la resistencia en compresión uniaxial para areniscas con -

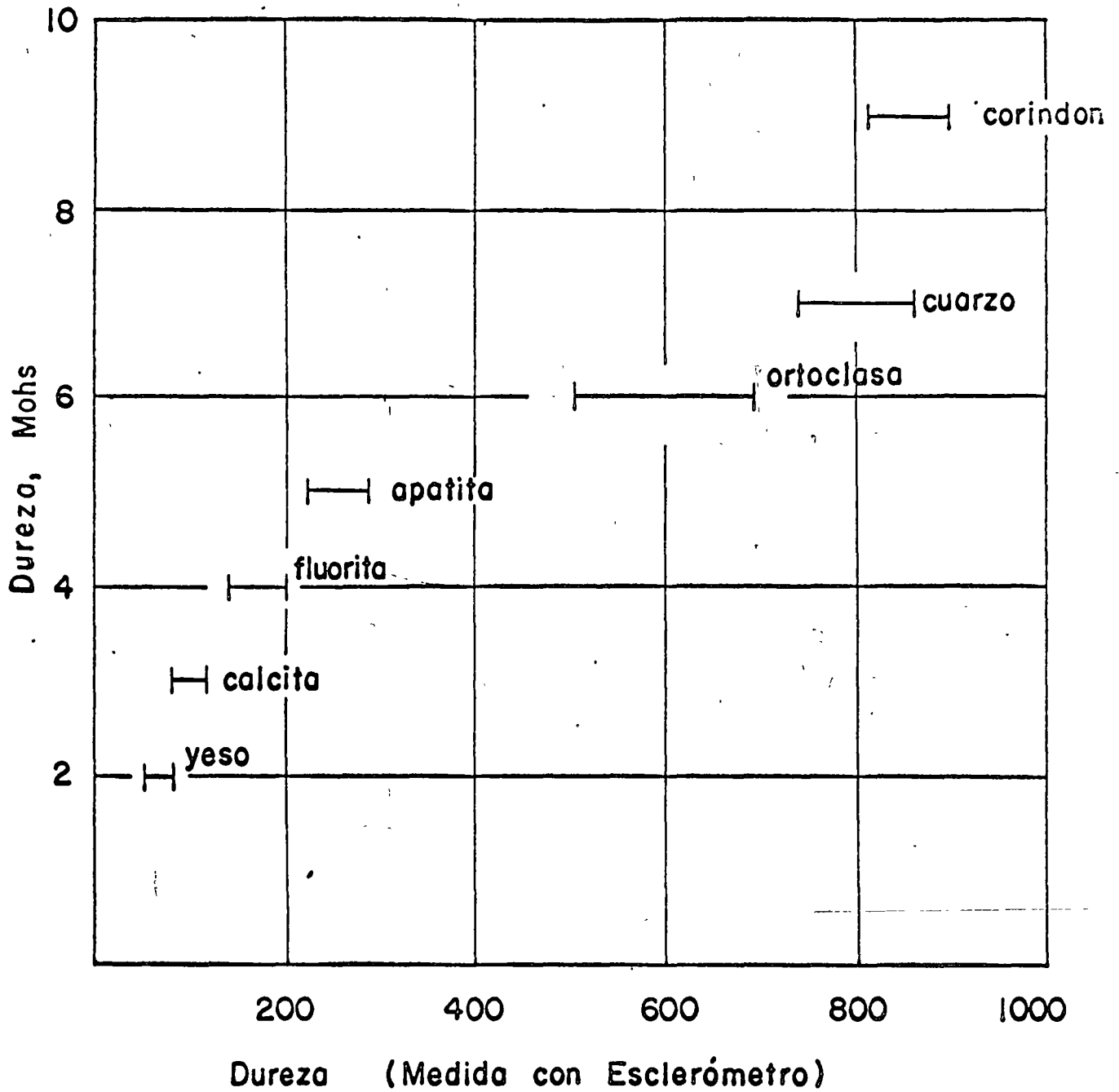


Fig. 3.1.1. Relación entre dureza medida con esclerómetro y Mohs.

Tomado del libro:
 Engineering Properties of Rocks. I. W. Farmer

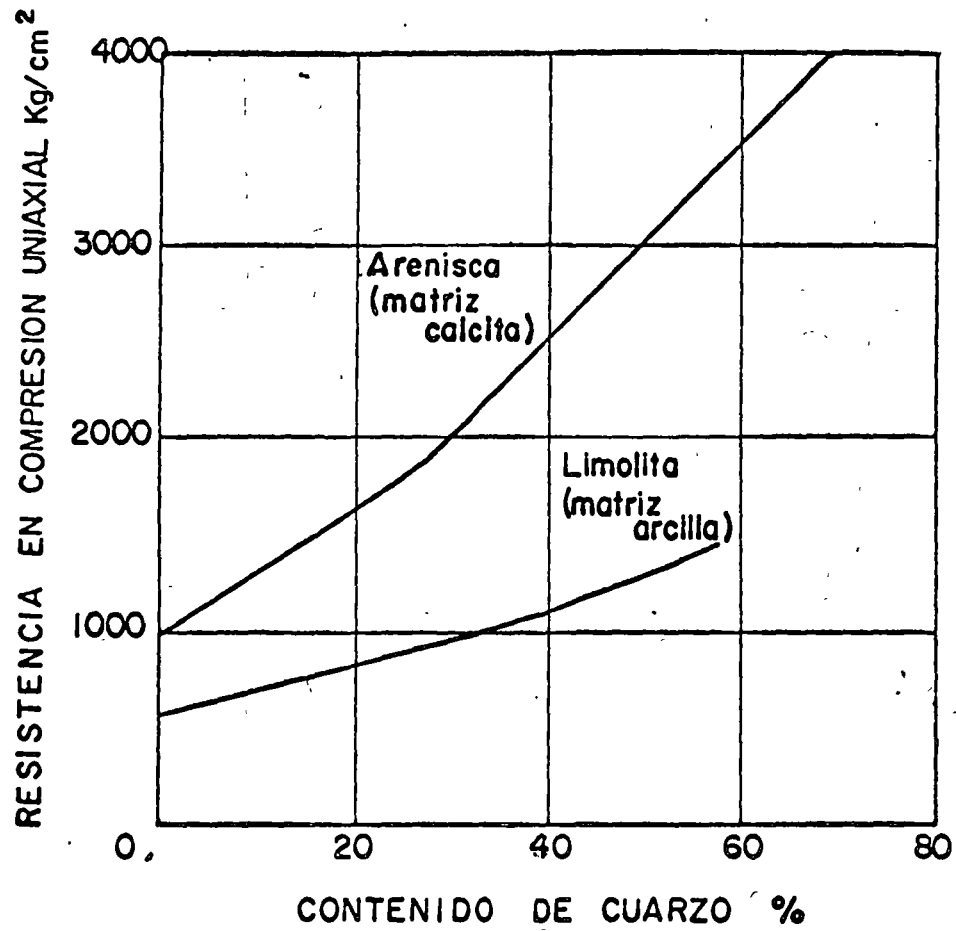


Fig. 3.1.2. Relación entre resistencia y contenido de cuarzo (según: Price)

cementante calcáreo y limolitas con matriz arcillosa.

El siguiente grupo de minerales, que se describe a continuación, no está en forma alfabética, sino por su importancia como minerales formadores de roca.

DESCRIPCION DE MINERALES.

Grupo de la Sílice.

a) Cuarzo.- (SiO_2).- El cuarzo es un mineral duro $H = 7$ (raya el vidrio y el acero). Con densidad de 2.65. No tiene crucero, tiene fractura concoidea y es inatacable por los ácidos, salvo el ácido fluorhídrico HF. Puede ser transparente e incoloro, cuarzo hialino ó cristal de roca, coloreado en violeta, amatista y amarillo citrino.

La estructura molecular del cuarzo varía en función de la temperatura de cristalización y de la presión.

Cuarzo t.	573°C	
Cuarzo t.	573° a 870°C.	
Tridimita.....	t. de 870° a 1470°C	(en agujas en rocas volcánicas)	
Cristobalita.....	t. de 1470° a 1685°C	(rara en la naturaleza pero frecuente en los ladrillos)	

b) Calcedonia.- Presenta estructura fibrosa y puede aparecer en globulos y esferulitas. Las formas zonales en capas planas se denominan ónix y en capas concéntricas ágatas. La calcedonia es considerada por unos como un material distinto al cuarzo y por otros como una variedad del mismo. Está compuesta por una mezcla submicroscópica de cuarzo fibrosa con una pequeña pero variable cantidad de ópalo. Frecuentemente se presenta como constituyente principal del pedernal.

c) Opalo.- El ópalo es sílice hidratada la cual tiene un contenido variable de agua de 2 a 10 por ciento. La densidad y dureza son siempre menores que las del cuarzo. El color es variable y su lustre es resinoso y vítreo. Es frecuente sobre todo en las rocas sedimentarias y es el principal constituyente de la diatomita y también se encuentra rellenando fisuras y cavidades en las rocas ígneas.

Grupo de los Feldespatos.

El grupo de los feldespatos es muy importante por su abundancia en las rocas ígneas, en cambio en las sedimentarias desempeña un papel subordinado al cuarzo. Los feldespatos tienen buen crucero en dos direcciones, por lo que las partículas de feldespato muestran superficies pulidas. Los miembros del grupo son diferenciados por sus propiedades cristalográficas y composición química. Los feldespatos alcalinos ó potásicos son : ortoclasa, sanidino, adularia, microclina y anortoclasa, son tectosilicatos de aluminio y sodio, aluminio y calcio, ó aluminio, sodio y calcio. La composición química de los plagioclasas se halla comprendida entre la de la Al-

bita ($6\text{SiO}_2 \text{ Al}_2\text{O}_3 \text{ Na}_2\text{O}$) y la anortita ($2\text{SiO}_2 \text{ Al}_2\text{O}_3 \text{ CaO}$) con los miembros intermedios oligoclasa, andesina, labradorita y bitounita. La ortoclasa ($\text{K}_2\text{O} \text{ Al}_2\text{O}_3 \text{ 6SiO}_2$) tiene una dureza de 6 y densidad de 2.56. Las plagioclasas tienen de dureza 6 y su densidad varía de 2.62 a 2.76.

Los feldespatos alcalinos se presentan en rocas riolíticas y graníticas, mientras que las plagioclasas con alto contenido de calcio se encuentran en rocas tales como las dioritas, gabro, andesita y basalto.

Grupo de la Mica.

Los minerales micáceos o micas son aluminosilicatos hidratados de K, Na y a veces Li y para la mica negra Mg. Fe. Son filosilicatos a menudo se presentan en láminas hexagonales que se separan fácilmente en laminillas elásticas más finas. Su dureza es alrededor de 2.5. Densidad de 2.7 a 3.1. La mica blanca recibe el nombre de muscovita y la mica negra el de biotita.

Grupo de los minerales Ferromagnesianos.

Los minerales ferromagnesianos ó máficos son silicatos de hierro ó magnesio ó ambos e incluyen las anfíbulas, las piroxenas que son inosilicatos y los olivinos que son nesosilicatos. Las anfíbulas tienen una densidad alrededor de 3; dureza de 6, el más frecuente es la hornblenda, verde muy oscura casi negra. Se presenta generalmente bajo la forma de cristales alargados de sección -

hexagonal. Las piroxenas tienen la misma composición cualitativa - que las anfíbolas pero la cal es en ellas relativamente más abundante. Su densidad es 3.3, dureza de 5 a 6. Uno de los más frecuentes la augita se presenta en forma de cristales muy cortos (granos) de sección octagonal.

La biotita puede considerarse un mineral ferromagnesiano.

El olivino $(MgFe)_2SiO_4$ Tiene una dureza de 6.5, una densidad de 3.3 a 3.6 . Coloración verde oliva o amarillenta. El olivino es sintomático de las rocas ígneas de bajo contenido de sílice.

Grupo de los Minerales Arcillosos.

Cuando los silicatos de las rocas cristalinas primarias se descomponen por intemperismo, dan entre otras cosas un grupo de minerales conocidos como "arcillosos", son filosilicatos hidratados de alúmina con algunos reemplazamientos de hierro y magnesio, son de grano fino. Se encuentran en arcillas residuales y algunos son transportados y depositados como sedimentos. Constituyen una parte muy importante de las arcillas y de las lutitas.

Por lo fino de su grano, los minerales arcillosos son difíciles de identificar al estudio microscópico. El análisis químico, el térmico diferencial, los diagramas de difracción a los rayos X, y el uso del microscopio electrónico permiten distinguir los siguientes grupos: Caolinita, montmorillonita, illita, halloysita y alofana.

Carbonatos

Los carbonatos más abundantes son la calcita y la dolomita

La calcita o carbonato de calcio CO_3Ca , tienen crucero rombo-

edral, incolora cuando pura, a menudo amarillenta, facilmente hace efervescencia en frio con los ácidos diluidos y aún con el vinagre. Densidad 2.71, dureza 3 (rayable con la navaja) muy poco soluble en el agua pura, pero ligeramente soluble en presencia de CO_2 .

La dolomita es carbonato doble de calcio y magnesio $(\text{CO}_3)_2\text{CaMg}$ es romboedral, densidad 2.9, dureza 3.5 a 4, incolora ó amarillenta cuando es pura, no es atacada por el HCl diluido en frío, la dolomita es soluble con efervescencia solo si el ácido ó la muestra es calentada ó si la muestra es pulverizada.

Sulfuros

Muchos sulfuros son importantes menas de metales pero sólo la pirita y la marcasita (sulfuros de hierro) son frecuentemente encontrados en las rocas. La pirita se encuentra en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas; la marcasita es mucho menos común y se encuentra fundamentalmente en rocas sedimentarias. La pirita se presenta en cristales cúbicos de color amarillo metálico, la marcasita es de color más claro, muy inestable y sujeta a oxidación, va acompañada de hinchazón y eflorescencias, al oxidarse libera ácido sulfúrico y se forman óxidos de hierro e hidróxidos y en ocasiones en menor proporción sulfatos. La pirita es más estable. A estos minerales se les conoce como el "oro de los tontos"

Oxidos de Hierro

Los oxidos de hierro importantes son:

- 1) Limonita
- 2) Goethita
- 3) Hematita
- 4) Magnetita

La limonita es un material amórfico, mal definido producto del endurecimiento de masas de gel de óxido férrico.

La goethita es una sustancia cristalina, con hábito fibroso radial.

La magnetita es un mineral accesorio importante en muchas rocas ígneas oscuras.

La Hematita, varía en carácter y puede ser de hábito especular, columnar compacto u ocráceo.

Zeolitas

Forman una familia de silicatos hidratados bien definidos, son suaves, generalmente blancos ó de colores claros, formados como rellenos secundarios en cavidades o fisuras de las rocas.

3.1.2.- CLASIFICACION GEOLOGICA DE LAS ROCAS.

Las rocas se dividen de acuerdo con su origen en tres grandes grupos:

- 1.- Rocas Igneas
- 2.- Rocas Sedimentarias
- 3.- Rocas Metamórficas.

1.- Rocas Igneas.- Las rocas ígneas se forman por la solidificación del magma, si ésta se realiza en el seno de la corteza forma las rocas intrusivas ó plutónicas y si la solidificación es sobre la superficie de la corteza forma las rocas volcánicas ó efusivas.

2.- Rocas Sedimentarias.- Este grupo incluye tanto a las rocas detríticas como a las químicas y organogénicas, las primeras son formadas por la acumulación de productos detríticos como la grava, arena y arcilla derivados del intemperismo y erosión de rocas pre-existentes. El segundo grupo de rocas sedimentarias incluye rocas como las calizas y el yeso que se han formado por la cristalización de sustancias orgánicas.

3.- Rocas Metamórficas.- Estas rocas se forman a gran profundidad, bajo la influencia de elevada presión, temperatura y fluidos químicamente activos.

En el campo las rocas se clasifican megascópicamente, ya sea en el afloramiento ó en ejemplar de mano, en el laboratorio se hacen clasificaciones más elaboradas con láminas delgadas que se examinan en el microscopio petrográfico.

ROCAS IGNEAS

Las rocas ígneas se pueden clasificar por su textura y composición mineralógica. Por textura se entiende el tamaño, forma y modo de agruparse de los minerales. Fundamentalmente existen tres tipos de textura de acuerdo con la granulometría de los constituyentes:

- 1.- Fanerítica.- Los minerales se observan a simple vista.
- 2.- Afanítica.- "No visible" en griego, no se observan a simple vista.
- 3.- Porfídica.- Está compuesta por granos grandes (fenocrista-

les) en una matriz o pasta de grano más fino.

TABLA 3.1. CLASIFICACION MINERALOGICA Y TEXTURAL DE LAS ROCAS IGNEAS

POR A. G. Quezadas.

TEXTURA	Composición mineral.								III MÁFICOS
	I. CUARZO + FELDSPATOS			II. FELDSPATOS			PC		
	FK>PS	FK<PS	PS	FK>PS	FK<PS	PS	PC		
Piroclástica (Fragmental)	Aglomerado (Bombas)			-Se clasifican con res-					No se conocen rocas cuya composición corresponda a este lugar de la tabla.
	Breccia volcánica (Frags > 4 mm)			pecto al contenido de fragmentos líticos, cristales y vidrio.					
	Toba								
	Ceniza								
Vítreas (Puede ser Porfídica)	Obsidiana (lustre vítreo)							Traqui-	
	Piedra pómez (porosa)							lita.	
	Perlita (lustre perlado)							Escoria	
	Retinita (lustre brea)							(Ext. celular)	
Afanítica (A menudo Porfídica)	Riolita	Latita	Dacita	Traqui-	Latita	Andesi-	Basalto		
		*de Cuarzo		*ta	*	*ta	*		
		*							
Fanerítica	Granito	Grano-diorita	Tonalita	Sienita	Monzonita	Diorita	lerita (grano fino).	Diabasa o Dolerita	Peridotita Piroxenita Hornblenda Dunita Gabro

Sobrecaturadas
ACIDAS

Saturadas
INTERMEDIAS

Infraturadas
BASICA

>66% de SiO₂

Decrece el contenido SiO₂
66-52

<52%

- * Las rocas ígneas volcánicas de colores claros son colectivamente conocidas con el nombre de felsita.
- * El término "trap" es un nombre colectivo para las rocas ígneas de grano fino e medio de color oscuro tal como el basalto y la diabasa.

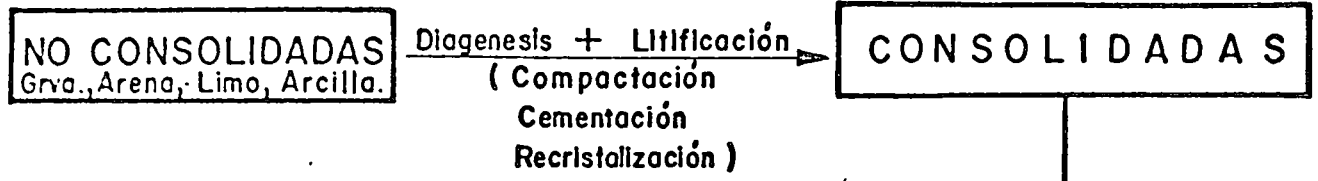
ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se clasifican de acuerdo con su composición, textura y origen. Una clasificación general de las rocas sedimentarias se da en la tabla 3.1.2. Los principales grupos

TABLA 3.2

CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

A. G. QUEZADAS



CLASTICAS (DETRITICAS)		
TEXTURA	Tamaño del grano en mm.	FAMILIA
SEFITICA	> 2	CONGLOMERADO BRECCIA CALCIRUDITA
SAMITICA	2 - 1/16	ARENISCAS : ORTOCUARCITA ARCOSA GRAUVACA CALCARENITA
PELITICA	1/16 - 1/256 < 1/256	LIMOLITA LUTITA, LODOLITA CALCILUTITAS

NO CLASTICAS (ORGANICAS Y QUIMICAS)		
TEXTURA	COMPOSICION	FAMILIA
V A R I A C I O N I T A	CALCAREA	CALIZAS (Calizas de forami- níferos, Creta, etc.) DOLOMIAS
	SALES	EVAPORITAS
	SILICEA	PEDERNAL TRIPOLI
	CARBONOSA	CARBON
	FERRUGINOSA	GLAUCONITA SIDERITA

de rocas sedimentarias son:

ROCAS CARBONATICAS

Calizas.- Están compuestas fundamentalmente por el mineral - calcita CaCO_3 pueden ser de origen químico u orgánico, rara vez son puras, pues contienen una apreciable cantidad de arcilla, arena, materia carbonosa ú óxido de hierro.

Las variedades de calizas orgánicas son:

- 1.- Caliza coralina
- 2.- Caliza de algas
- 3.- Caliza de foraminíferos
- 4.- Creta.

Dolomías.- Se componen principalmente del mineral dolomita, se asemejan a las calizas y pasan gradualmente a ellas al variar - la cantidad de calcita contenida en las rocas.

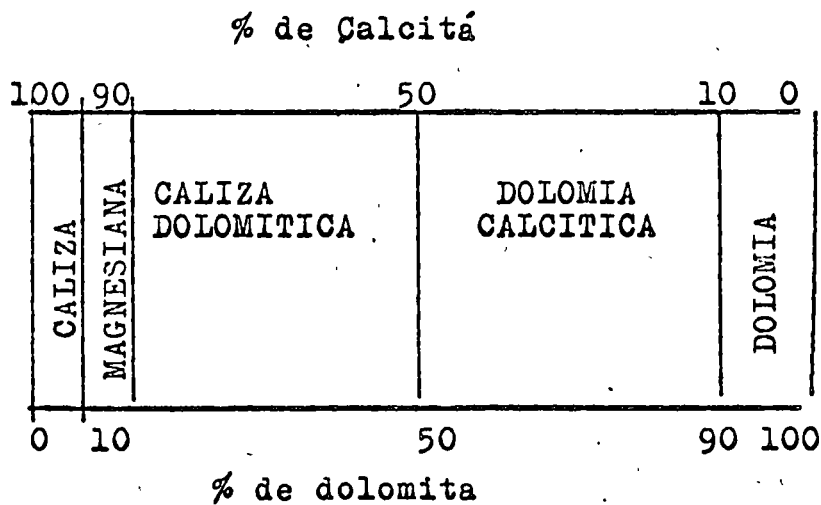


Tabla 3.1.3. Clasificación de la mezcla dolomita-calcita.

CONGLOMERADOS Y ARENISCAS

Los conglomerados son gravas cementadas, las gravas son depósitos no consolidados formados principalmente por cantos rodados, - que pueden ser de cualquier clase de roca o minerales y de un tamaño mayor a 2 mm de diámetro. Casi todos los conglomerados especialmente los de origen fluvial encierran gran cantidad de arena y arcilla que rellenan el espacio entre grava y grava.

Las areniscas son rocas detríticas con un tamaño del diámetro de los constituyentes comprendido entre 1/16 a 2.0 mm, de acuerdo con su composición mineralógica se clasifica en tres familias:

- 1) Ortocuarzitas
- 2) Arcosas
- 3) Grauvacas.

Las Ortocuarzitas están compuestas esencialmente por cuarzo, más del 90 % y generalmente cementadas por sílice.

La Arcosa es una arenisca en la que predomina el feldespato y contiene cuarzo, es derivada de granitos.

La Grauvaca es una arenisca de colores oscuros debido a la presencia de arcillas y fragmentos de basalto, esquistos y pizarras.

Las arenas son la materia prima de las areniscas y tienen diferentes ambientes de formación desde las depositadas por corrientes de agua hasta las depositadas por el viento.

LUTITAS

Están formadas por barro endurecido (arcilla menor de 0.004 mm y limo con diámetro entre 0.004 a 0.062 mm). Las lutitas con frecuencia contienen pequeñas cantidades de materia orgánica.

Los minerales esenciales de las lutitas son los llamados "minerales arcillosos", aunque pueden contener cuarzo, mica y otros minerales. Se henden fácilmente según planos muy próximos entre sí, paralelos o casi paralelos a los de estratificación. Algunas rocas semejantes a las lutitas por su composición y granulometría, muestran escasa hojiosidad y se rompen en bloques angulosos pequeños; se denominan lodolitas ó piedras de barro.

Rocas silíceas de grano fino.

La sílice puede ser separada del agua que contiene en disolución, por evaporación ó por la acción de las plantas y animales. Las rocas silíceas más importantes son:

Tierra de diatomeas (trípoli). Depósito silíceo formado principalmente por frústulas de diatomeas depositadas en el fondo de las aguas dulces ó saladas.

Pedernal. El pedernal está caracterizado por su dureza, pues raya al vidrio y no es rayado por una navaja, las variedades densas tienen fractura concoidea, y astillosa las porosas. Las variedades densas son generalmente de color gris a negro, blanco a café, y tienen lustre céreo ó graso. Las variedades porosas son generalmente de colores claros. El "jaspe" es un pedernal de color rojo y en algunos casos amarillo-café. El pedernal está formado por sílice en forma de calcedonia, ópalo y cuarzo microcristalino. Forma capas y nódulos en las calizas.

ROCAS METAMORFICAS

De acuerdo con su estructura las rocas metamórficas se dividen en dos grandes grupos: Las foliadas y las no foliadas perteneciendo

TABLA 3.4

CLASIFICACION GENERAL DE LAS ROCAS METAMORFICAS

ESTRUCTURA		R O C A	METAMORFISMO	ROCA ORIGINAL
FOLIADAS	Grueso	Gneiss	REGIONAL	Granitos, granodioritas, esquistos, etc.
	Media	Esquisto		Lutitas, tobas, areniscas, riolitas, etc.
	Fina	Pizarra Filita		Lutitas, tobas, rocas de grano fino, etc.
NO FOLIADAS	C r i s t a l i n o	Hornfels (Cornubianitas) Cuarcita Mármol	CONTACTO	Lutitas, areniscas, andesitas, etc. Ortocuarcitas Calizas y dolomias

al primer grupo los naises, esquistos y pizarras y al segundo grupo los mármoles y los hornfels (cornubianitas). Vease la tabla 3.1.4 de la clasificación general de las rocas metamórficas.

DESCRIPCION DE LAS ROCAS METAMORFICAS COMUNES.

Naises (Gneiss).- Son rocas de estructura neisica, de grano grueso y con capas o lentes bien definidos de diferentes minerales su composición mineralógica es variable, pero tienen abundante feldspato, otros minerales comunes son el cuarzo, anfíbolos, granates y micas. Se han derivado de rocas muy variadas: Granito, granodiorita, lutita, riolitas, pizarras, esquistos, etc.

Pizarras.- Son rocas de grano muy fino y hojiosidad excepcional, bien marcada, debido a su excelente foliación se parten en láminas muy finas. La mayoría de las pizarras se forman por metamorfismo de lutitas, tobas y otras rocas de grano fino.

Marmol.- Son rocas cristalinas de grano fino a grueso formadas fundamentalmente por calcita o dolomita o por ambos minerales. Se forman por metamorfismo de calizas y dolomias.

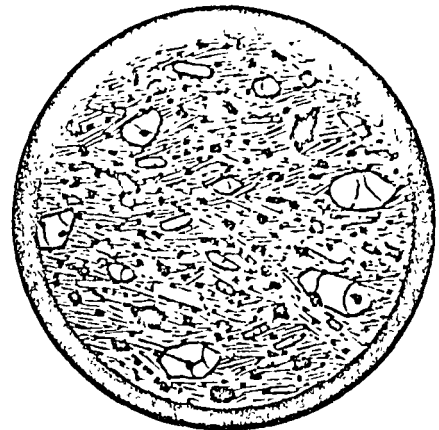
Serpentina.- Son rocas con textura reticular como mallas, de color amarillo verdoso, bastante compactas y suaves; resultan de la transformación del olivino y piroxenas de las periodotitas.

3.1.3. TEXTURA

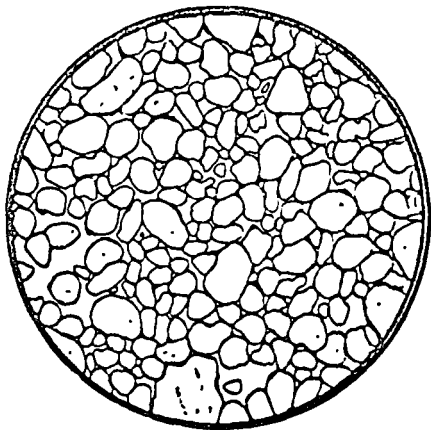
Se define por textura de una roca, el tamaño, forma y arreglo de las partículas componentes de una roca, es decir sus aspectos geométricos. Muchas de las propiedades mecánicas de las rocas que se -



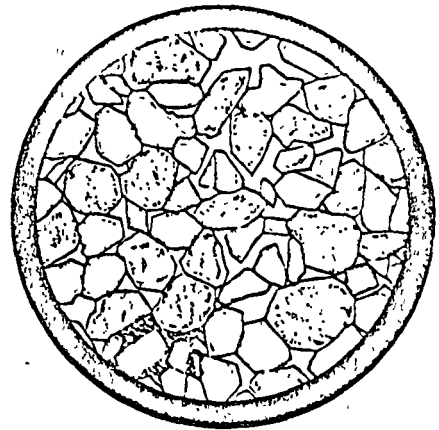
GRANITO DE BIOTITA
Diám. 3 mm.



BASALTO DE BIOTITA
Diám. 3 mm.



ARENISCA Sn. Peter
Diám. 2.5 mm.
(Ordovícico)



ARENISCA Woodbine
Diám. 2 mm.
(Cretácico)

Fig. 3.1.3. ROÇAS EN LAMINA DELGADA

discutiran en las secciones posteriores dependen de la textura y estructura de la roca. El comportamiento mecánico de la roca queda delimitado por "imperfecciones" en la textura tales como vacíos (poros) fisuras, inclusiones, límites de granos y partículas débiles.

En la fig. 3.1.3. se ilustran la textura de 4 rocas comunes.

El basalto es una roca de gran resistencia mecánica por lo que se considera competente, su textura es de grano fino, microcristalina y consiste en pequeños cristales de labradorita y augita entrelazados fuertemente. Una característica del basalto y de otras rocas ígneas extrusivas, es la de reducir su resistencia por la presencia de poros (vesículas) formados por los gases que escapan durante su enfriamiento.

El granito es fuerte pero su textura es gruesa y la presencia de grandes cristales de ortoclasa, tienden a hacerlo substancialmente más débil que las rocas ígneas de grano fino y es más comparable en sus propiedades físicas y mecánicas con las areniscas duras no porosas.

La ortocuarcita es una roca sedimentaria típica que consiste de fragmentos redondeados de cuarzo, cementados ya sea por calcita silice ó hematita.

La resistencia depende fundamentalmente de la resistencia de la matriz del cementante, tipo y cantidad de poros. Una ortocuarcita será más resistente que un granito. Una arenisca calcárea débilmente cementada con una alta proporción de vacíos será extremadamente débil. El tamaño del grano afecta también la porosidad.

La lutita es una arcilla comprimida, está compuesta por minerales arcillosos (Caolinita, montmorillonita) mica y cuarzo. Una lutita es dura y puede tener un comportamiento mecánico parecido al del concreto ó de una arenisca debil. Difieren las lutitas de las arcillas en que la compactación proporciona a los minerales arcillosos una cierta cohesión moleculár, la cuál no es completamente perdida bajo condiciones de humedad. Cuando una arcilla es mojada pierde resistencia, la falla depende solamente de la densidad y la carga, efectos similares pueden ocurrir en las lutitas en donde por esfuerzos mecánicos fallan por la estructura laminar y la presencia de minerales expansivos. La debilidad de las lutitas se debe principalmente a la relativa carencia de compactación por lo que tienen alta porosidad, si las lutitas quedan sujetas a altas presiones, ésta porosidad se puede reducir y en consecuencia aumentará su resistencia.

3.1.4.- POROSIDAD

De todas las características físicas de una roca, la más importante es la presencia de vacíos ó poros, la cuál afecta sus propiedades mecánicas. La cantidad de porosidad depende del tipo y textura de la roca. El grado de porosidad depende en gran parte del origen de la roca, así en el caso de rocas ígneas con lento enfriamiento da por resultado una roca relativamente no porosa, mientras que un rápido enfriamiento, particularmente asociado con el escape de gases, dará una roca porosa. En el caso de las rocas sedimentarias la porosidad puede ser original ó secundaria. La porosidad original es una característica inherente y fué determinada en el momento en que se formó la roca. La porosidad secundaria resulta de cambios posteriores, los cuales pueden aumentar o disminuir la porosidad original -

tales cambios incluyen cementación, fracturamiento y solución.

La porosidad original de un sedimento está afectada por:

- 1.- Uniformidad del tamaño del grano.
- 2.- Forma de los granos.
- 3.- Método del depósito y acomodo del sedimento.
- 4.- Compactación durante y después del depósito.

Algunos valores típicos de porosidad, están dados en la tabla

3.1.5.

La presencia de poros en una roca afecta en importante forma la densidad de la roca. La mayoría de los minerales formadores de las rocas tienen densidades que varían entre 2.65 a 2.8 g/cm³ por lo que en la mayoría de las rocas ácidas y sedimentarias compuestas por cristales de cuarzo, feldespato, calcita y minerales arcillosos, su densidad puede relacionarse con la porosidad con la siguiente fórmula

$$d = 2.65 / (1 + n) \text{ g/cm}^3$$

d = densidad g/cm³ n = porosidad

Es interesante relacionar la densidad y las propiedades mecánicas. Si una roca tiene poros su cohesión molecular o mecánica obviamente será afectada por la cantidad de contacto interno entre sus componentes. Esto será menos en el caso de una roca altamente porosa y esto se refleja particularmente en la resistencia de la roca. Este fenómeno lo han estudiado D' Andrea (2) y Judd y Hubber (3) encontrando que existe una clara relación entre la resistencia a la compresión uniaxial y la densidad. Vease la Fig. 3.1.4.

POROSIDAD Y DENSIDAD DE LAS ROCAS

ROCA	DENSIDAD g./cm ³	POROSIDAD %
1.-GRANITO	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5
2.- "	2.66	0.67
3.- "	2.5 - 2.8	0 - 1
1.-DOLERITA	3.0 - 3.05	0.1 - 0.5
2.- "	3.19	0.4
3.- "	2.7 - 3.0	0.1
1.-RIOLITA	2.4 - 2.6	4 - 6
2.- "	2.47	6.09
3.- "	2.3 - 2.5	- - -
1.-ANDESITA	2.2 - 2.3	10 - 15
2.- "	2.63	2.70
3.- "	2 - 2.9	0 - 5
1.-GABRO	3.0 - 3.1	0.1 - 0.2
2.- "	3.0	0.25
3.- "	2.8 - 3.1	0.30
1.-BASALTO	2.8 - 2.9	0.1 - 0.2
2.- "	2.84	0.94
3.- "	2.8 - 3.2	0 - 10
1.-ARENISCA	2.0 - 2.6	5 - 25
2.-ARENISCAS CUARCITAS	2.31	4.75
3.-ARENISCA	1.6 - 2.9	0 - 40
1.-LUTITA	2.0 - 2.4	10 - 30
1.-CALIZA	2.2 - 2.6	5 - 20
2.- "	2.49	12.37
3.- "	1.2 - 2.8	0 - 55
1.-DOLOMIA	2.5 - 2.6	1 - 5
2.- "	2.70	1.81
1.-GNEISS	2.9 - 3.0	0.5 - 1.5
2.- "	2.65	0.52
3.- "	2.5 - 2.7	0 - 2
1.-MARMOL	2.6 - 2.7	0.5 - 2
2.- "	2.72	0.24
3.- "	2.6 - 2.8	0 - 2
1.-CUARCITA	2.65	0.1 - 0.5
3.- "	2.65	0.57
1.-PIZARRA	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5
3.- "	2.7 - 2.9	0 - 5

2.- Les Roches - Caillex, A.

3.- Physical and Mechanical Properties of Rocks. - Zaleskii, B.V.

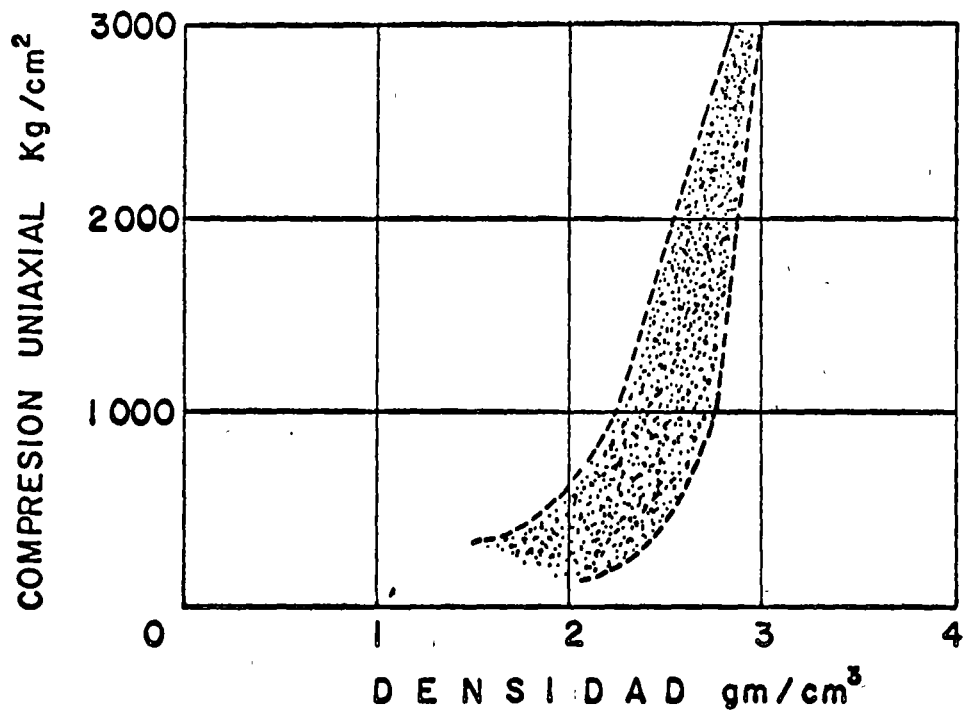


Fig. 3.1.4. Relación aproximada entre resistencia y densidad

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Cailleux, A. "Les Roches", Press Universitaires de France, 1952
- 2.- Duncan, N "Engineering Geology and Rock Mechanics, Vol. 1.
Leonard Hill, 1969
- 3.- Farmer, I.W. "Engineering Properties of Rocks" Spon, 1968
- 4.- Pettijohn, F.A. "Sedimentary Rocks", Harper and Brothers, New York,
1957.
- 5.- Quezadas, F.A. Agregados para Concreto. Geología y Petrología.
I.M.C.Y.C.
- 6.- Williams y Turner "Petrography W.H. Freeman and Company, 1954
- 7.- Zaleskii, B.V. Physical and Mechanical Properties of Rocks, Acade
my of Sciences of the USSR. S. Monson, 1967.

- - -



centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACION DE LA MECANICA DE ROCAS

MEJORAMIENTO DE MACISOS ROCOSOS POR INYECCION

ING. HORACIO ESCALANTE A.

Tacuba 5, primer piso. México 1, D.F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

CIMENTACIONES

MEJORAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS POR INYECCION

La consolidación de la roca se presenta como una necesidad dentro de la construcción, cuando esta se encuentra muy fracturada y estas se hallan abiertas o el relleno entre ellas es posible lavarlas a través de las mismas o de las perforaciones de inyectado.

La consolidación de las grietas superficiales de un macizo rocoso, cuando estas son de dimensiones considerables, se hace limpiándolas a mano de los rellenos, hasta donde sea posible y rellenándolas posteriormente con concreto, dejando tubos y boquillas para continuar el lavado y la consolidación por inyección.

Se presentan diferentes problemas de consolidación de una roca que se pueden resumir en los siguientes:

1o.- Consolidar una roca para desplantar o empotrar una estructura, mejorando la resistencia de la roca, como puede suceder en la construcción de una presa, para cimentar las pilas de un puente, etc.

2o.- En la excavación de un túnel o galería, si la roca se encuentra alterada, o fracturada se presentan dificultades para su ejecución tanto en los procedimientos de construcción como de impermeabilización, si se trabaja bajo un manto freático, o la necesidad de mejorar la roca una vez excavado el túnel debido a la descompresión de la misma por efectos de la excavación.

3o.- Otro problema en que el inyectado sea utilizado para el mejoramiento y consolidación de la roca, es para estabilizar laderas o taludes para evitar deslizamientos, este tratamiento generalmente va combinado

con la colocación de anclajes.

Con objeto de analizar con más detalle algunos de los problemas de los trabajos que se efectúan cuando se trata de mejorar macizos rocosos, utilizando el procedimiento de inyección se presentan los dos siguientes ejemplos, debiéndose tener en cuenta que la consolidación perfecta de una roca es muy difícil, sin embargo se han obtenido por este método resultados satisfactorios.

PRESA PRESIDENTE BENITO JUAREZ

La Presa Presidente Benito Juárez, construida en el período de 1956 a 1960, en la parte baja del río Tehuantepec en la zona Sur Oriental del Estado de Oaxaca y consistió en una cortina construida de materiales graduados.

En general la obra se desplantó en calizas de complicada estructura, presentándose en cuerpos de gran espesor, con sistemas de dislocaciones, plegamientos, fallas, juntas y fracturas originados por esfuerzos de compresión de la caliza y la intrusión de rocas ígneas graníticas. La caliza además demostró claramente que localmente fué atacada por efectos de disolución de aguas meteóricas que formaron huecos y cavernas de grandes dimensiones, que generalmente siguieron orientaciones y caminos como son los planos de estratificación, las fallas y las fracturas.

Las rocas intrusivas que se presentaron en la boquilla son de formación granítica, compacta y sana en forma de grandes bloques y en ocasiones con grado de alteración muy avanzado con aspecto arenoso y de poca compacidad.

Debido a lo anterior, fué necesario programar un tratamiento de impermeabilización y consolidación en la roca que subyace al desplante de

la presa por medio de inyección de lechadas y morteros a base de cemento.

La pantalla general de impermeabilización se hizo con perforaciones profundas inyectadas, utilizando el procedimiento de progresiones descendentes y por etapas, inyectando desde la superficie de la roca del desplante, usando el dentellón central a lo largo de la cortina como dentro de las galerías construídas para este fin y el de drenaje.

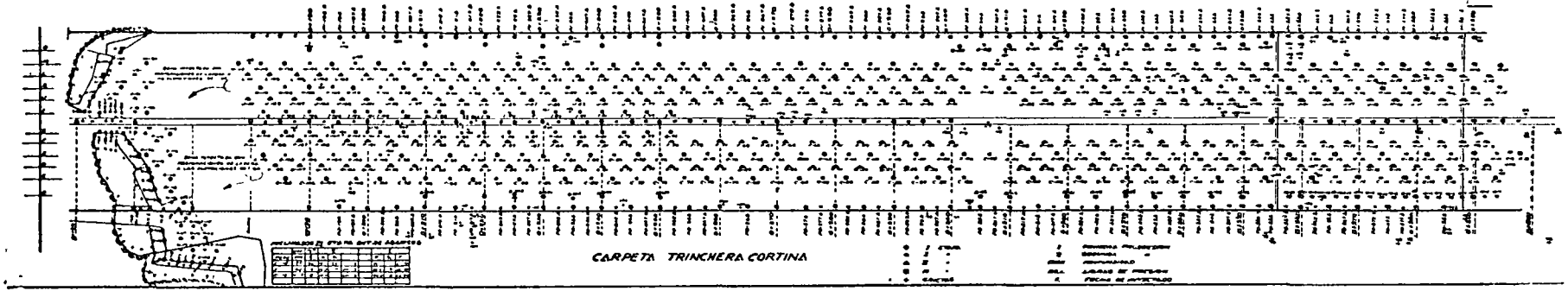
Inyectado de Consolidación

Este inyectado se hizo utilizando el procedimiento de "Carpeta o Tapete" desde la superficie de la roca en el fondo de la trinchera de la zona del lecho del río y en la prolongación de las excavaciones de limpia de las laderas.

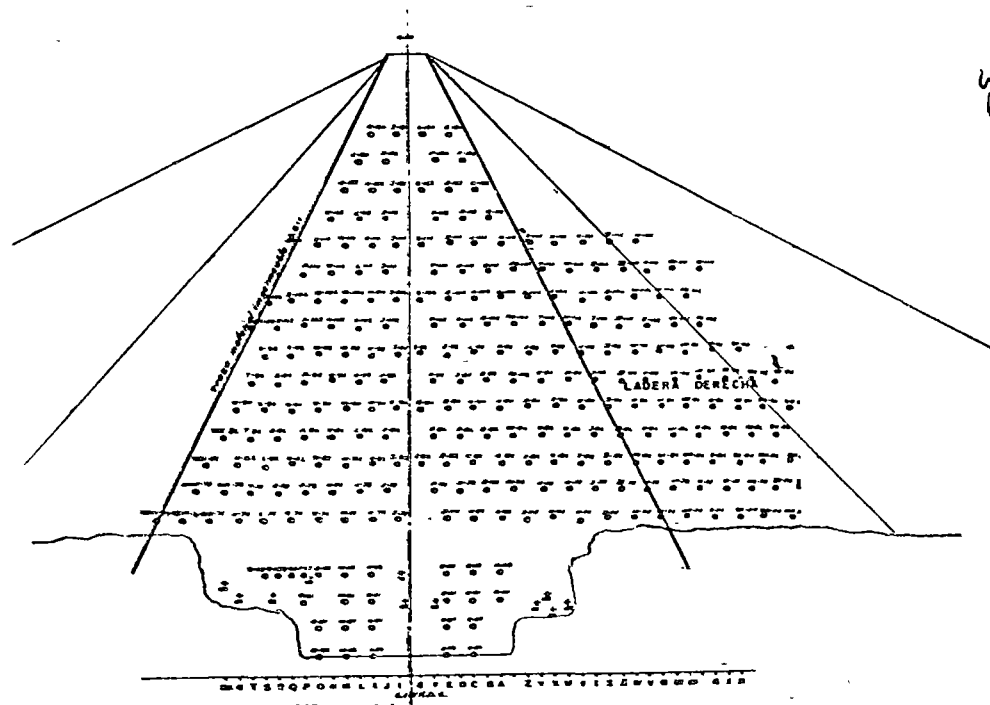
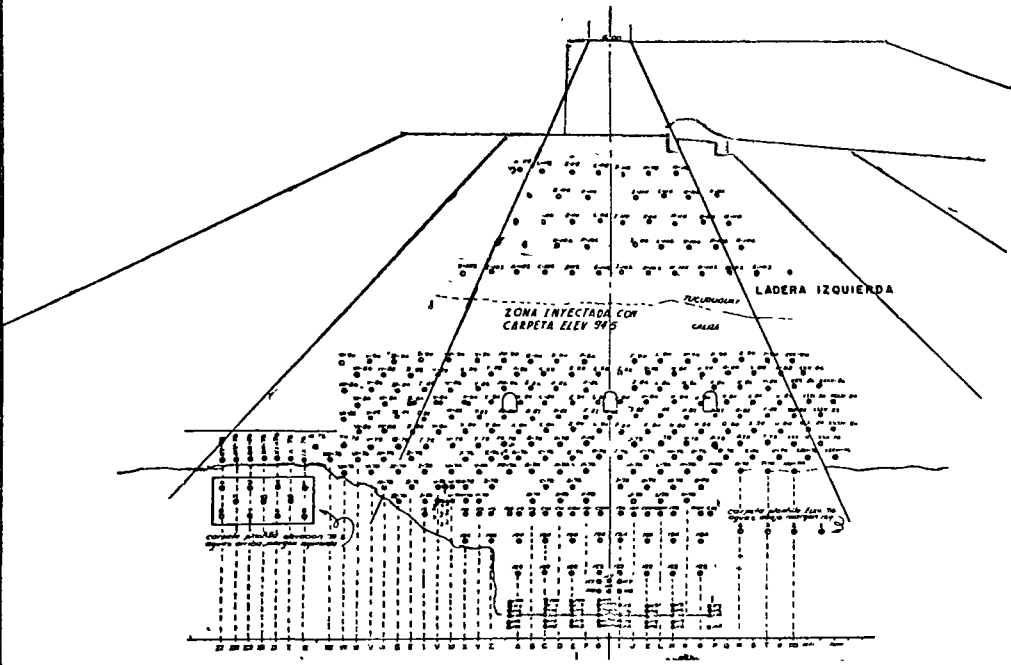
Dicha carpeta consistió en una cuadrícula de perforaciones entre 10.0 y 15.0 m de profundidad, con equidistancia final entre los pozos de 2.0 m inyectandose en dos progresiones y en tres etapas con lechadas espesas y morteros.

Plantilla de la Trinchera (Anexo 1)

Una vez terminada la excavación de la limpia de la cimentación, en el lecho del río, así como la trinchera se procedió a la excavación del dentellón. Al tratar de hacer esta excavación, se vió que era casi imposible hacer ésta, debido a las fuertes filtraciones del terreno lo cual no permitía ir aflojando el material ya que en algunos casos se ponían hasta 2 bombas de diez pulgadas, esto ocasionó el primer cambio del programa de inyección pues fué necesario primero, calafatear toda la superficie de la plantilla de la trinchera dejando drenes localizados para inyectarlos inmediatamente así como las cavernas y grietas que se encontraron superficialmente. Este calafateo se hizo con una losa de concreto de 40 cm. de espe---



FONDO DE LA TRINCHERA LECHO DEL RIO



LADERA MARGEN IZQUIERDA

LADERA MARGEN DERECHA

PRESA "BENITO JUAREZ"

sor sobre el cual se localizó una carpeta de perforaciones entre 12.0 y 15.0 m de profundidad inyectándose en 3 etapas y en su mayoría con 2 progresiones, la primera etapa consistió en una cuadrícula de 8 X 8, la segunda etapa fueron pozos intermedios entre cada 4 de los de la primera, quedando con esto cerrada la equidistancia a 4.0 m y la tercera etapa fueron los pozos que se perforaron intermedios entre las de las dos etapas anteriores, lo cual dió la equidistancia final de la cuadrícula de 2.0 m entre pozo y pozo. Al iniciarse la operación de inyectado, se hizo el esfuerzo para lavar toda arcilla o material erosionable que se encontró en las fisuras o cavernas, utilizando agua y aire a presión, tanto en el pozo en trabajo como en los adyacentes, hasta que el agua que emanó de los pozos o fisuras fué clara.

Lo más importante en este procedimiento, fué el haber proyectado 2 pantallas auxiliares en los extremos de la plantilla de la trinchera, o sean 15.0 aguas arriba y 15.0 m. aguas abajo del eje del dentellón; con perforaciones que variaron entre 15.0 y 30.0 m inyectándose por etapas la primera a 10.0 m, la segunda con pozos intermedios y la tercera cerrando la equidistancia a 2.50; las progresiones fueron de acuerdo con las profundidades de los barrenos, pero en general se inyectaron a 10.0 y 20.0 m.

El papel principal de estas pantallas fué el de confinar el inyectado de la lechada de la carpeta dentro del área de la plantilla de la trinchera, evitando la fuga de lechada lejos de la zona de construcción. Una vez terminado este tratamiento, se procedió a abrir el dentellón central de la cortina, habiendo comprobado la efectividad del inyectado de la carpeta al notar que en dicha excavación no había filtraciones, notándose el empacado de la lechada entre las grietas y las cavernas que se iban cru

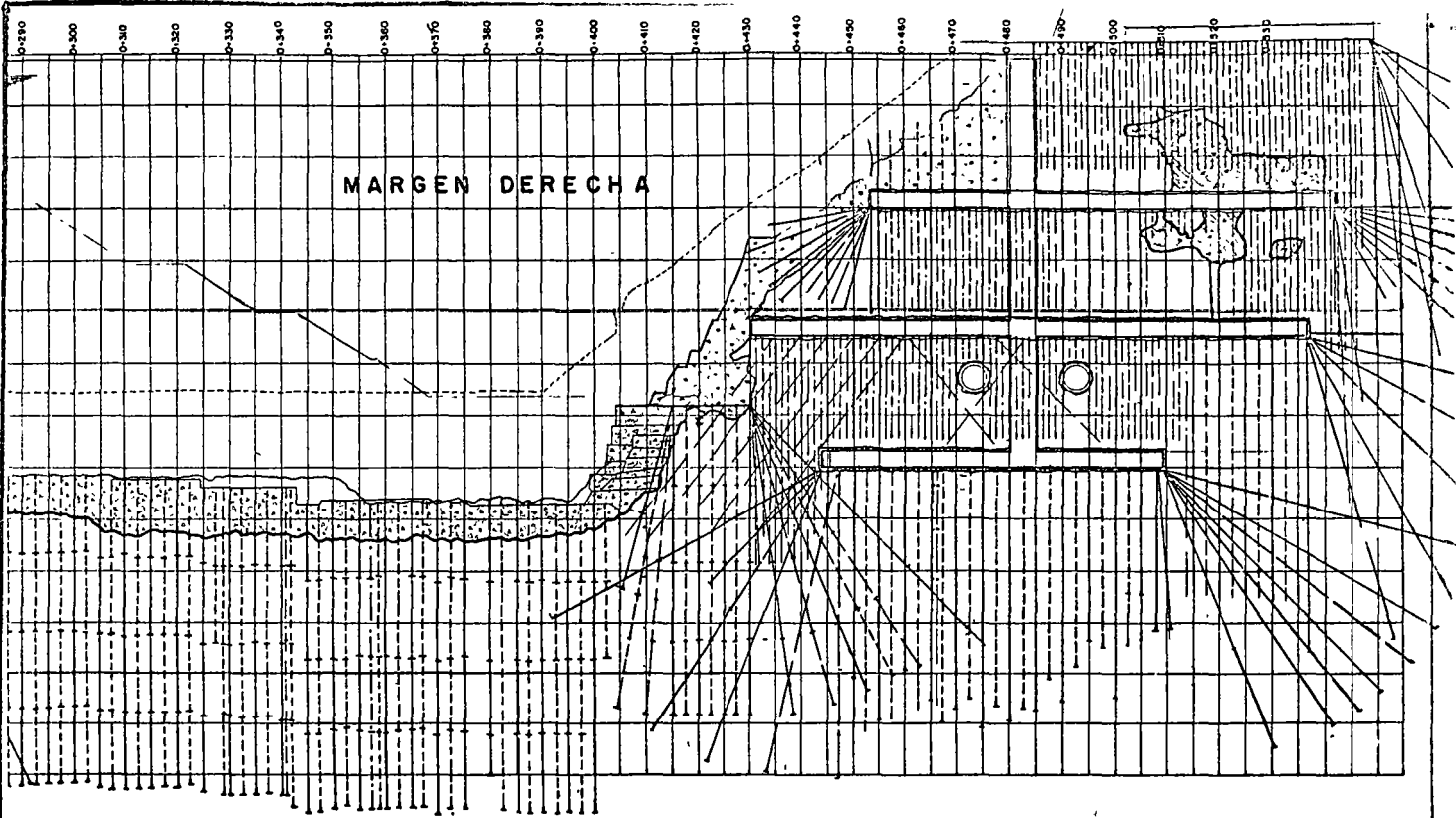
zando. En este trabajo se perforaron 5,975 m. y se inyectaron 14,423 sacos de cemento considerando el tratamiento de las grietas superficiales.

Como prolongación de la carpeta de la trinchera, se continuaron las líneas de pozos de ésta, sobre la superficie de la limpia de las laderas formando también cuadrícula, inyectándose las líneas cada 2.0 o 4.0 m. de elevación, según se veía el estado de la roca; ésta cuadrícula estuvo limitada aguas arriba por la traza de la arena y grava y aguas abajo por la traza de material impermeable.

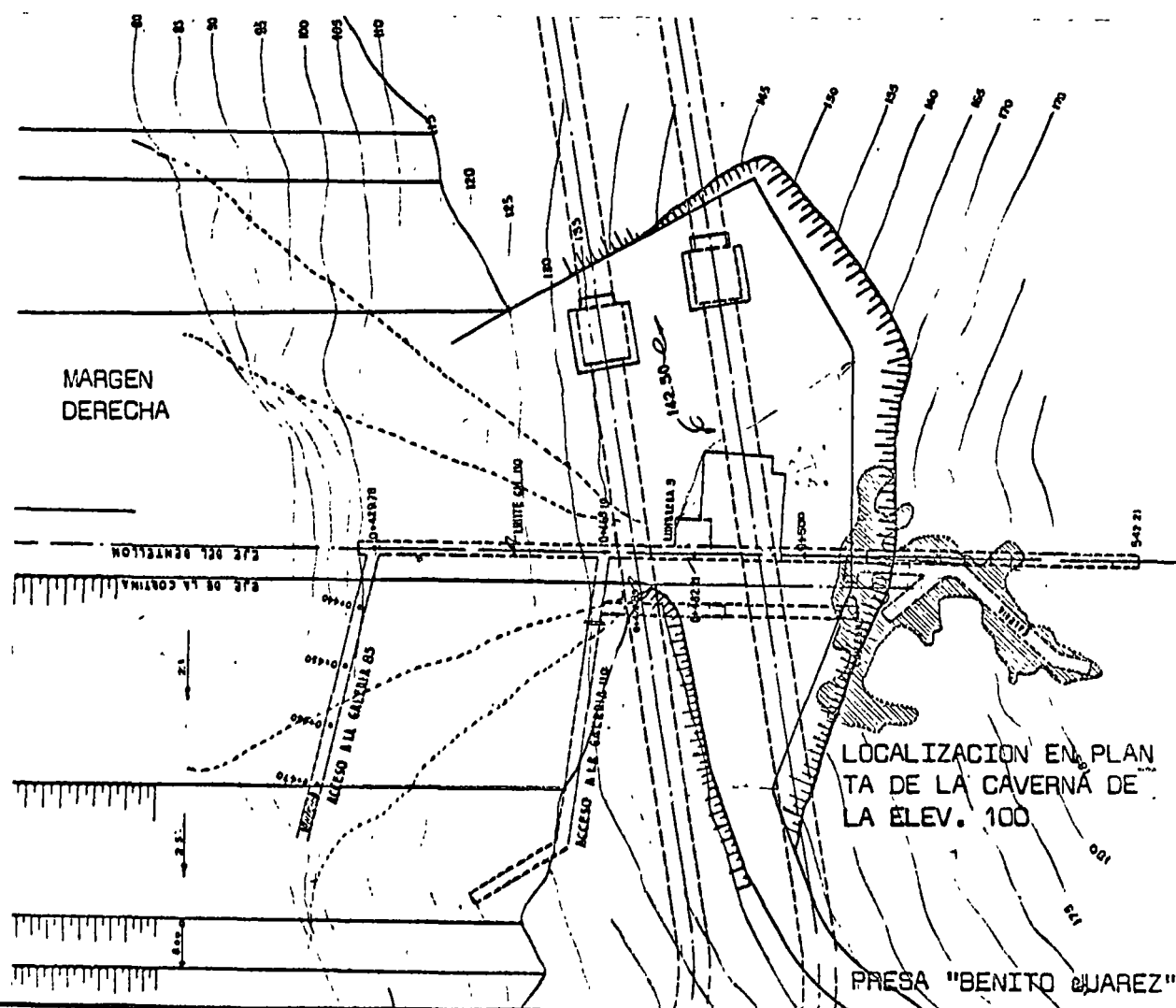
Se aprovecharon las excavaciones horizontales de la limpia de las laderas para hacer carpeta sobre ellas, calafateando con concreto la superficie y reforzando con esto el tratamiento de las laderas como fueron los casos de las elevaciones 85, 94.5 y canal de acceso del vertedor en la margen izquierda y en la margen derecha en las elevaciones 115 y 142.5.

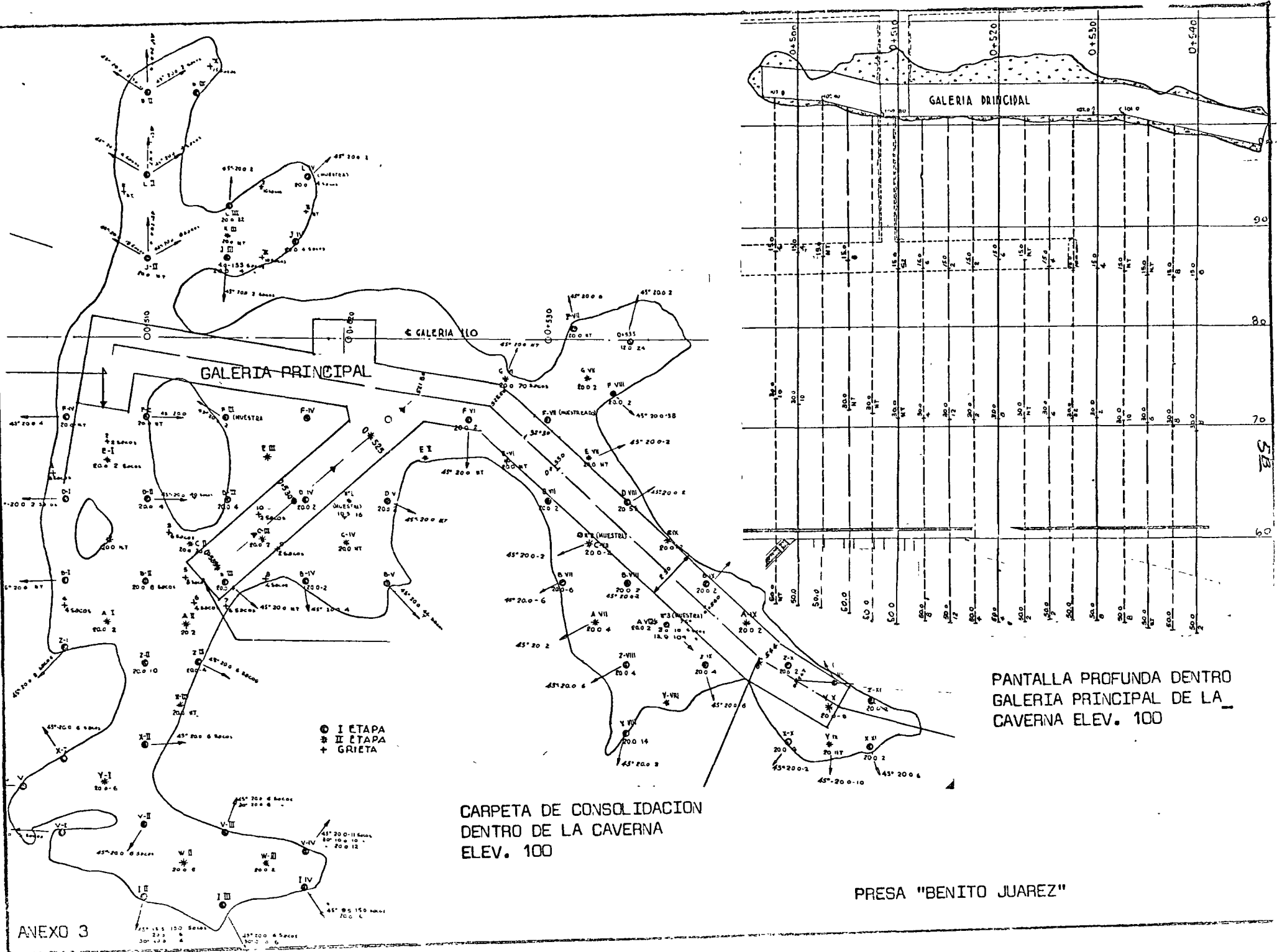
En este tratamiento de las laderas se perforaron 12,313 m. inyectándose 44,359 sacos de cemento en la margen izquierda y en la derecha 4,808 m. con 19,086 sacos de cemento inyectados.

Dentro de esta ladera fué donde se encontró la caverna de la elevación 100 (Anexos 2 y 3) que se inyectó primero haciendo una carpeta sobre un calafateo de concreto en el piso, con perforaciones en dos etapas formando cuadrícula de 4.0 m por lado y de 20.0 m de profundidad inyectados en dos progresiones. Posteriormente se relleno de concreto dejando 3 galerías en los ramales de mayor diámetro, dándoseles a estas un tratamiento semejante al de las galerías principales por medio de pantallas profundas, además de que en los frentes finales de cada una de ellas se inyectaron pozos en forma de abanicos radiales en dos etapas de 20.0 m de profundidad y en dos progresiones.



LOCALIZACION SOBRE EL EJE DE LA PANTALLA DE LA CAVERNA DE LA ELEV. 100



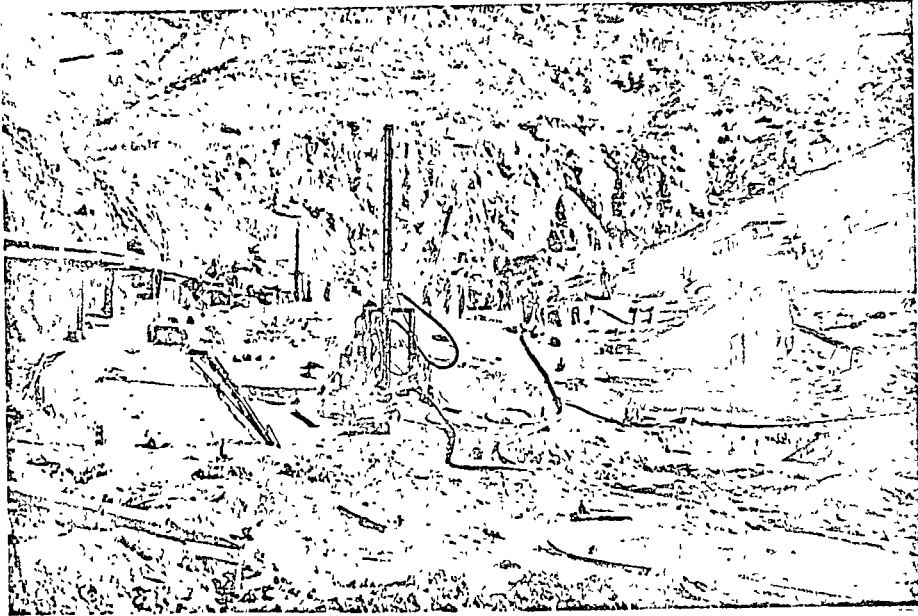


PANTALLA PROFUNDA DENTRO GALERIA PRINCIPAL DE LA CAVERNA ELEV. 100

CARPETA DE CONSOLIDACION DENTRO DE LA CAVERNA ELEV. 100

PRESA "BENITO JUAREZ"

ANEXO 3



VISTA GENERAL DE LA PLANTILLA DEL FONDO DE LA TRINCHERA HACIA LA MARGEN DERECHA, CUANDO SE ESTABA HACIENDO EL TRATAMIENTO DE CONSOLIDACION DE LA ROCA, VER ANEXO 1.



ASPECTO DE LA CAVERNA LOCALIZADA EN LA MARGEN DERECHA A LA ELEVACION 100, MOSTRANDO SU PROLONGACION HACIA AGUAS ARRIBA. VER ANEXOS 2 Y 3.

En este tratamiento de la caverna se perforaron 6,987 m. inyectándose 12,225 sacos de cemento.

Con el fin de obtener el tipo de mezclas que dieron resultados satisfactorios, debido a que estas por lo fracturado de la formación se podrían alejar demasiado ocasionando grandes consumos e impidiendo la consolidación de la roca y a la vez por las fuertes corrientes ocasionadas por las filtraciones a través de las fracturas, las mezclas no se estabilizarían entre ellas. Se estudiaron en el laboratorio, una gama de mezclas de las cuales las mejores resultaron un mortero a base de agua-cemento y arena fina de las vegas del río (voladora) estabilizándolo con bentonita hidratada, que a la vez que le daba cierta rigidez una vez que no sufría ningún movimiento dentro de la grieta o caverna debido a sus condiciones tixotrópicas. Esta mezcla además tomaba la suficiente resistencia cuando el cemento adquiría su fraguado final.

La presión de sellado que se utilizó en el tratamiento varió entre 1.0 Kg/cm^2 (14 p.s.i.) a 3.0 Kg/cm^2 (42 p.s.i.), no se pudieron aumentar estas presiones para comprimir más los rellenos de las cavernas y grietas que no fué posible lavar, debido a que se notaron movimientos en los calafateos superficiales de la plantilla.

Los resultados obtenidos con el procedimiento de inyectado, el tipo de mezclas y las presiones de sellado, fueron satisfactorios como lo demostraron los pozos de control y sobre todo la excavación del dentellón central que se observaron los efectos del tratamiento.

PRESA INTERNACIONAL "LA AMISTAD"

El sitio en que se construyó la Presa Internacional La Amistad

en combinación de los Gobiernos de EE.UU. y México, se localiza sobre el Río Bravo, a 1.1 Km. aguas abajo de la confluencia del río Diablo y a 20.0 Km aguas arriba de Ciudad Acuña, Coah.

La obra está constituida por una cortina de concreto de sección gravedad situada en el cauce del río, vertedora en una longitud de 315.0 m., terraplenes situados en ambos lados de la cortina de concreto con una longitud de 2589.0 m en el lado de EE, UU. y de 6,506.0 m en el lado de México; Obra de Toma y Casa de Máquinas para ambos países.

En este ejemplo trataremos únicamente lo referente a el procedimiento que se utilizó en el tratamiento de consolidación de la zona en la que se excavaron y construyeron los túneles del lado de México.

El desplante de la cortina de concreto se hizo sobre caliza "Georgetown", una vez extraídos los acarreos y los materiales intemperizados. Esta formación está compuesta de dos unidades litológicas diferentes; la principal es una caliza de estratificación media delgada, dura, finamente granulada, de color gris claro, intemperizada a gris oscuro, con un espesor máximo de 110.0 m aproximadamente. La otra unidad, que es el miembro superior "Mainstreet" en la región, consiste en una lutita de color gris oscuro, intemperizado a color azul claro arenoso e interestratificado, con capas de caliza impura.

Geología Estructural

Las estructuras más importantes corresponden a zonas de cizallamiento, debido a movimientos horizontales. Las juntas y fallas que se estudiaron tienen un rumbo que varía de N 10° E a N 50° E.

El perfil geológico nos demuestra que la Formación "Georgetown" se dividió en tres unidades litológicas.

La unidad A compuesta de caliza gris y en ocasiones azul gris, de estratos medio a grueso, estilolítico y ocasionalmente pirítico, con laminaciones dispersas de lutita calcárea de duras a blandas, onduladas, delgadas y conteniendo frecuentemente partículas de caliza.

Las fajas persistentes de lutita están referenciadas litológicamente en el perfil como M-1, M-2, M-3, M-4 y M-5.

También se tienen en esta unidad zonas débiles variables con vestigios discontinuos de lutita, fracturas mineralizadas incipientes y dispersas y ocasionales vesículas rellenas de calcita, alguna evidencia de intervalos menores erosionados, numerosas zonas brechadas y superficies de deslizamiento (Slickensides) asociadas a zonas de corte de pequeñas a minúsculas, cuyas distancias de espaciamiento vertical varían de milímetros hasta 0.10 m.

La unidad B está formada de caliza de color gris claro a oscuro, de estratificación mediana, atravesada por lentes de lutita de grano fino y algunas estilolitas ligeramente fosilíferas, indicadas por una estilolita persistente, bien desarrollada en la parte superior y una faja de lutita negra, dura calcárea de 0.03 a 0.06 m de espesor en la base.

La unidad C es una caliza similar a la de la unidad A, pero con menores contenidos de partículas de lutita.

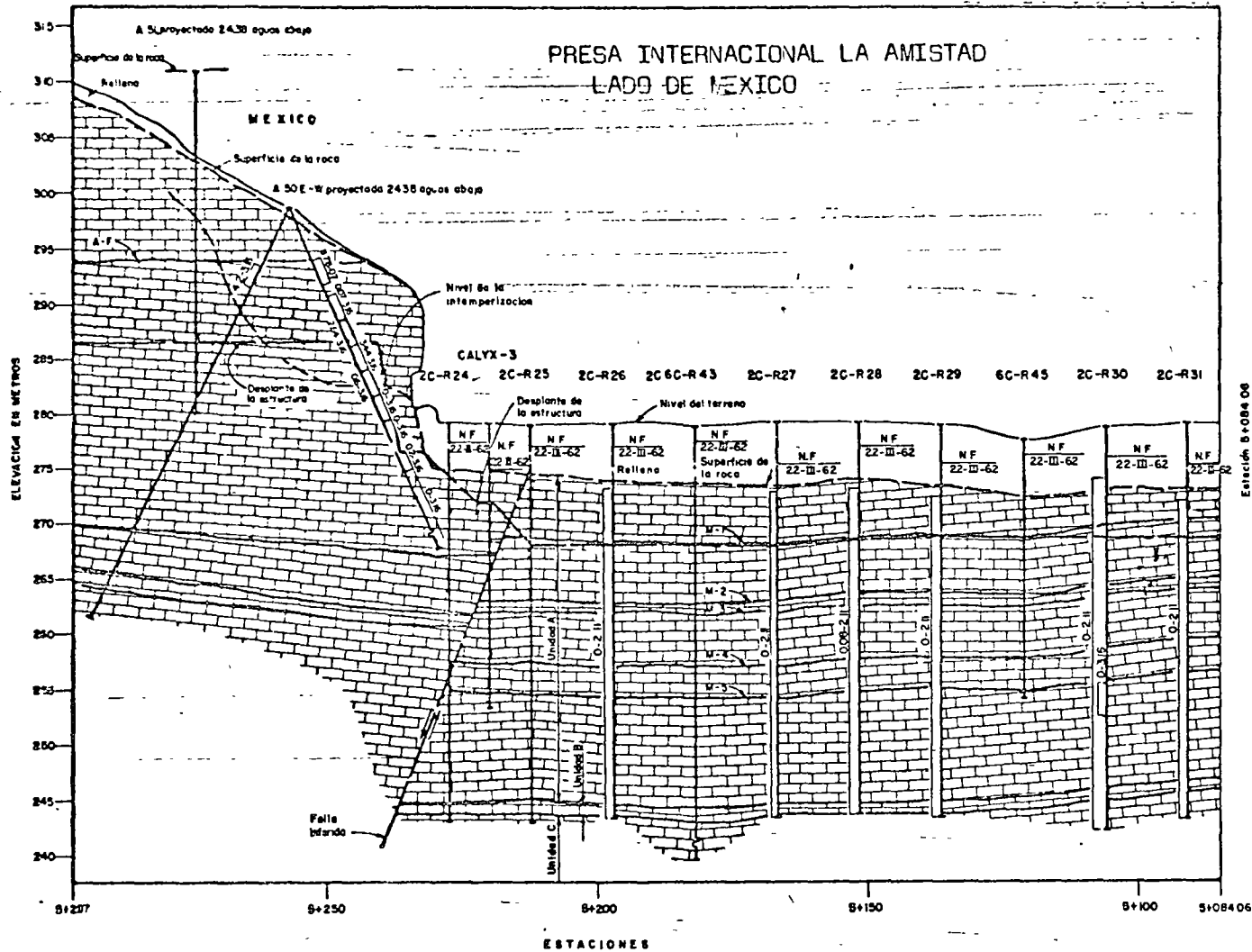
Las referencias litológicas de las fajas de lutitas, marcadas en el perfil, fueron clasificadas como sigue:

- M-1 Estrato de lutita negra y caliza gris moteada intercaladas, con un espesor de 0.15 a 0.30 m, envolviendo una faja de 0.02 a 0.03 m de lutita negra, medianamente dura.
- M-2 Lutita montmorillonítica calcárea negra, medianamente blanda a firme de 0.03 a 0.06 m de espesor, que se desmorona a la intemperie y cubierta frecuentemente con una lámina de 0.09 m de espesor de caliza y lutita dura, intercaladas.
- M-3 Estrato de caliza y lutita calcárea dura, intercaladas de 0.06 m de espesor con una faja continua de 0.03 m de lutita calcárea negra dura.
- M-4 Estrato de caliza y lutita calcárea de 0.12 m de espesor envolviendo una faja de 0.03 a 0.06 m de lutita calcárea dura.
- M-5 Lutita montmorillonítica calcárea negra, de blanda a medianamente firme de 0.05 a 0.09 m de espesor, que se desmorona a la intemperie y contiene nódulos esparcidos e irregulares de caliza.

Además la parte superior la referencia A-F de arcillas y fósiles, de 0.30 a 0.60 m de espesor, con una faja continua de 0.03 m de lutita negra dura (Anexo 1)

Topográficamente la zona en que se proyectó la construcción de los túneles para la instalación de las tuberías de presión, era un pequeño parte-aguas en el que aguas arriba, se excavó el empotramiento de la cortina de concreto y aguas abajo la plataforma de salida de los túneles y casa de máquinas (Anexo 2).

Este macizo de roca caliza, por el intemperismo y erosión presentó fracturas superficiales. Debido a los procedimientos de construcción se



REFERENCIAS LITOLÓGICAS

- A-F Referencia estratigráfica de arcillas y fósiles de 0.30 a 0.50 m de espesor con una faja continua de 0.03 m de lutita roja, a dura
- M-1 Estrato de lutita negra y caliza gris mediana intercaladas con un espesor de 0.15 a 0.30 m envolviendo una faja de 0.02 a 0.03 m de lutita negra, medianamente dura
- M-2 Lutita montmorillonítica calcárea negra, medianamente blanda a firme de 0.03 m a 0.06 m de espesor que se desmorona a la intemperie y cubierta frecuentemente con una lamina de 0.09 m de espesor de caliza y lutita dura, intercaladas
- M-3 Estrato de caliza y lutita calcárea dura intercaladas de 0.06 m de espesor con una faja continua de 0.03 m de lutita calcárea negra dura
- M-4 Estrato de caliza y lutita calcárea de 0.12 m de espesor envolviendo una faja de 0.03 a 0.06 m de lutita calcárea dura
- M-5 Lutita montmorillonítica calcárea negra, de blanda a medianamente firme de 0.05 a 0.09 m de espesor, que se desmorona a la intemperie y contiene nodulos esparcidos e irregulares de caliza

NOTAS

Estaciones y elevaciones en metros.
 Los cálculos de agua están dados en litros por segundo.
 Para localización de cartas, véase plano 321 Q-130.
 Definición de dureza relativa de acuerdo con el manual del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.U., EM-1104-1008 edición, enero 24 de 1954.

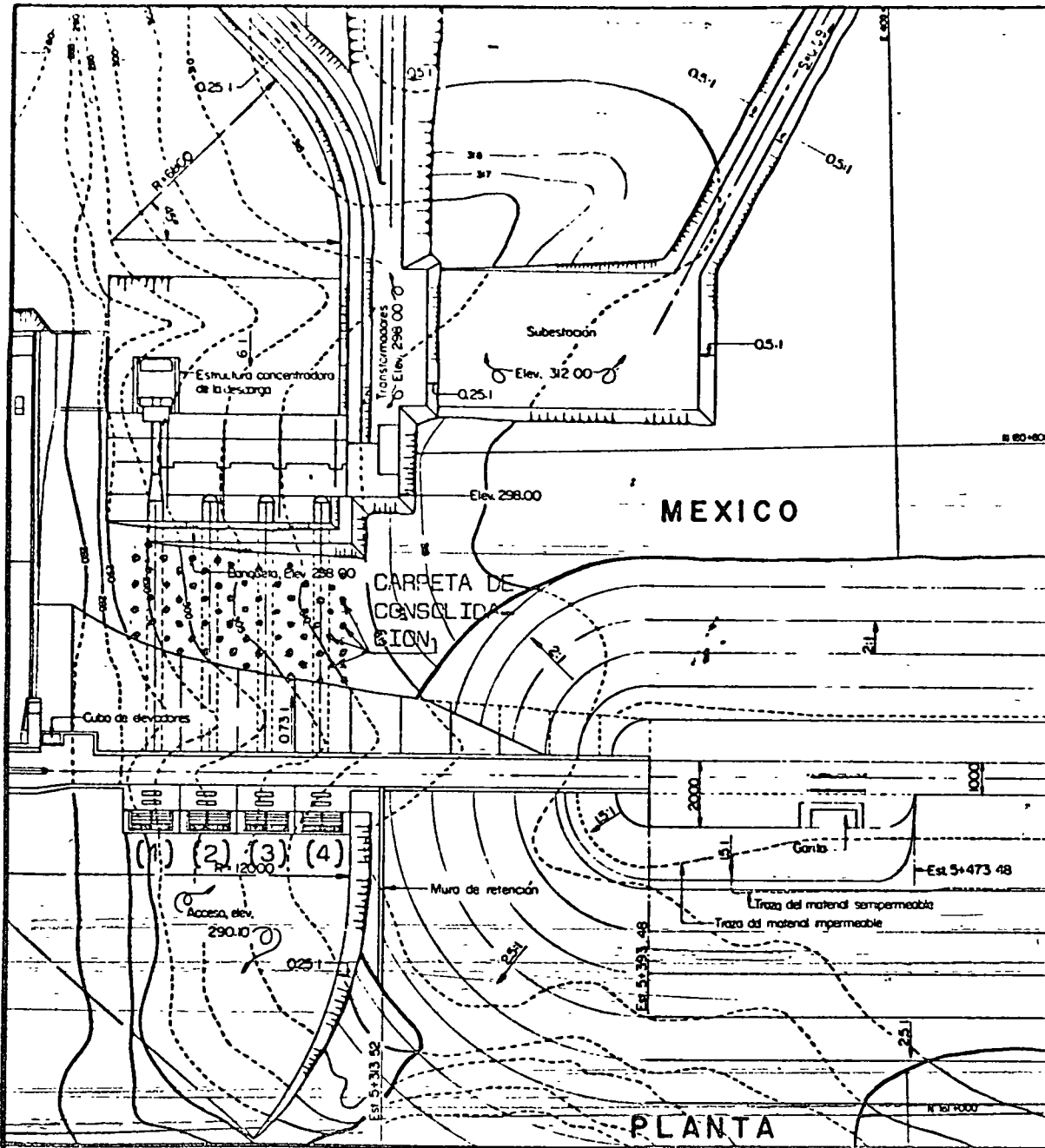
Resultados de los análisis de piedras para la prueba de pérdida a 210°C (Prueba macrométrica).
 Descripción del relleno en el cauce: Piedras pedruzcos, grava, arena (limosa) y arcilla. La capa superficial de los emporramientos se compone de limo con grava caliza y piedras, ocasionalmente cementadas con arcilla.

UNIDADES LITOLÓGICAS (FORMACIÓN GEORGETOWN)

- UNIDAD A Caliza gris clara y a veces azul gris estratificada media a gruesa, estibática y ocasionalmente pirítica. Laminaciones dispersas de lutita calcárea de dura a blanda, onduladas y fajas contenidas frecuentemente partículas de caliza. Las fajas persistentes de lutita se describen arriba como referencias litológicas de M-1 a M-5. Zonas débiles variables con vestigios de estructuras de lutita. Fracturas mineralizadas incipientes y dispersas y ocasionales vesículas rellenas de caliza. Alguna evidencia de intervalos menues erosionados. Numerosas zonas brechadas y superficies de desmoronamiento (SLICKENSIDES) asociadas a zonas de corte de pequeñas a minúsculas, cuyas distancias de espaciamiento vertical varían de milímetros hasta 0.10 m.
- UNIDAD B Caliza, de gris clara a oscura, de estratificación mediana a gruesa por lentes de lutita de grano fino, y algunas estilolitas ligeramente fosilíferas indicadas por una estilolita persistente bien desarrollada en la parte superior y una faja de lutita negra dura calcárea de 0.03 a 0.06 m de espesor en la base.
- UNIDAD C Caliza, similar a la de la UNIDAD A pero con menores contenidos de partículas de lutita.

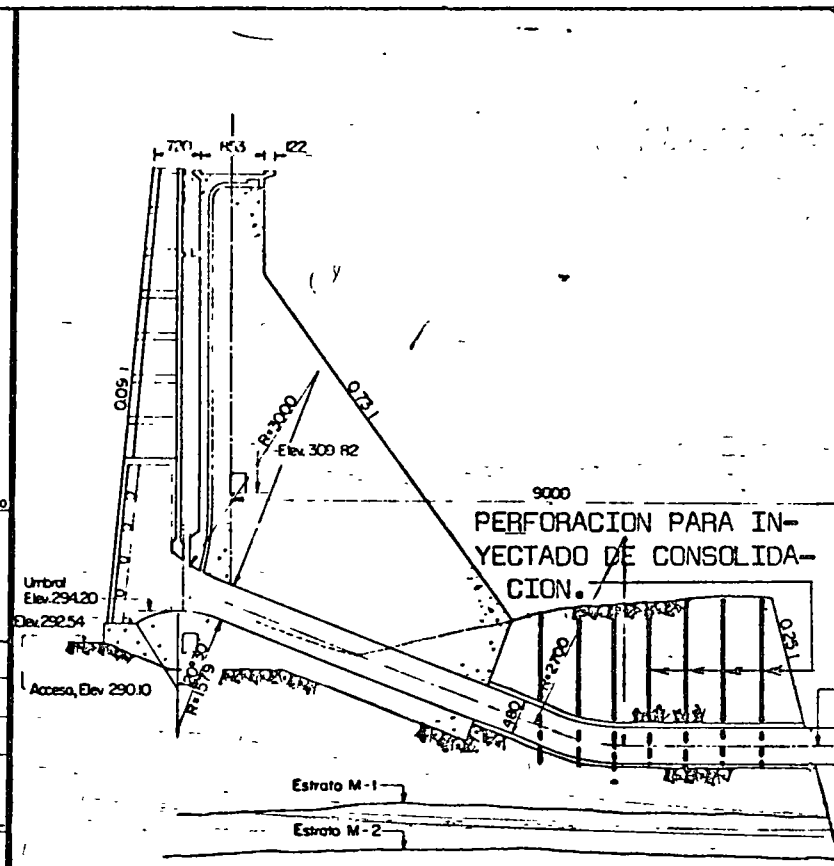
ANEXO (1)

76



PLANTA

ANEXO (2)



CORTE POR EL EJE DEL CONDUCTO No 1

PRESA INTERNACIONAL LA AMISTAD
LADO DE MEXICO

excavó primero la parte de aguas abajo a base de precortes y posteriormente el empotramiento de la cortina, zona en la que se principiaron los portales de entrada de los túneles.

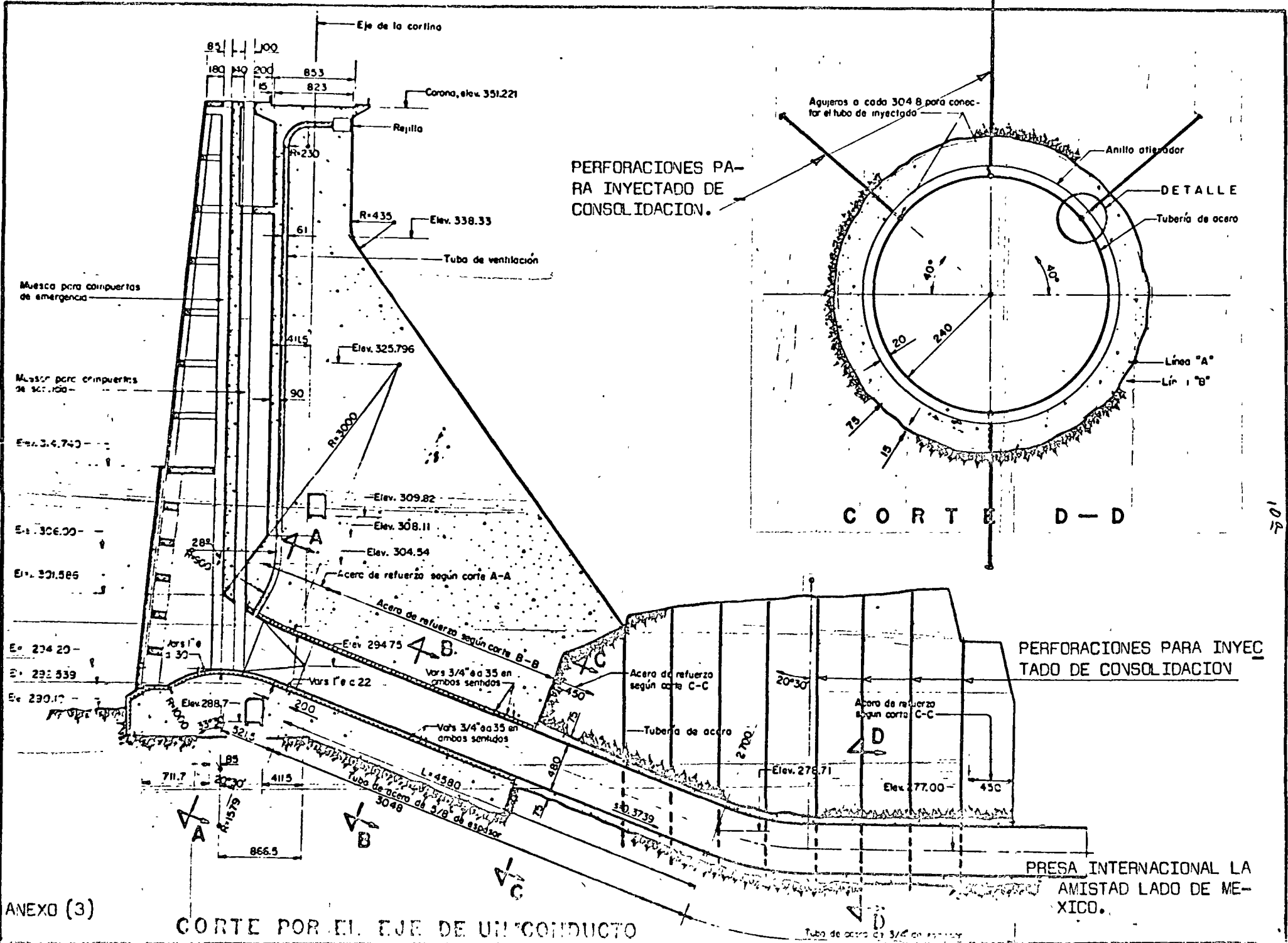
Estas excavaciones demostraron que las fracturas superficiales se continuaban hacia abajo cerrandose, afectando en general el macizo sobre todo en la zona del túnel 1.

Por esta razón se llevó a la conclusión de que era necesario consolidar la roca en esta parte de la obra.

Originalmente se limpiaron y calafatearon con concreto las grietas superficiales, dejando boquillas para lavarlas e inyectarlas cuando estas se cerraban lo suficiente dificultando su limpia a mano.

Para programar el procedimiento más adecuado para la consolidación de la roca y contar con más datos de los accidentes geológicos, fué necesario terminar las excavaciones tanto de aguas abajo como del empotramiento de la cortina de concreto en esta zona, así como la de los túneles. La caliza presentó fracturamiento y estratificación que aún con los cuidados en el uso de explosivos durante las excavaciones se veía en condiciones desfavorables.

Una vez que se tuvieron revestidos los túneles se programó en la parte superficial una cuadrícula de perforaciones para el inyectado de consolidación, tratando primero los pozos perimetrales para formar una pantalla de confinamiento y evitar las fugas de la mezcla por las fracturas o estratos en los frentes de excavación o en el frentón del lado del río. Posteriormente se continuó con los pozos interiores formando la cuadrícula, que tuvo como primera etapa cuadros de 10.0 m por lado y terminando con una segunda etapa con perforaciones intermedias a los primarios,

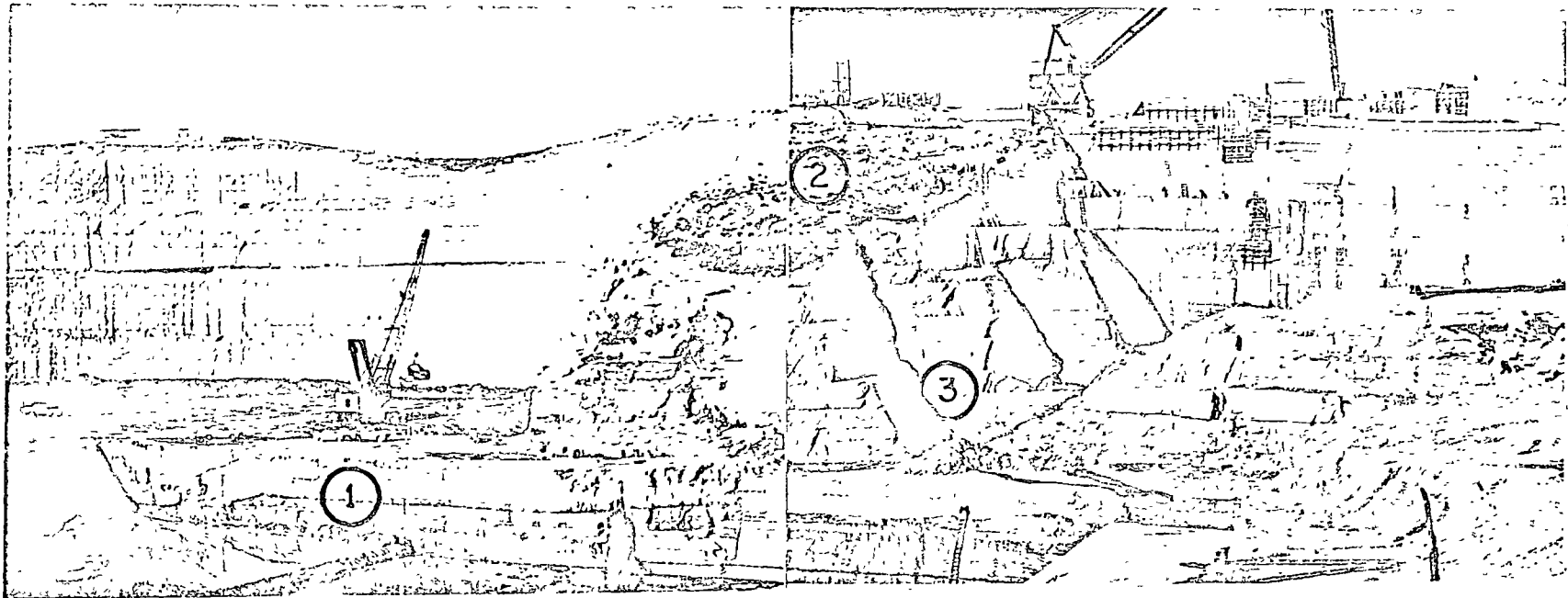


en la cual los consumos descendieron considerablemente.

La profundidad de este tratamiento fué hasta la parte inferior de los túneles cuando lo permitieron éstos. Posteriormente se hizo el tratamiento de inyectado y cada uno de los túneles que consistió en el empaque de los huecos entre las excavaciones y el revestimiento y posteriormente un inyectado de consolidación con base a perforaciones radiales, que reforzaron la consolidación de la zona descomprimida por efecto de las excavaciones de los túneles, el inyectado de estas últimas perforaciones comprobó la eficiencia del tratamiento de consolidación original ya que los consumos fueron muy bajos, lo que demostró que si es posible mejorar la roca por este procedimiento.

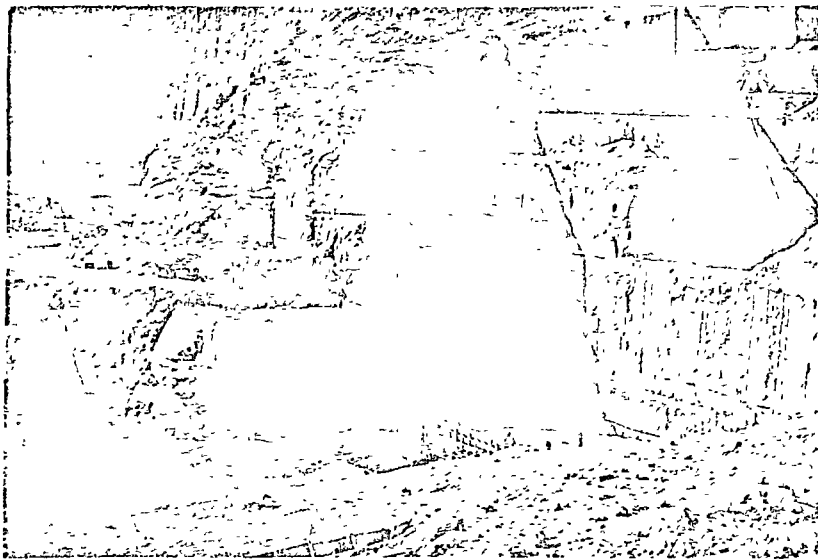
El inyectado de la carpeta fué en dos etapas y en progresiones ascendentes, utilizando presiones que variaron entre 3.0 y 6.0 Kg/cm² (42.0 y 84.0 p,s.i.) y las mezclas fueron a base de cemento y arena utilizando en ocasiones un fluidificador.

Es importante mencionar que entre la plataforma de salida de los túneles y el tanque amortiguador, quedó un macizo de caliza protegido en ambos lados por muros de concreto. En este macizo la estratificación y fracturamiento de la roca, se hicieron más críticos después de las excavaciones por el uso de los explosivos, lo que originó la programación de anclajes y consolidación a base de perforaciones inyectadas desde la plataforma superior de la roca, una vez que se tenían colocadas las anclas y colados los muros que sirvieron de pantallas de confinamiento, por lo que se pudo rellenar perfectamente las fracturas y las perforaciones en las que se colocaron las anclas (Anexo 4)

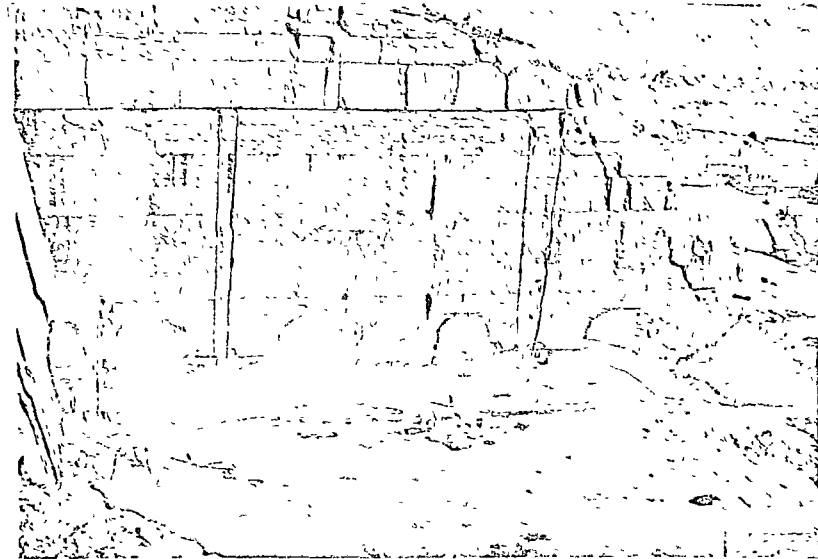


VISTA GENERAL DEL EMPOTRAMIENTO DE LA CORTINA EN LA MARGEN DERECHA, MOSTRANDO (1) ZONA EN QUE HUBO NECESIDAD DE COLOCAR ANCLAS EN LA ROCA MOSTRADAS EN EL ANEXO 4 (2) ZONA EN QUE FUE NECESARIO CONSOLIDAR LA ROCA CALIZA POR MEDIO DE UNA CARPETA DE PERFORACIONES INYECTADAS, ANEXOS 2 Y 3 (3) PORTAL DE ENTRADA DE LOS TUNELES.

112



PORTAL DE ENTRADA EN LAS EXCAVACIONES DE LOS TUNELES 1 Y 2.

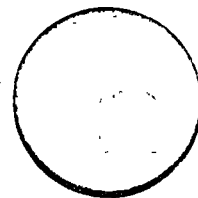


PORTAL DE SALIDA DE LOS CUATRO TUNELES, NOTESE LA ALTERACION Y FRACTURAMIENTO SOBRE EL PORTAL DEL TUNEL 1.





centro de educación continua
facultad de ingeniería, unam



APLICACION A LA MECANICA DE ROCAS.

CIMENTACIONES EN ROCA.

Diagrama de cimentaciones en roca que muestra una estructura de concreto con múltiples pilotes de cimentación que se extienden profundamente en un terreno inclinado. El diagrama ilustra la distribución de las cimentaciones a lo largo de la estructura y su penetración en el subsuelo.

ING. ROBERTO SANCHEZ TREJO.

CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA
A LAS OBRAS DE INGENIERIA

CIMENTACIONES EN ROCA

1. Introducción Histórica.- Las cimentaciones en roca se han empleado desde épocas prehistóricas y hasta hace poco tiempo su diseño era absolutamente empírico, basado fundamentalmente en éxitos pasados pero sobre todo en fracasos pasados. Como ejemplo del empirismo reinante todavía hace pocos años, en el libro del famoso geólogo Lugeon (Barrages et Geologie) del año 1933, se menciona que la profundidad de desplante de una presa "es una cuestión de juicio, de buen sentido, que no puede ser formulada".

Por otro lado, es bien conocida la recomendación de algunas "especificaciones" que establecían que, por ejemplo, una presa "deberá ser cimentada en roca sana, a juicio del ingeniero". Esta época de conceptos vagos y puramente cualitativos, obedeció al desconocimiento absoluto del comportamiento de la roca y de los macizos rocosos, el cual en ocasiones se consideraba completamente similar al de otros materiales de ingeniería.

Posteriormente, en época más reciente, la roca empezó a ser considerada como material elástico, continuo e isótropo y sobre esta base se desarrollaron interesantes teorías relativas a deformabilidad y estados de esfuerzos y se llegó a considerar un concepto de "factor de seguridad" definido como la relación entre la resistencia a la compresión simple obtenida en el laboratorio en probetas de roca sana, y el esfuerzo máximo en el macizo determinado utilizando las teorías elásticas. También, en ocasiones, se llegó a suponer que la deformabilidad de la roca tenía poca importancia en el diseño, ya que el módulo elástico se obtenía únicamente en el laboratorio. Un poco más adelante, dentro de esta misma etapa, se toma en consideración

la deformabilidad de los macizos rocosos, obtenida de pruebas in situ, generalmente estáticas, y empiezan a desarrollarse los métodos para la determinación de la resistencia en el lugar mismo en que va a ejecutarse la obra.

En una tercera etapa reciente, se empieza a tener conciencia de la rotura de la roca y de la determinante influencia que al respecto tienen las discontinuidades de un macizo. Aparecen los criterios que permiten determinar el factor de seguridad para una rotura general y comienzan a desarrollarse teorías de comportamiento a largo plazo, es decir teorías que toman en cuenta la viscosidad de la roca.

Más recientemente, se desarrollan teorías y se realizan ensayos en modelos con miras a lograr una mejor comprensión del comportamiento de los medios estratificados y discontinuos y así surge la mecánica clástica o de medios discontinuos y la mecánica de los medios estratificados.

Puede decirse que en la época actual cualquier problema de cimentación en roca puede abordarse con absoluta objetividad, -- sin que esto signifique, de ninguna manera, que sea posible obtener soluciones "precisas" en todos los casos.

2. Cimentaciones Superficiales

Existe cierta similitud entre las cimentaciones superficiales - en suelos y ciertos casos de cimentaciones en roca; por esta razón enseguida se presenta un breve resumen acerca de las primeras.

En la mecánica de suelos se determina la carga límite de una cimentación con objeto de evaluar su grado de seguridad y economía en el diseño. El estudio de la capacidad de carga se inició con los trabajos desarrollados por Prandtl Reissner y Hencky al estudiar el problema de la indentación de sólidos. Más adelante Caquot aplicó los resultados al análisis de cimentaciones, iniciando la aplicación de la plasticidad a los suelos.

En los suelos se ha observado, del comportamiento de las cimentaciones, que la rotura del material en que se apoya un cimiento, ocurre de tres formas diferentes: por corte general, por -- corte local y por punzonamiento.

La rotura por corte general se presenta en suelos incompresibles o suelos granulares, a lo largo de superficies como las indicadas en las figuras. Esta rotura ocurre por una rotación súbita de la cimentación, en algunas ocasiones con consecuencias catagtróficas. En la superficie del terreno se observa una tendencia del suelo adyacente a levantarse a los lados de la cimentación.

La rotura por corte local se presenta en suelos compresibles o suelos finos cohesivos y se caracteriza por que la rotura se define únicamente debajo del cimiento y consiste en una cuña con superficies de deslizamiento que comienzan en los bordes del cimiento. En este caso generalmente no ocurre rotación ni colapso catastrófico. En la superficie del terreno adyacente a los la--dos de la cimentación se observa también una tendencia al levantamiento del suelo.

Finalmente, la rotura por punzonamiento es característica de los suelos muy compresibles. En este caso, ocurre una rotura por -- corte prácticamente vertical alrededor del cimiento que se acom

paña por la compresión del suelo abajo de la cimentación. Se observa un ligero o nulo levantamiento del suelo adyacente y no ^{se} presentan riezos de colpaso o inclinación apreciable.

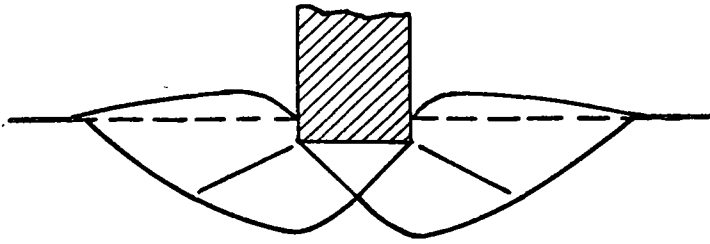
En mecánica de suelos la carga límite se determina siguiendo las teorías desarrolladas por Terzaghi en las que establece que el suelo tiene un comportamiento del tipo rígido plástico y que la envolvente de los círculos de rotura en el plano de Mohr, es una recta inclinada con cierto ángulo respecto a la línea horizontal (fricción interna del suelo) y con una ordenada al origen igual a la cohesión del suelo.

En el caso más general, la superficie de deslizamiento corresponde a la superficie de rotura por cortante general. Se despre-
cia en el cálculo el efecto de cortante arriba de la superficie de desplante. Se considera únicamente la sobrecarga que origina el peso del suelo arriba de la mencionada superficie. Esta superficie de deslizamiento queda definida por 3 zonas: la primera, zona I, es una zona activa de Rankine; una zona II o zona radial de Prandtl en la que solamente se desarrolla el esfuerzo cortante en una superficie que generalmente es una espiral logarítmica; la zona III es una zona de Rankine pasiva.

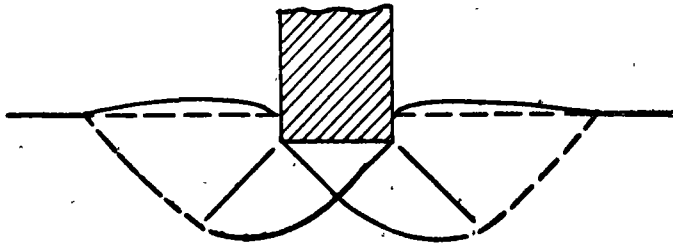
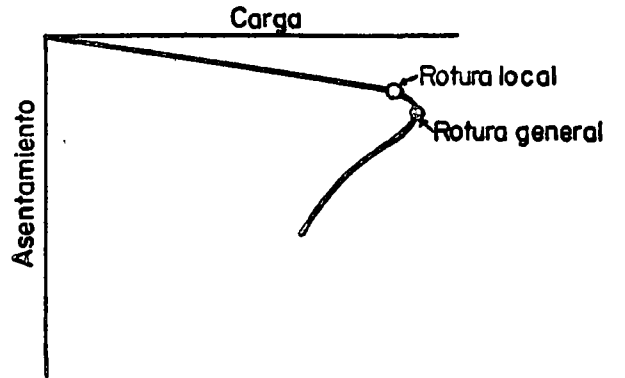
La fórmula de capacidad de carga de Terzaghi toma en consideración 3 factores de capacidad de carga que dependen fundamentalmente del ángulo de fricción interna y que son adimensionales. La ecuación de Terzaghi es la siguiente:

$$q_o = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

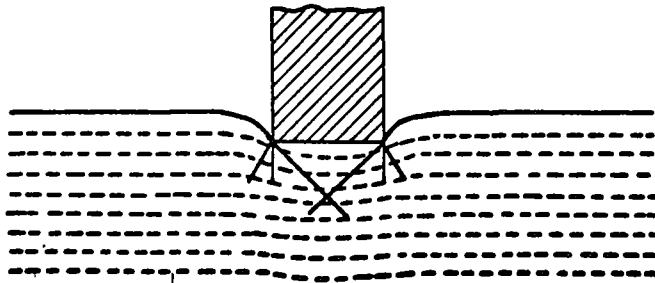
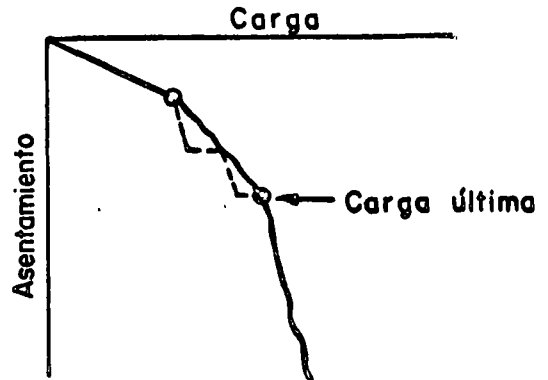
En la tabla, se indican los valores numéricos de los factores de capacidad de carga correspondientes a diversos ángulos de fricción interna.



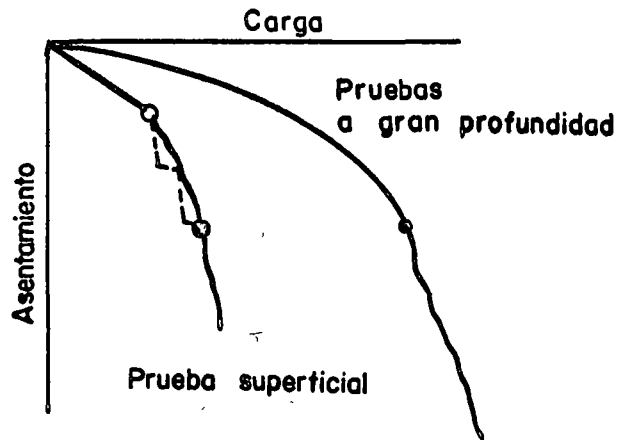
Rotura por corte general



Rotura por corte local



Rotura por punzonamiento



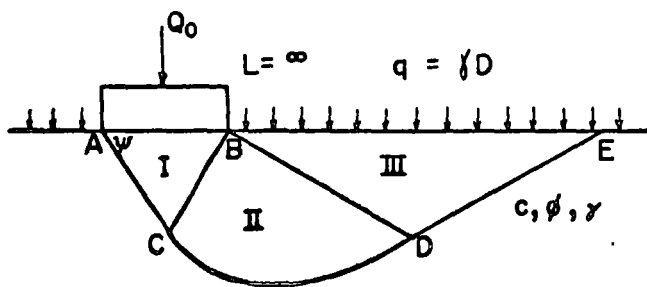
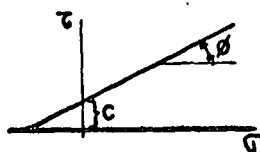
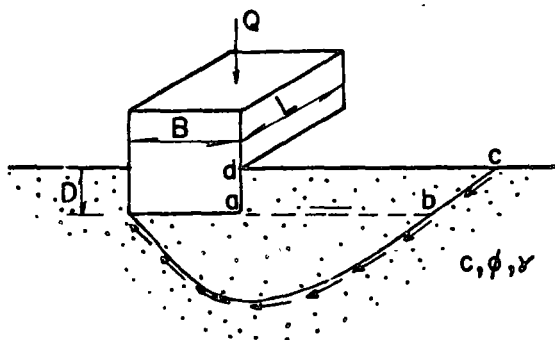


TABLA 2. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

3. Medio Continuo.

En ocasiones es posible considerar el macizo rocoso como un medio continuo, elástico e isótropo. Esta consideración realmente no esta muy lejos de la realidad en ciertos casos extremos. Es decir cuando se trata de roca masiva, sin fracturas, o, por el contrario, cuando se trata de roca muy fracturada, en todas direcciones y con planos de discontinuidad orientados totalmente al azar y muy juntos entre sí. El primero de los casos se presenta muy rara vez, mientras que el segundo puede tener algunas aplicaciones prácticas. Para el objeto puede determinarse en forma aproximada el estado de esfuerzos de acuerdo con las teorías desarrolladas por Boussinesq, que siendo ampliamente conocidas se repasan brevemente utilizando las figuras adjuntas.

El estado de deformaciones se determina de las mismas teorías y pueden utilizarse los métodos de Westergård y Newmark. Este último permite mediante una integración numérica muy simple determinar los asentamientos verticales en cada punto de la superficie de una cimentación considerada como sólido, elástico, isótropo y homogéneo.

Con frecuencia se confunde la mecánica de medio continuo con las hipótesis de elasticidad isotropía y homogeneidad. En realidad, un medio inelástico y anisótropo puede ser un medio continuo y los casos de elasticidad isotropía y homogeneidad constituyen casos particulares de la mecánica de medios continuos y sus conclusiones quedan limitadas a su propio campo de aplicación.

Es interesante observar que en cualquier caso en que se utilizan las hipótesis de medio continuo, elástico e isótropo para el análisis de una cimentación en roca, deberá disponerse de un valor de módulo elástico E , determinado normalmente in situ por uno de los métodos conocidos y que, aún cuando consideremos de antemano que la roca no es un material elástico y homogéneo, el

valor de E, determinado en pruebas de campo, normalmente toma en cuenta estas condiciones y es de hecho el módulo de deformación de un medio continuo equivalente.

En el caso de una cimentación en una zona descomprimida de espesor conocido y que se apoya en una masa elástica, homogénea e isótropa, es posible aplicar la teoría de Boussinesq y determinar tanto los asentamientos como la distribución de esfuerzos en el macizo rocoso.

3.1 Resistencia de los Macizos Rocosos

En ocasiones se requiere calcular la carga límite de una cimentación en roca considerada como un medio continuo equivalente. Es posible recurrir, como un primer tanteo a las fórmulas de Terzaghi y Meyerhoff. De esta forma se pueden calcular los valores de carga crítica para rotura general y para desplazamiento local y aún se puede tomar en cuenta una posible inclinación de las cargas respecto a la superficie horizontal que limita al macizo rocoso.

Con el método del equilibrio límite, para definir la forma de la superficie de deslizamiento no se requiere satisfacer el criterio de rotura dentro del macizo contenido por la superficie deslizante. El método permite además considerar el efecto de presiones intersticiales variables y la influencia de la anisotropía y heterogeneidad de los parámetros de resistencia de la roca, aún cuando tiene el inconveniente de ser un método semiempírico.

En este método se comienza por suponer la forma de la superficie de rotura; después de obtener la resistencia al corte necesaria para el equilibrio, se compara con la resistencia al corte disponible. Se obtiene de diversos mecanismos de rotura, mediante un proceso iterativo, el de menor coeficiente de se-

8

na una probabilidad de rotura. Este procedimiento resulta a veces demasiado complejo para ser de aplicación práctica, -- sobre todo cuando existe un número considerable de parámetros, además de que resulta inaccesible para la mayoría, -- pues es difícil anunciar por ejemplo que existe una probabilidad de rotura de 1 en 10,000 ó de 1 en 1'000,000. El individuo no-técnico encontraría seguramente difícil de aceptar esta posibilidad de rotura, por pequeña que sea; aún -- cuando el ingeniero sabe que esto equivale a decir que existe un factor de seguridad de 1 1/2 o de 2.

Algunos investigadores consideran que el factor de seguridad es de poco valor en el diseño de cimentaciones en roca y que lo que realmente importa es dar el peso adecuado a cada parámetro involucrado en la estabilidad, de tal forma -- de lograr un diseño balanceado en el cual se de mayor énfasis a los factores "más pesados", lo que servirá para decidir acerca de los ensayos, el diseño y los trabajos de cimentación que se necesitan.

9

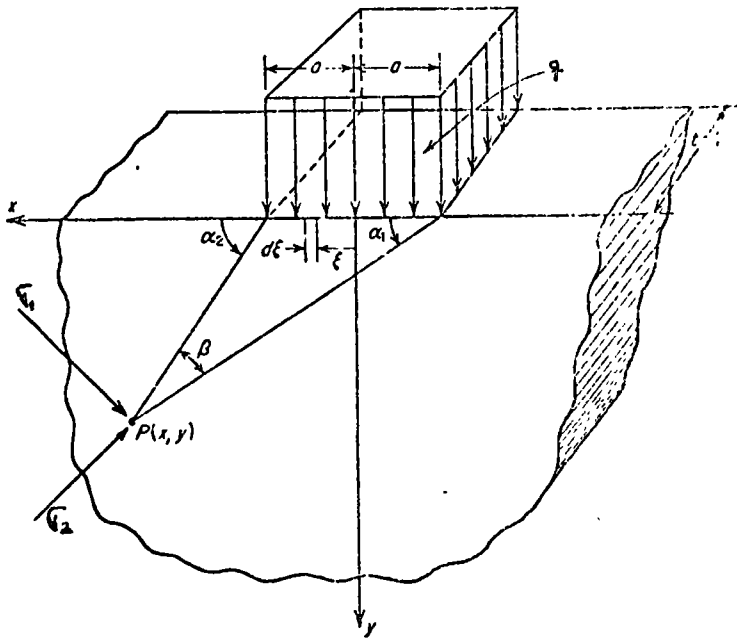
guridad que es el más crítico y el que invariablemente rige el proyecto de una cimentación.

3.2 Coeficiente de Seguridad.

Debemos diferenciar entre factor de carga y coeficiente de seguridad. En los problemas de cimentaciones en rocas se conocen normalmente con mayor exactitud las cargas que las propiedades del material, contrariamente a lo que ocurre en el cálculo de estructuras. En los problemas de rotura general - por corte se define el coeficiente de seguridad como el factor con el que se pueden reducir los parámetros de resistencia para que la masa deslizante se encuentre en un estado de equilibrio límite a lo largo de una determinada superficie de deslizamiento; mientras que, por otro lado, la relación entre la carga admisible y la carga real se denomina factor de carga.

De esta forma, para una carga admisible de una cimentación - que es función de una presión normal y del ángulo de fricción interna, se calcula la carga admisible para el valor real de ϕ y se determina el factor de carga, dividiendo la carga admisible entre la carga de trabajo. Por otro lado, se determina el valor de ϕ que produce una carga admisible igual a la de trabajo; la relación entre $\tan \phi$ real y $\tan \phi$ determinada da el valor del coeficiente de seguridad.

El coeficiente de seguridad es uno de los conceptos más delicados del análisis y diseño de las cimentaciones. En muchos casos es necesario decidir si es conveniente usarlo o si es mejor una actitud diferente; por ejemplo en el caso en donde existen demasiados parámetros cuyos valores no pueden ser medidos o no son conocidos con certidumbre. Para estos casos - se ha considerado el análisis probabilístico de las variables, que conduce a un concepto de seguridad diferente o proporcio

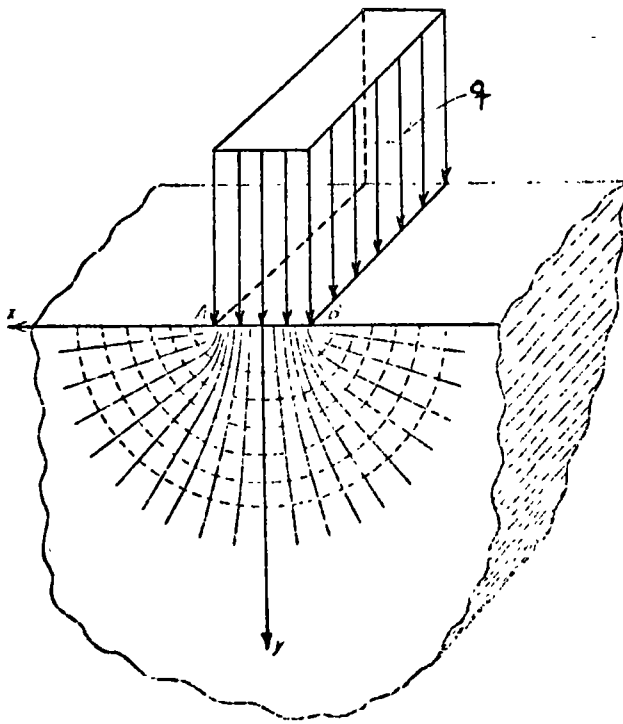


$$\sigma_1 = -\frac{q}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_2 = -\frac{q}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

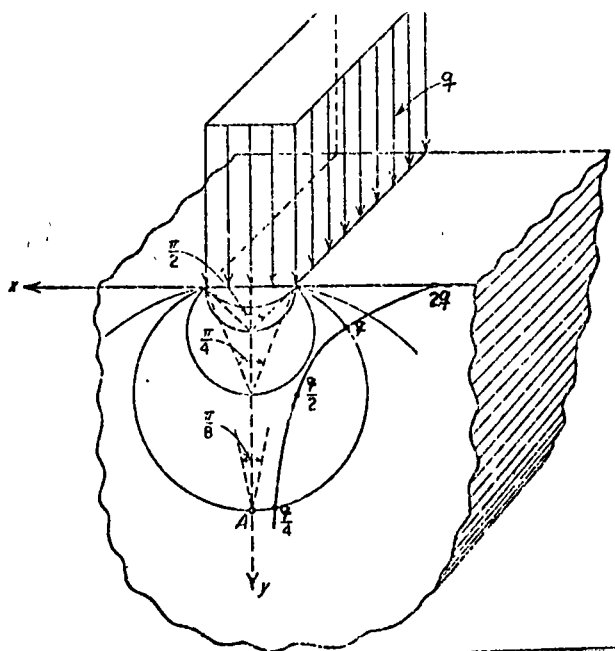
$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = -\frac{q}{\pi} \beta$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{q}{\pi} \text{Sen } \beta$$



--- Trayectoria σ_1

— Trayectoria σ_2



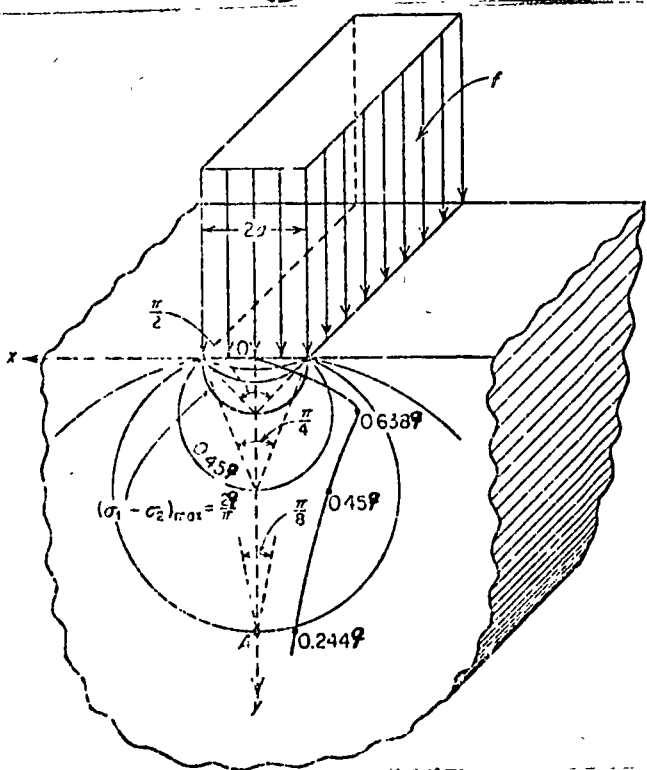
$$\sigma_1 + \sigma_2 = -\frac{2q}{\pi} \beta$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = -\frac{q}{4} \quad (\beta = \frac{\pi}{8})$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = -\frac{q}{2} \quad (\beta = \frac{\pi}{4})$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = -q \quad (\beta = \frac{\pi}{2})$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = -2q \quad (\beta = \pi)$$



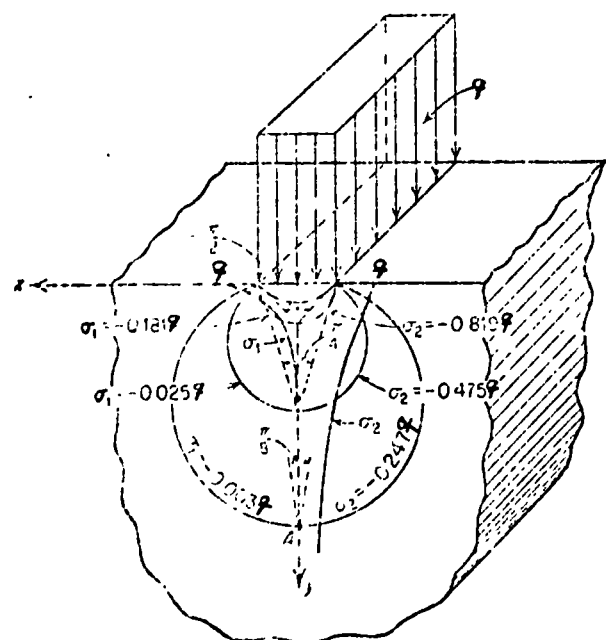
$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{q}{\pi} \sin \beta$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0.244q \quad (\beta = \frac{\pi}{8})$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0.450q \quad (\beta = \frac{\pi}{4})$$

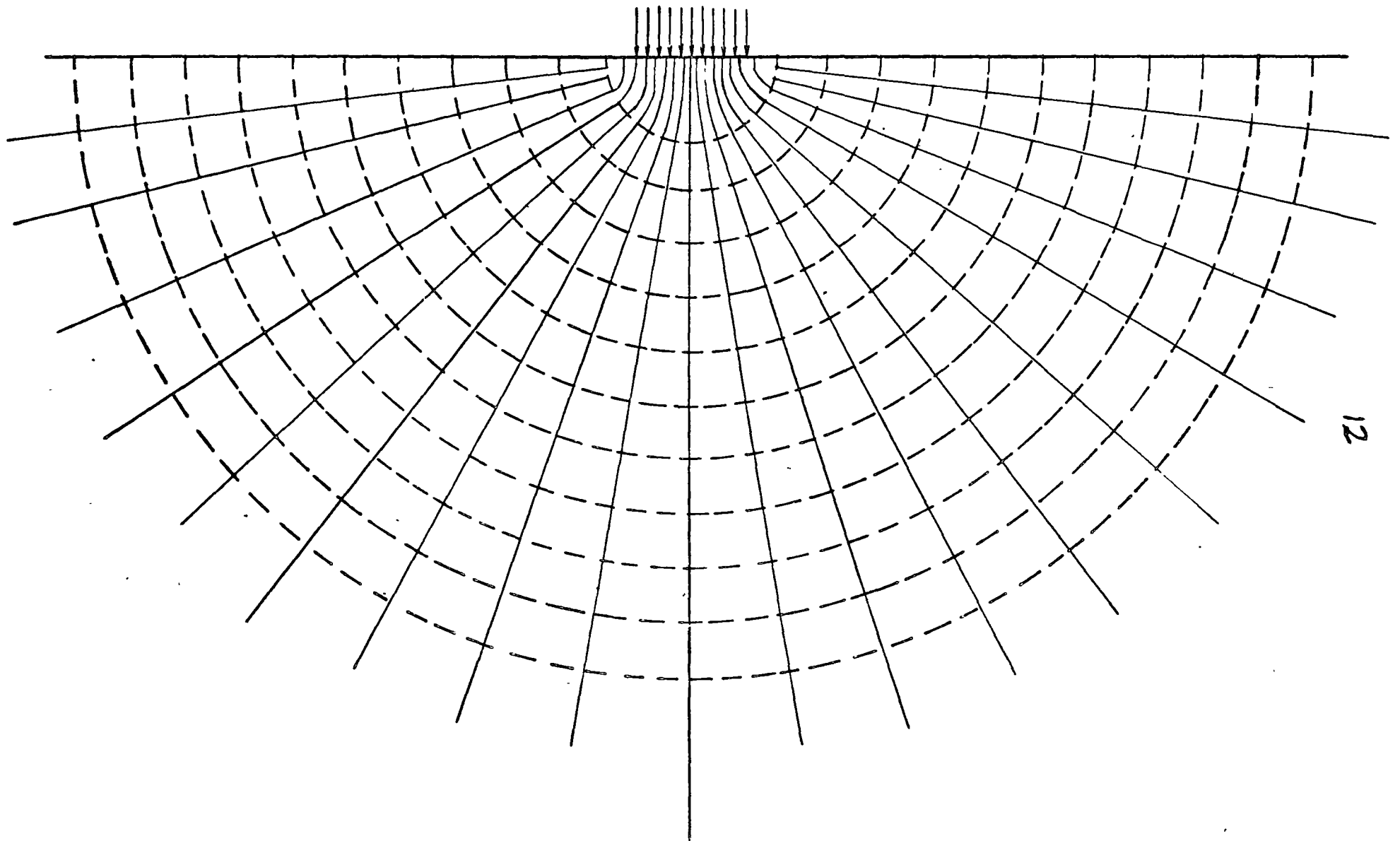
$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0.638q \quad (\beta = \frac{\pi}{2})$$

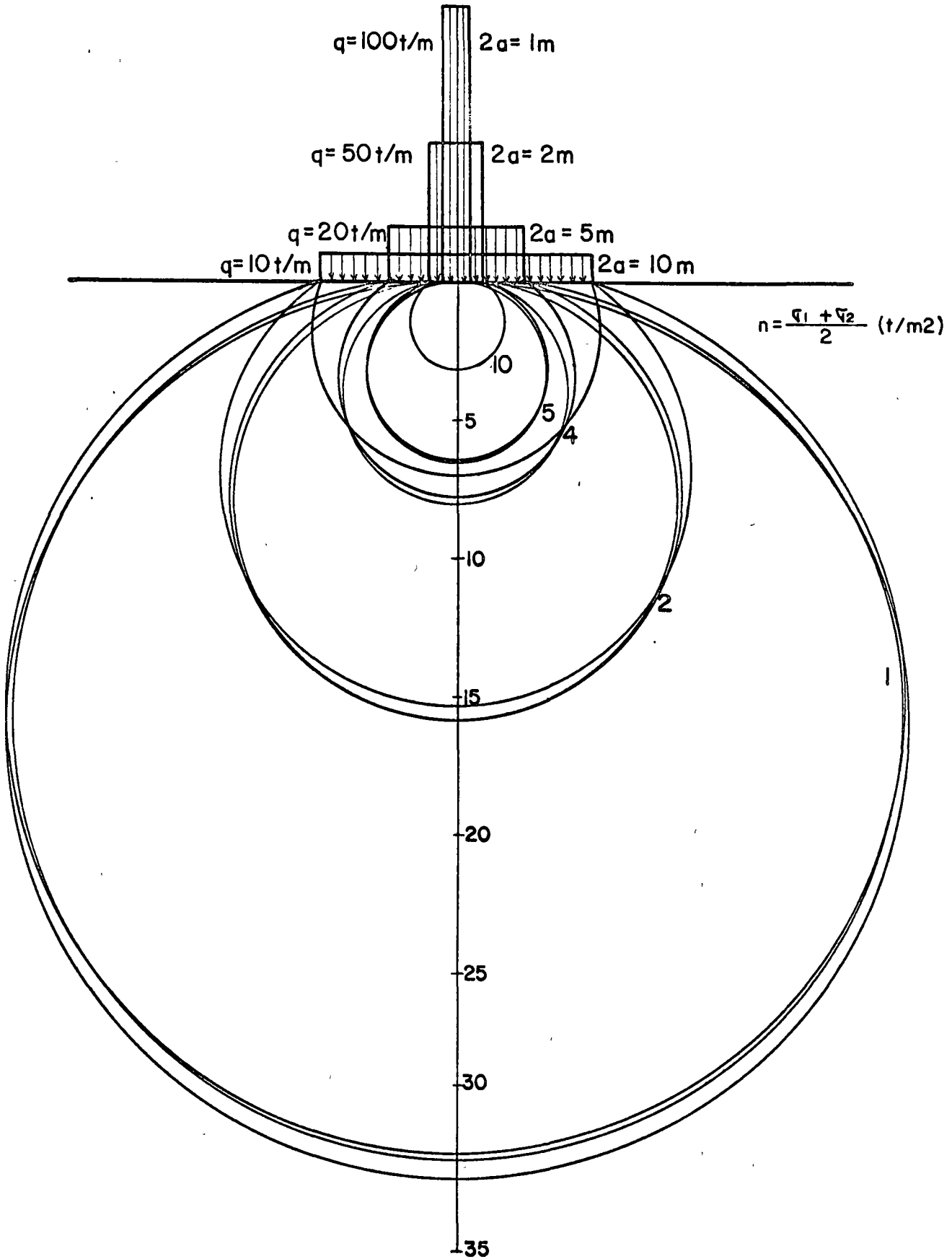
$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0.000 \quad (\beta = \pi)$$

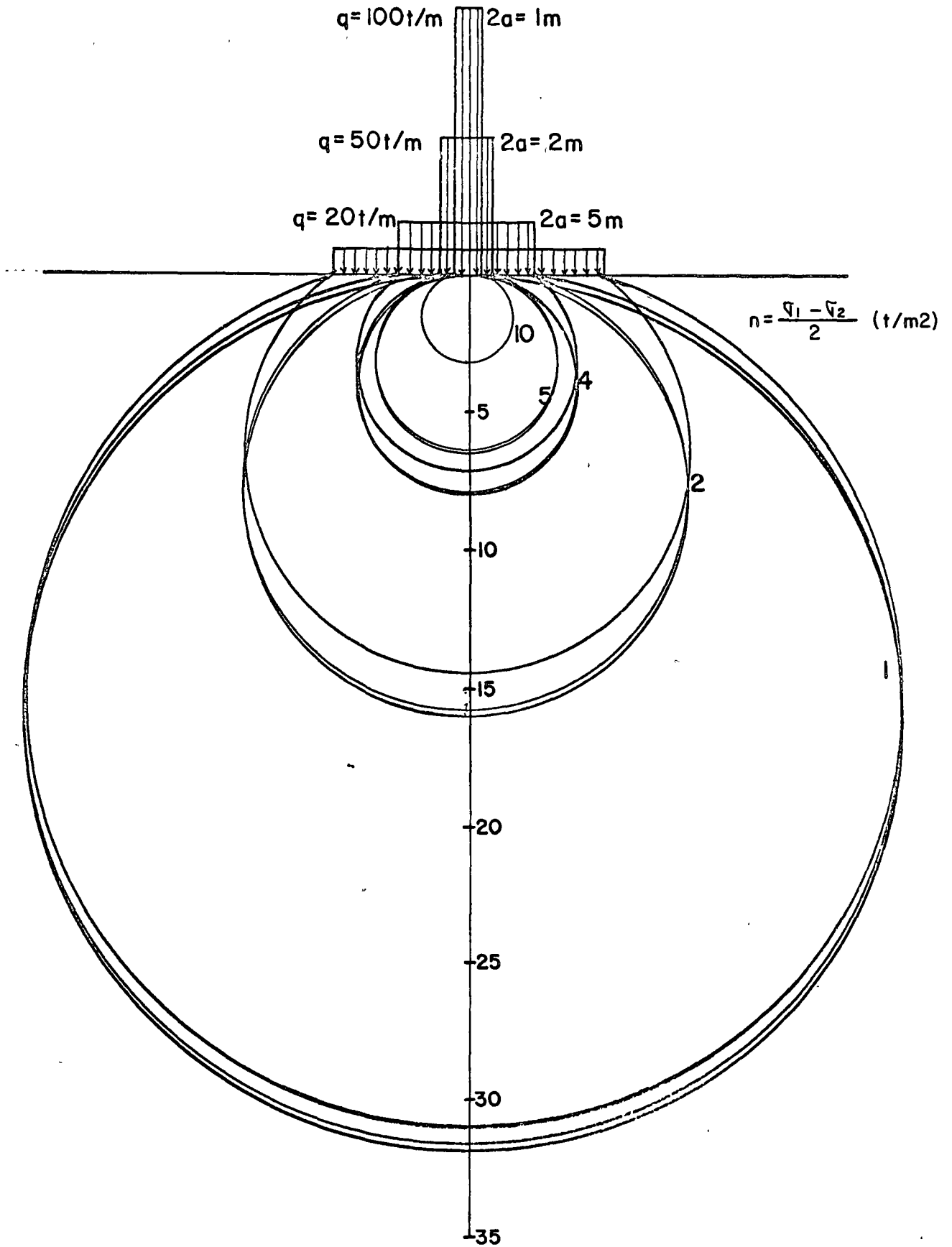


σ_1	σ_2	β
-0.003q	-0.25q	$\frac{\pi}{8}$
-0.025q	-0.48q	$\frac{\pi}{4}$
-0.180q	-0.82q	$\frac{\pi}{2}$
-q	-q	π

TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS
(Medio Continuo Homogeneo Elastico, Isotropo)







4. Medio Estratificado.

Diversas rocas como las areniscas los esquistos y las calizas se encuentran en la naturaleza en forma de macizos estratificados. El medio estratificado y transversalmente isótropo representa de forma adecuada a la mayoría de los macizos rocosos.

4.1 Métodos Teóricos.

Las soluciones de la teoría de la elasticidad derivadas para - medios homogéneos e isótropos, son incorrectas para el análisis de la distribución de esfuerzos en un macizo de roca estratificado.

El problema de la distribución de esfuerzos en los medios estratificados puede resolverse utilizando funciones de esfuerzos de Airy, para cada uno de los estratos considerados, aplicando las condiciones de borde y de continuidad correspondientes. El principio del método de cálculo consiste en determinar las formas de las funciones de Airy para cada estrato conociendo la carga aplicada, las características mecánicas de cada capa, la naturaleza del contacto entre los estratos y las características del medio-semi-infinito en la base.

Las ecuaciones diferenciales para distinto número de estratos y diversas condiciones de contacto han sido resueltas por diversos investigadores, utilizando transformadas integrales y otras soluciones matemáticas muy complejas. La integración numérica se ha hecho normalmente con computadora. En las figuras adjuntas mostramos un ejemplo de la solución del cálculo teórico y los resultados obtenidos en 2 casos particulares.

4.2 Métodos Experimentales

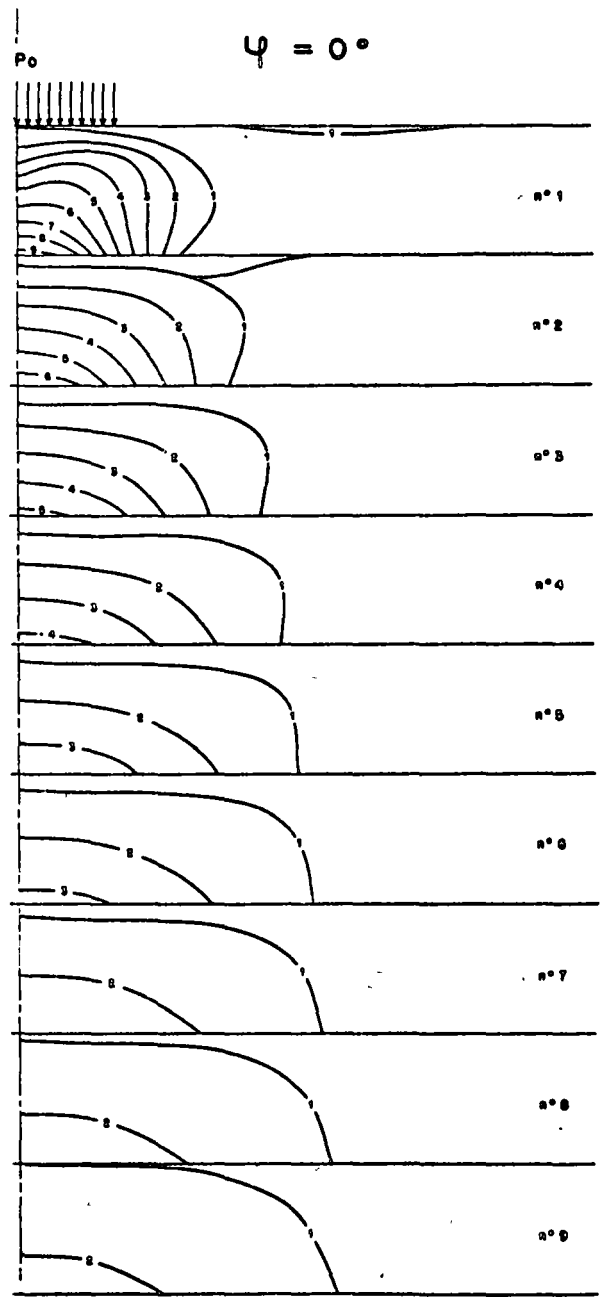
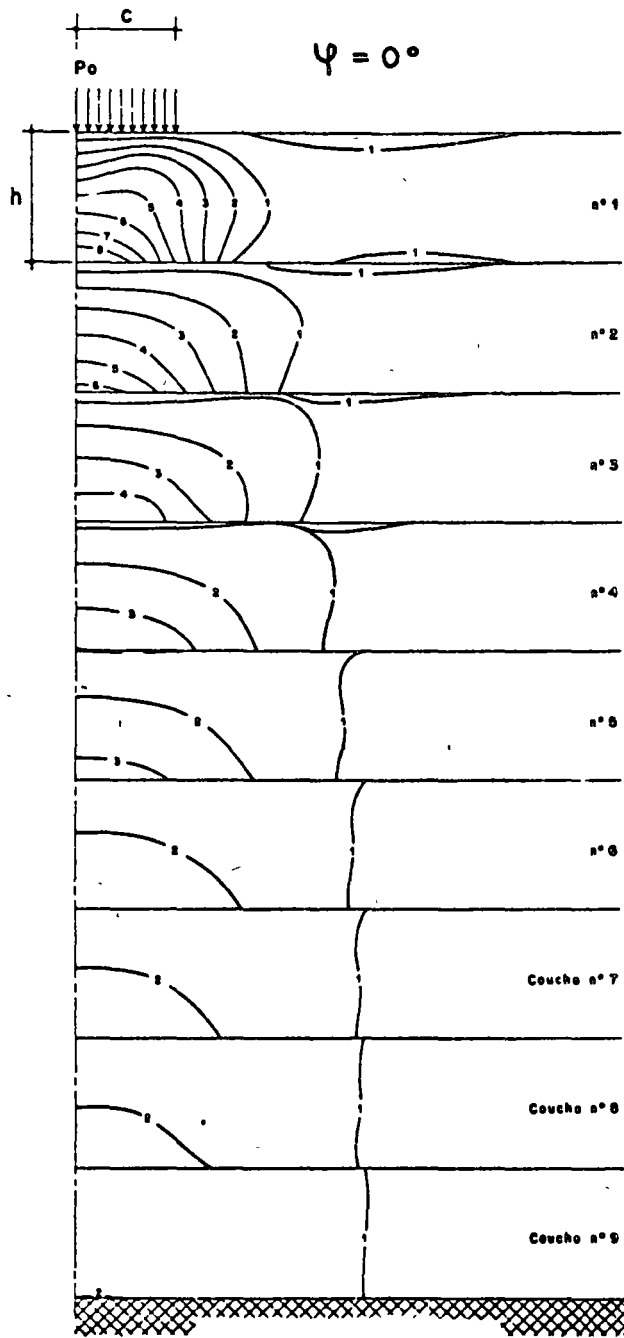
Los métodos experimentales han sido una valiosísima ayuda para el análisis de esfuerzos en los medios estratificados. Entre estos métodos se pueden mencionar el de las lacas frágiles el de Moiré y la fotoelasticidad clásica.

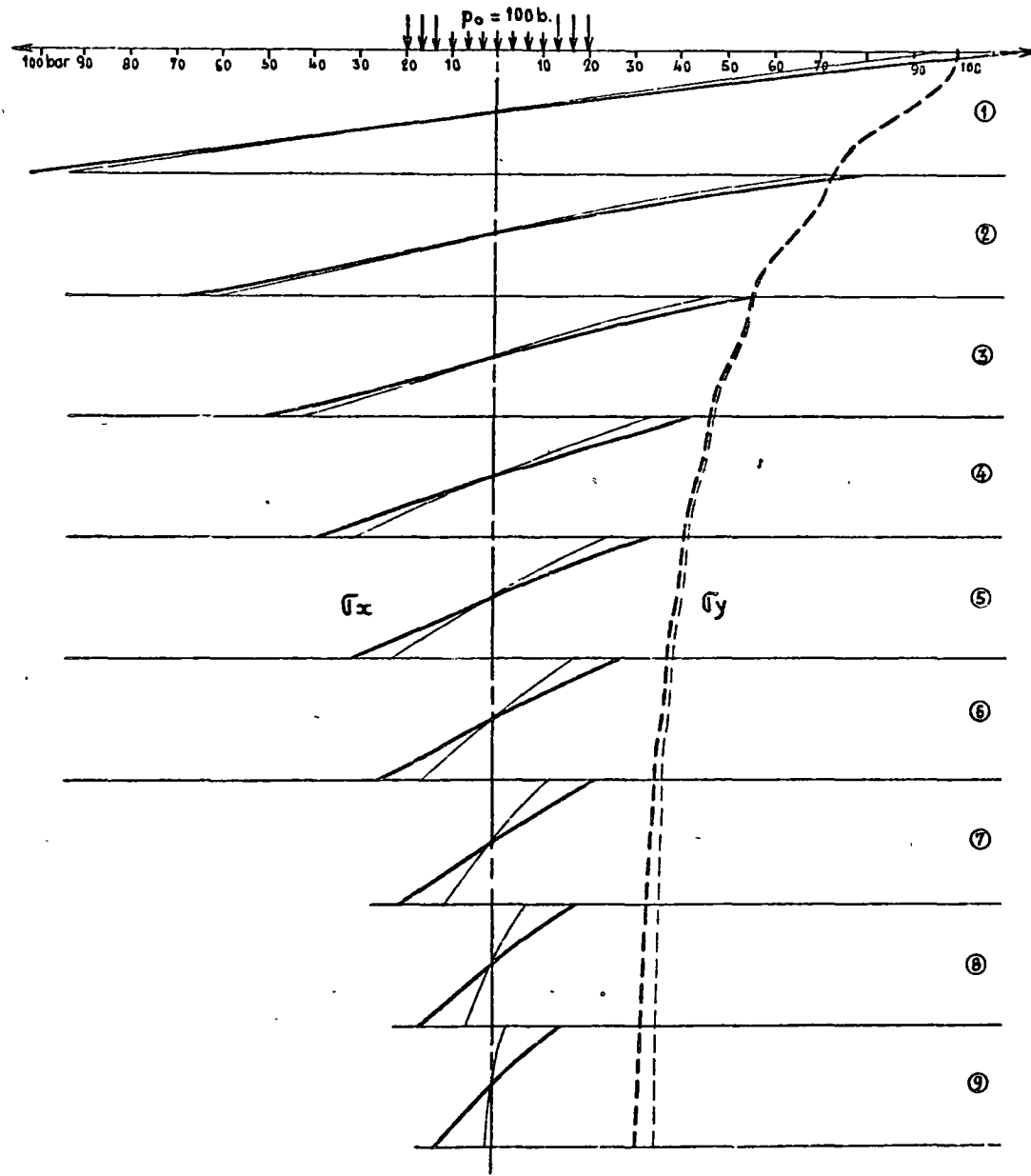
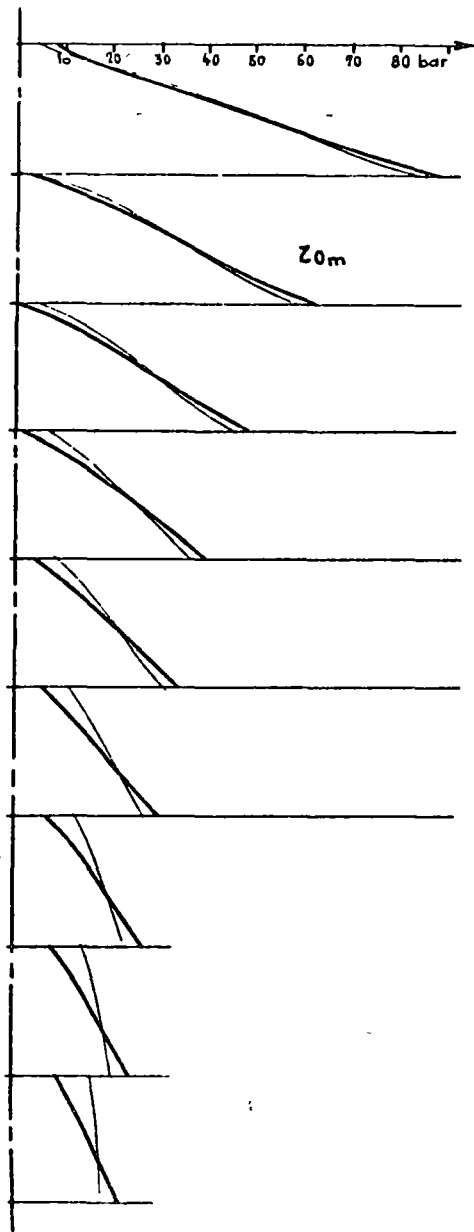
Sin duda el método más utilizado es el de la fotoelasticidad que ha recibido un notable impulso recientemente con la introducción y refinamiento de los métodos interferométricos y la ayuda de los rayos Lasers.

El método fotoelástico permite determinar la inclinación de los esfuerzos principales y la magnitud a los esfuerzos cortantes máximos, utilizando los métodos clásicos. Es decir -- permite definir las llamadas líneas isoclinas y las líneas isocromáticas.

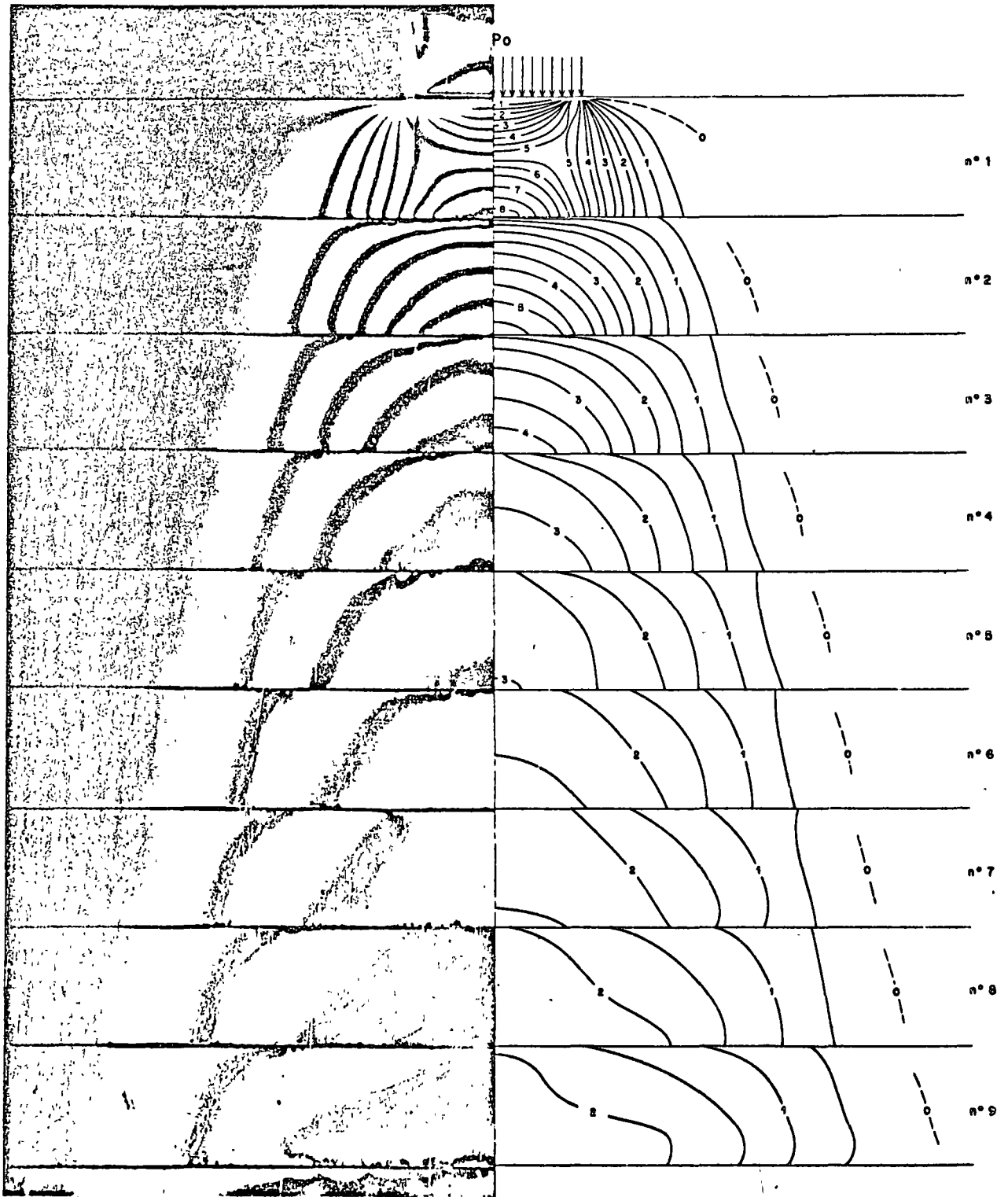
El problema fundamental de la fotoelasticidad clásica es la separación de los esfuerzos principales. Para tal objeto, se requiere determinar el valor de la suma de los esfuerzos --- principales, lo cual normalmente se efectúa por integración numérica o mediante el uso de la interferometría.

En las figuras adjuntas se muestran algunos ejemplos de aplicación de la fotoelasticidad al análisis de esfuerzos en medios estratificados.

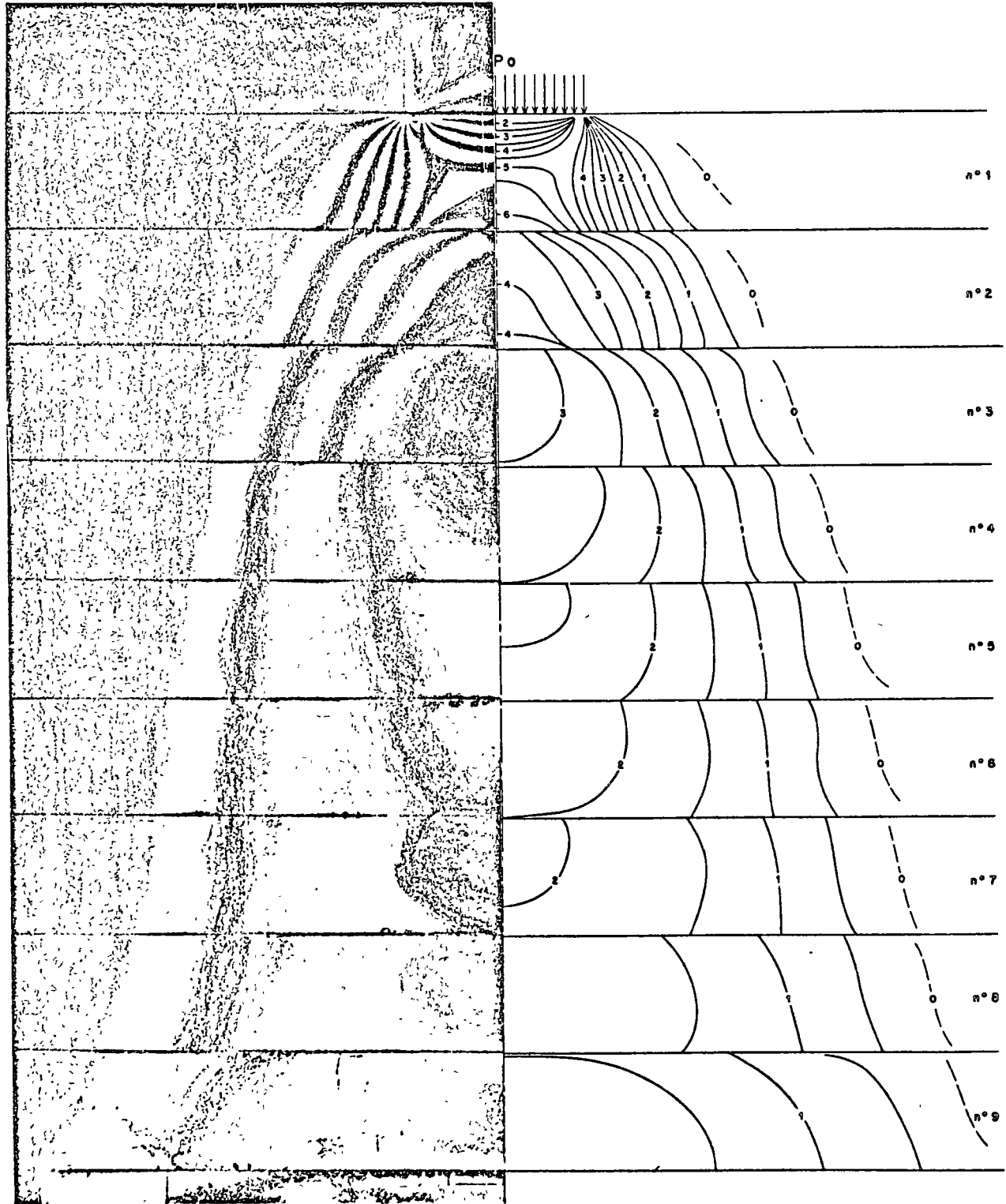




18



- $\varphi \approx 0^\circ$ -



- $\varphi \approx 36^\circ$ -

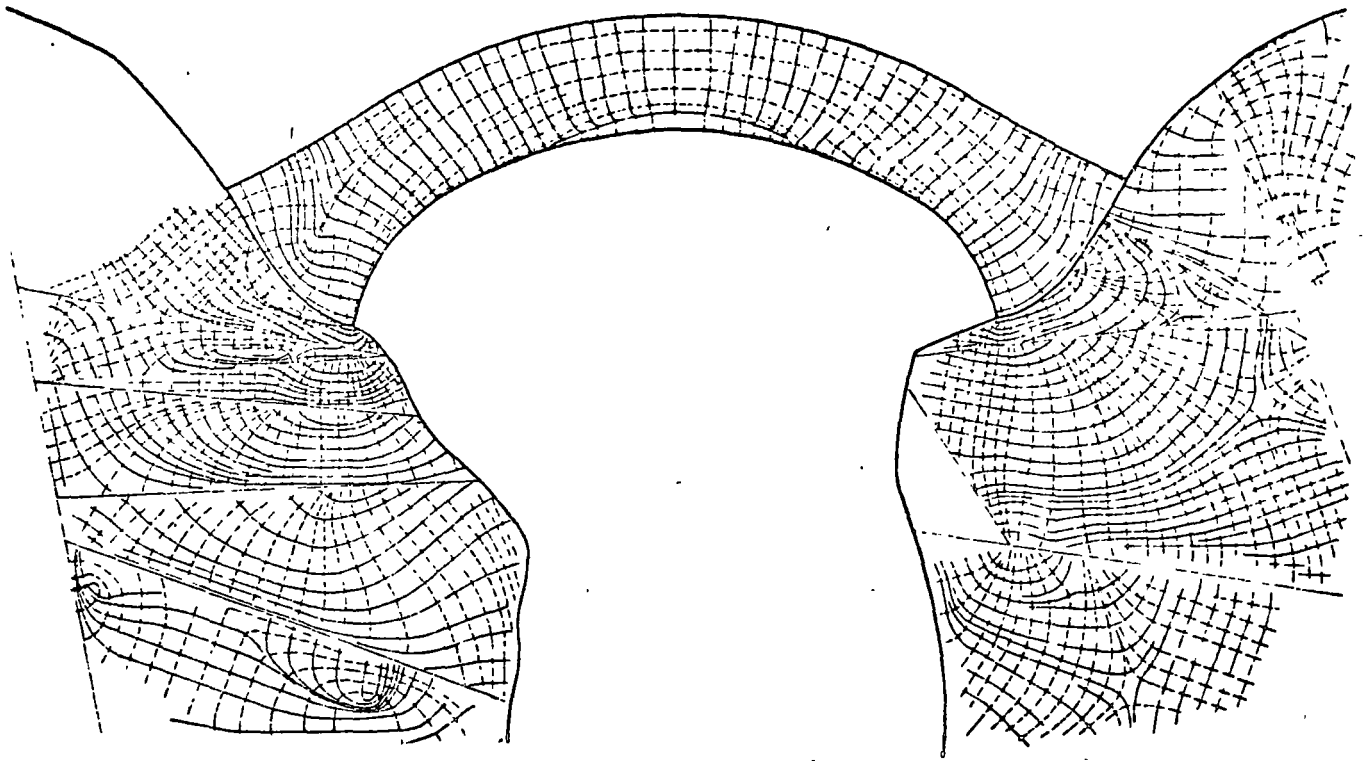
5. Medio discontinuo

Los factores geológicos de gran significado en la ingeniería de rocas son los representados por los rasgos estructurales tales como juntas, fallas y planos de discontinuidad. El principal problema de la mecánica de rocas, para definir el comportamiento y la deformabilidad de una cimentación, es el conocimiento de la distribución de esfuerzos en una roca diaclasada.

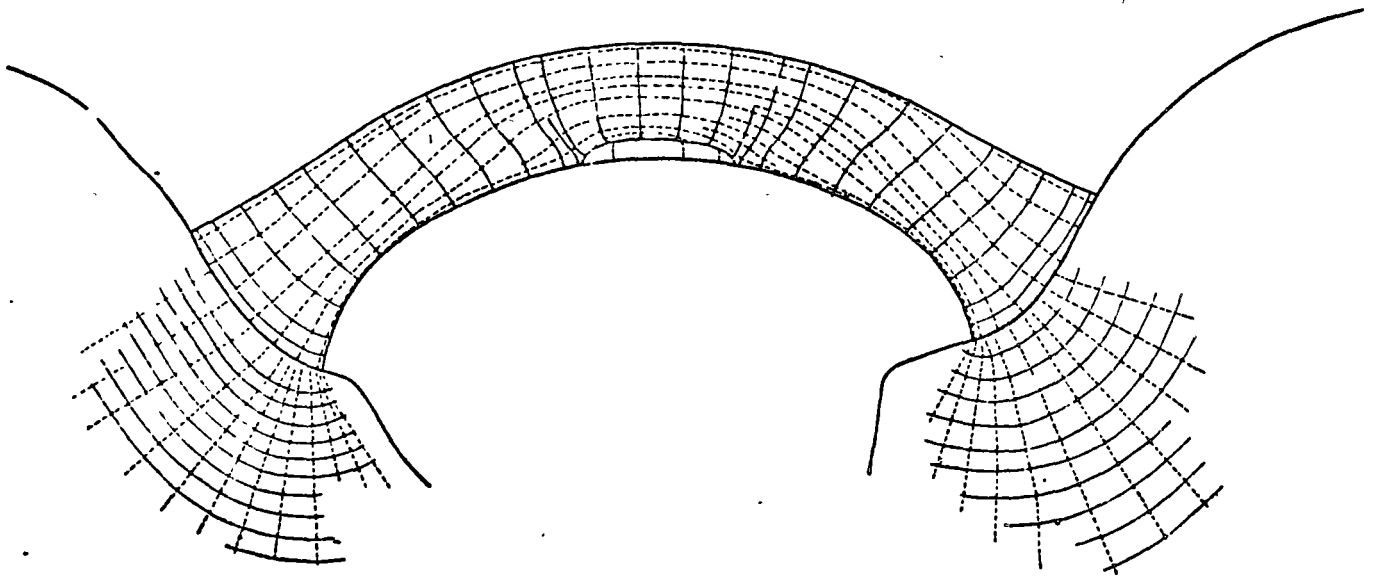
Al analizar las condiciones de esfuerzos en un sistema de roca diaclasada es importante darse cuenta que existen dos posibles patrones de distribución de esfuerzos. El primero el de los esfuerzos "integrales" en la cimentación, considerando a la roca como un medio homogéneo idealizado, y el segundo el relativo a la distribución de esfuerzos en los bloques de roca que componen el sistema. Como regla estos patrones de distribución de esfuerzos difieren enormemente uno de otro y su diferencia se acentúa a medida que aumenta el grado de "discretización" del medio.

El estado integral de esfuerzos se deduce del estado de deformación, tomando en cuenta la anisotropía de deformabilidad, es decir utilizando los módulos de elasticidad del sistema de roca en la dirección dada.

El modelo clástico constituye una aproximación aplicable al medio discontinuo. Una de sus principales características es que es anisótropo y posee un número limitado de ejes de simetría. En los casos más sencillos del modelo clástico es relativamente simple conocer las reacciones centroidales y establecer las condiciones de equilibrio y las fuerzas de contacto en las diferentes estibaciones.



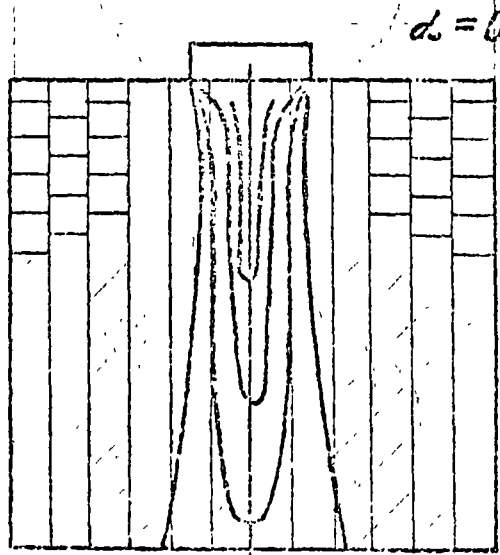
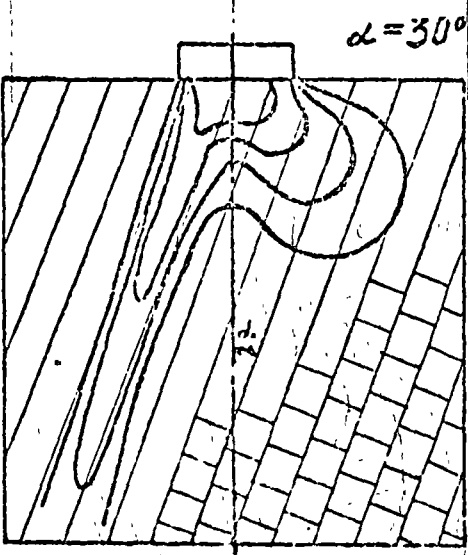
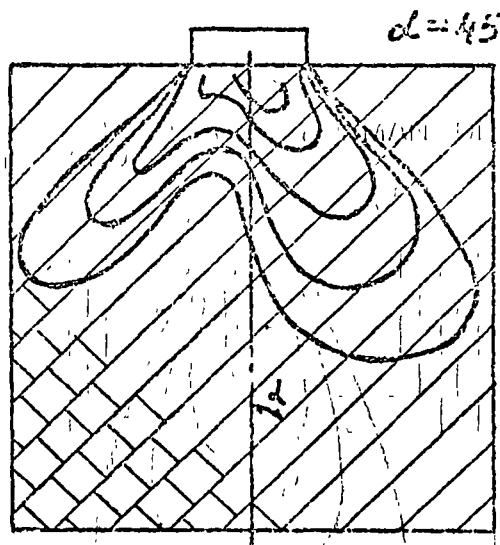
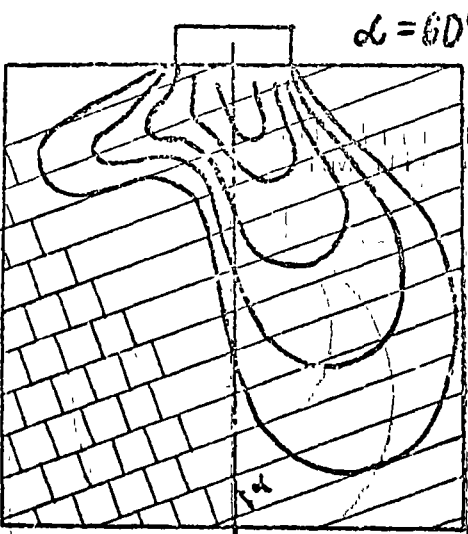
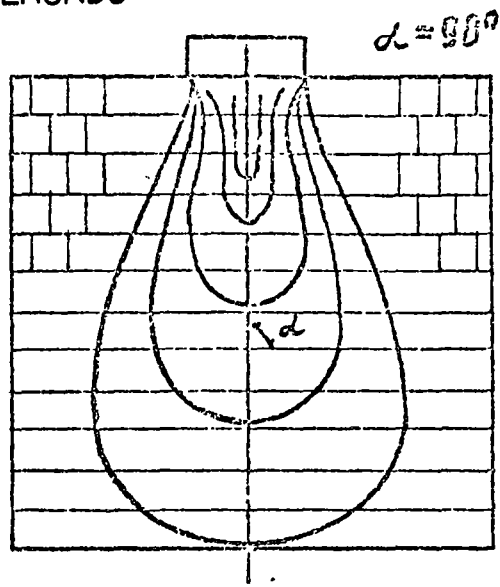
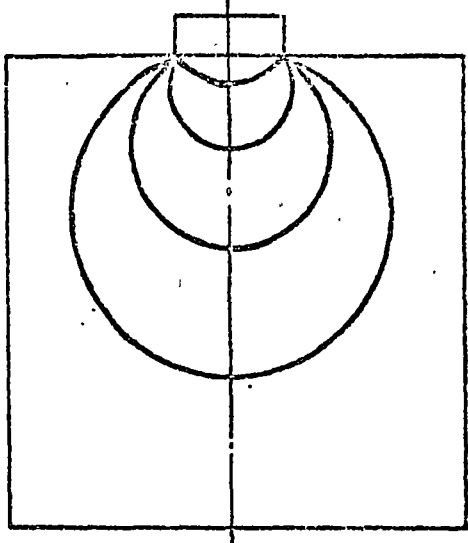
Medio Discontinuo



Medio Continuo

23

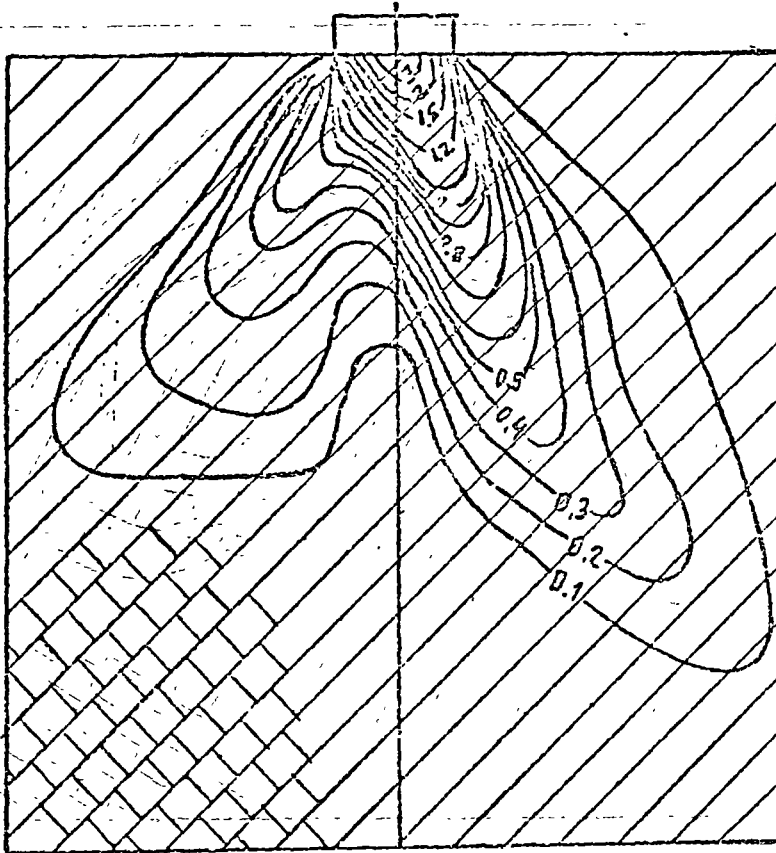
PATRON DE ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DE ROCA QUE FORMAN UN SISTEMA REGULARMENTE DIACLASADO



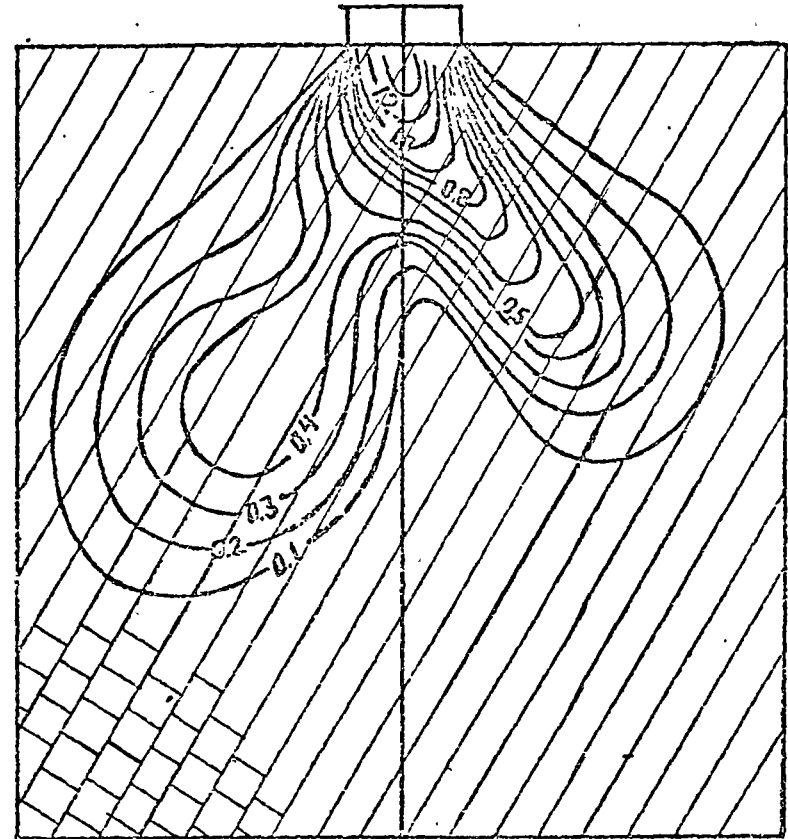
E. GAZIEV
S. ERLIKHMAN

ESFUERZOS EN BLOQUES DE ROCA DE UN SISTEMA REGULARMENTE DIACLASADO.

a). $\alpha = 45^\circ$



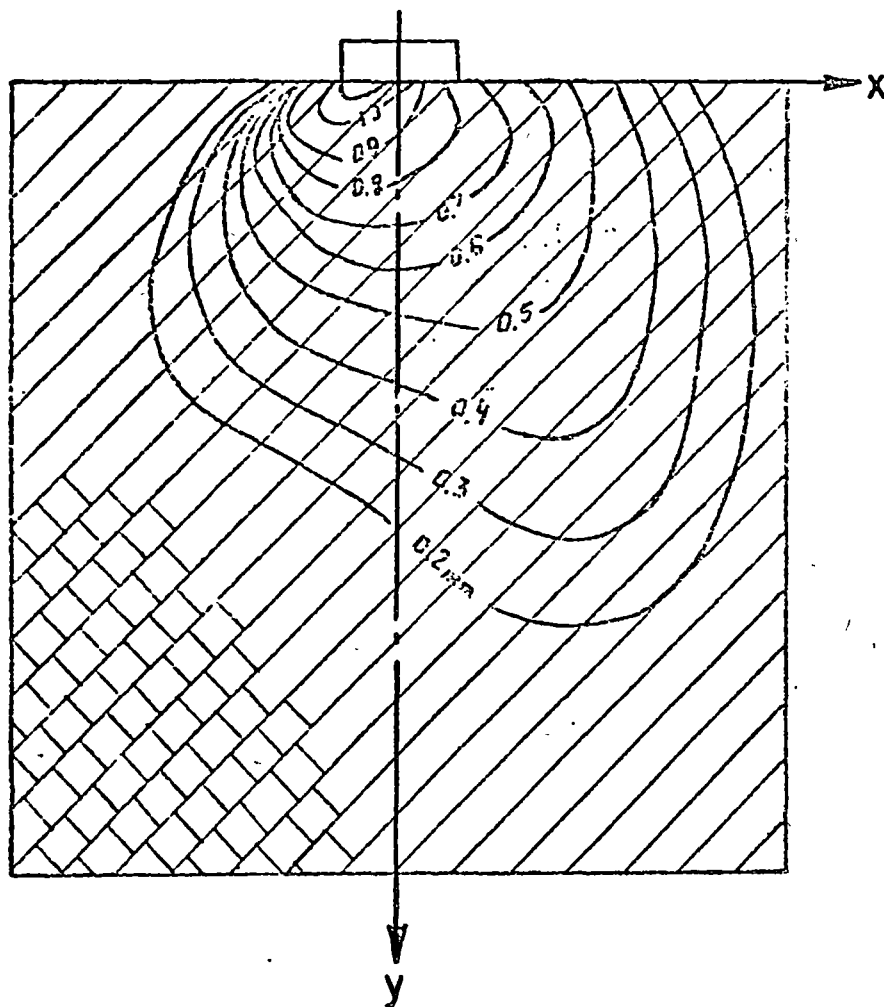
b). $\alpha = 30^\circ$



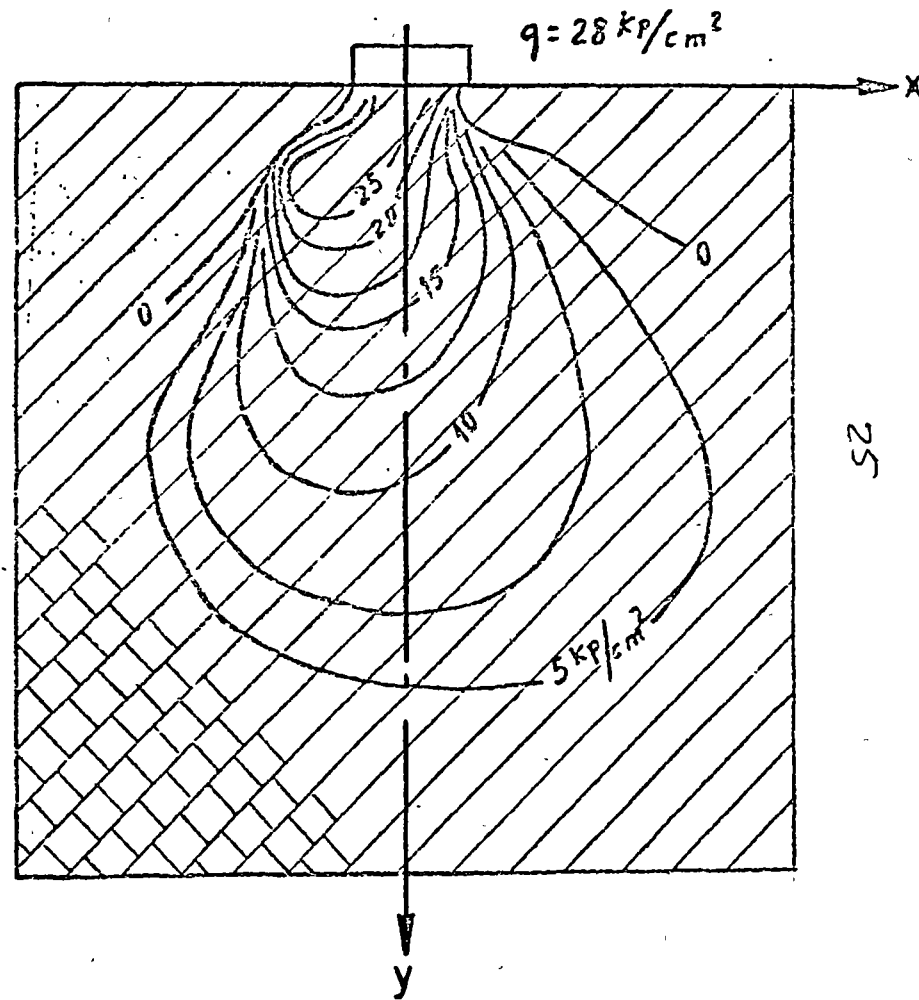
24

Valores indicados como veces el valor de carga aplicada

Desplazamientos verticales para una carga aplicada según un ángulo de 45° respecto - a la estratificación.



Esfuerzos "integrales" en el medio, calculados del diagrama de desplazamientos.



6. Problemas de Cimentaciones

Los problemas de cimentaciones en roca, al nivel de los conocimientos actuales, pueden clasificarse de la forma siguiente:

- Métodos de Investigación de cimentaciones
- Métodos de diseño de cimentaciones
- Métodos de tratamiento de cimentaciones

6.1 Investigación de Cimentaciones

En una primera etapa cualitativa y, antes de entender un macizo rocoso y de predecir su comportamiento bajo ciertas condiciones, - es importante saber en que consiste la masa de roca. Para el objeto, se requiere del geólogo la descripción de la estructura regional y del sitio, la génesis, la historia de las rocas y su descripción estratigráfica, petrográfica y tectónica. El conocimiento de estas características será indicativo de los problemas que puedan presentarse. Los rasgos estructurales pueden dibujarse indicando su orientación en el espacio, aún cuando se presenta la dificultad de establecer la continuidad de los rasgos detectados en barrenos o socavones. Ciertos rasgos menores tales como: pequeñas zonas de corte y juntas delgadas no pueden ser mapeadas y deberán tratarse por métodos estadísticos.

En la etapa de estimaciones cuantitativas del macizo rocoso, el valor de RQD puede ser un índice de la frecuencia de las fracturas y ha demostrado ser muy útil para estimar la profundidad requerida de las excavaciones, antes de alcanzar la roca sana. Asimismo, la cantidad de agua absorbida por la roca puede ser una medida útil de su grado de fracturación mas que de su permeabilidad.

En esta segunda etapa de mediciones cuantitativas también puede determinarse el esfuerzo máximo permisible arriba del cual la rotura de la roca ocurrirá después de un lapso de tiempo finito o sea - - aquel esfuerzo que corresponde a la parte lineal de la gráfica de formación unitaria/logaritmo del tiempo.

El conocimiento de la magnitud de los esfuerzos de origen tectónico puede llegar a tener importancia en las cimentaciones, especialmente en los casos en que se puedan desarrollar esfuerzos elevados cerca de la superficie, por ejemplo al pié de cantiles muy elevados.

La investigación de muestras de roca en el laboratorio puede hacerse con el fin de establecer alguna clave de los problemas de comportamiento del macizo rocoso en el sitio de la obra, así como para medir la resistencia específica de las discontinuidades que, siempre que sea posible obtener muestras adecuadas, puede determinarse con ventaja en el laboratorio.

Las superficies de discontinuidad poseen una resistencia nula a la tensión para fines prácticos y una resistencia al corte que depende de la rugosidad de las paredes, del material de relleno y de la trabazón de los bloques individuales. Cuando las superficies son planas, lisas, rellenas con materiales suaves, de gran área y no trabadas, se presentan los mayores peligros para la estabilidad. Este caso puede ser indicativo de zonas de corte o fallas por corte, en donde ya han ocurrido desplazamientos. En estas circunstancias la resistencia al corte se desarrolla únicamente a través del rozamiento y no está influenciada por los efectos de escala.

Cuando una discontinuidad no ha estado sujeta a desplazamientos tangenciales en el pasado geológico, existirá un cierto grado de cohesión afectada por la escala. Sin embargo, para efectos de considerar la estabilidad a largo plazo, especialmente relacionada con la rotura progresiva, el único factor confiable es el coeficiente de rozamiento que corresponde a la resistencia residual. Es decir los deslizamientos a largo plazo ocurren con una cohesión más o menos igual con cero.

Esto significa que la resistencia de las principales discontinuidades puede medirse en pequeñas muestras, ya que es la única propiedad de las rocas que no está afectada por la escala. Esta conclusión original a la eliminación de los ensayos de corte in situ a gran escala;

28

el costo de una máquina de corte de laboratorio que puede usarse muchas veces, es considerablemente más bajo que el costo de un ensayo de campo.

6.2 Métodos de Diseño de Cimentaciones

Los problemas involucrados en el diseño de cimentaciones en roca se dividen en 3 categorías:

- Resistencia y factor de seguridad contra la rotura
- Características de deformación y sus efectos en la estructura
- Efectos de la percolación a través de las fisuras.

Para resolver estos problemas la mecánica de rocas dispone de métodos que, aunque son algo imprecisos y en ocasiones decepcionantes, proporcionan información de los principales aspectos del diseño y de los trabajos que será necesario realizar para el mejoramiento de una cimentación.

Al diseñar una cimentación la principal preocupación del ingeniero es evitar la rotura de la misma ^{bajo} las cargas que se ^{le} aplican. En primer lugar el ingeniero requiere definir los posibles modos de rotura, a partir de los datos que se conocen de geología y cargas aplicadas. Enseguida, requiere calcular las condiciones de equilibrio para estabilidad, usando los valores numéricos de los parámetros significativos.

El ingeniero de rocas en muchas ocasiones utiliza modelos físicos y -- modelos matemáticos. Cuando utiliza modelos físicos, busca que éstos esten formados por bloques ya que la roca es esencialmente un material discontinuo. Los modelos de laboratorio de una idea general de las trayectorias de comportamiento y de los modos de rotura de la cimentación pero no puede aceptarse todavía que conduzcan a valores numéricos aceptables, respecto a las condiciones de equilibrio del prototipo.

Cuando se emplean modelos matemáticos, como el elemento finito, la representación corresponde a un modelo formado por bloques indivi-

29

duales. Estos modelos matemáticos se están convirtiendo en serios competidores de los modelos físicos de laboratorio, ya que, en general, son menos caros y sobre todas las cosas más rápidos. Sin embargo, en la etapa actual de desarrollo, los resultados de los análisis numéricos obtenidos mediante el método del elemento finito son aún de valor cuantitativo dudoso.

6.3 Métodos de Tratamiento de Cimentaciones

Los objetivos que se persiguen con el tratamiento de cimentaciones son:

- Reducir las deformaciones
- Incrementar la resistencia
- Controlar las fuerzas hidráulicas

Existen diferentes métodos para el tratamiento de cimentaciones. Los principales son los siguientes:

- Inyecciones de consolidación
- Precorte
- Excavación y relleno de fallas
- Refuerzo superficial con gunita
- Anclaje y refuerzo de acero
- Pantallas de inyección y drenaje

Inyecciones de consolidación.- Las inyecciones de consolidación se llevan a cabo normalmente inyectando lechada de cemento en las fisuras y grietas abiertas. Estas inyecciones tienen por objeto, reducir las deformaciones irreversibles de la roca y aumentar su módulo de elasticidad.

Las inyecciones de consolidación se aplican en la base de las excavaciones en donde normalmente se encuentran fisuras abiertas, cerca de la superficie libre de la roca, por efecto de descompresión, alivio de esfuerzos y de voladuras. La lechada debe ser capaz de penetrar bajo presiones moderadas. Se ha establecido que la abertura -

30

mínima para que penetre una lechada de cemento es cercana a 0.2 mm, lo que equivale, suponiendo un espaciamiento de 1 m, a una permeabilidad del orden de 50 unidades Luegon. En rocas mas finamente fisuradas, y solo en casos excepcionales, pueden utilizarse inyecciones químicas a base de geles de sílice o resinas sintéticas.

Existe poca información respecto a la eficiencia de las inyecciones de consolidación. En algunos casos se ha determinado el incremento en el módulo mediante pruebas de gato antes y después del inyectado. La comprobación de los resultados de la inyección resulta difícil debido a que el inyectado se lleva a cabo normalmente bajo la estructura parcialmente terminada.

La tendencia actual parece indicar cierta preferencia hacia los ensayos sísmicos de control.

Precorte.- Mediante el uso del método de precorte es posible evitar que los bloques cerca de la base de la excavación sufran movimientos relativos y relajación de esfuerzos o descompresión.

Refuerzo de Superficie.- Se utiliza normalmente la gunita y el concreto lanzado para evitar la meteorización de la roca y reblandecimiento de los materiales de relleno. Con este procedimiento aplicado a la roca inmediatamente después de la excavación se le proporciona una protección efectiva, pues se llenarán todas las oquedades y se obtendrá un aumento considerable en la resistencia de la costra de roca.

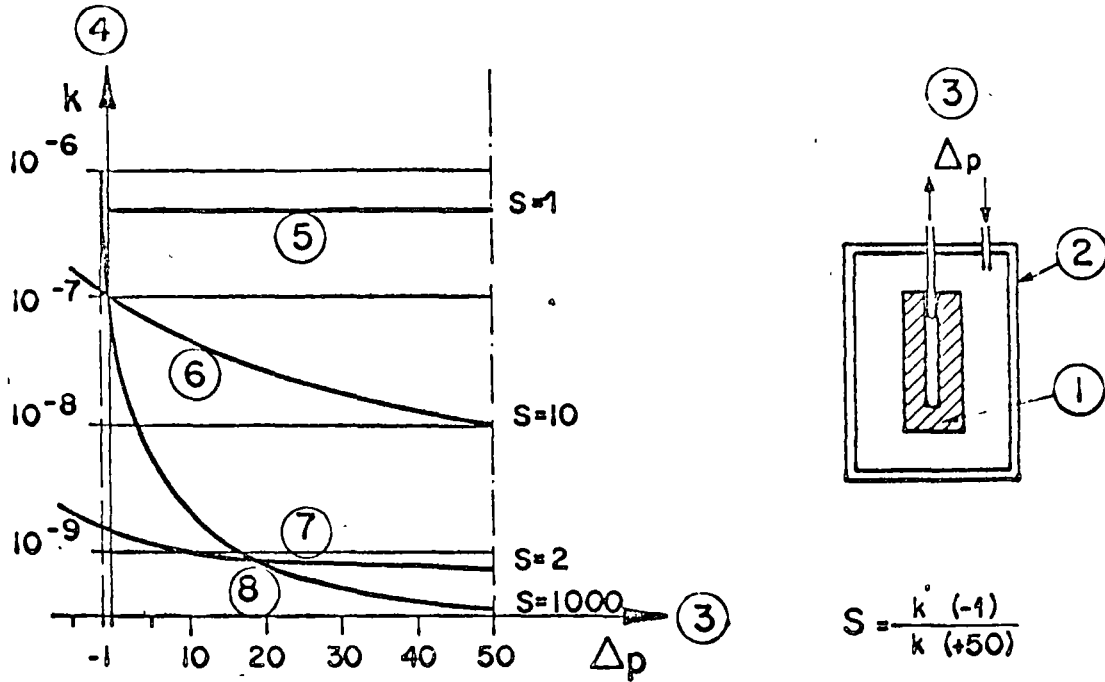
Refuerzo de acero en la roca (anclaje).- El refuerzo con acero se emplea para contrarrestar la falta de resistencia a la tensión de la roca y en ocasiones su baja capacidad al corte proveniente de las discontinuidades.

El refuerzo puede ser activo o pasivo. El refuerzo activo tiene la ventaja de reducir los esfuerzos que inducen las cargas aplicadas (esfuerzos de tensión por ejemplo) y de aumentar la resistencia friccional en algunas juntas, así como prevenir la abertura o separación de las mismas.

31

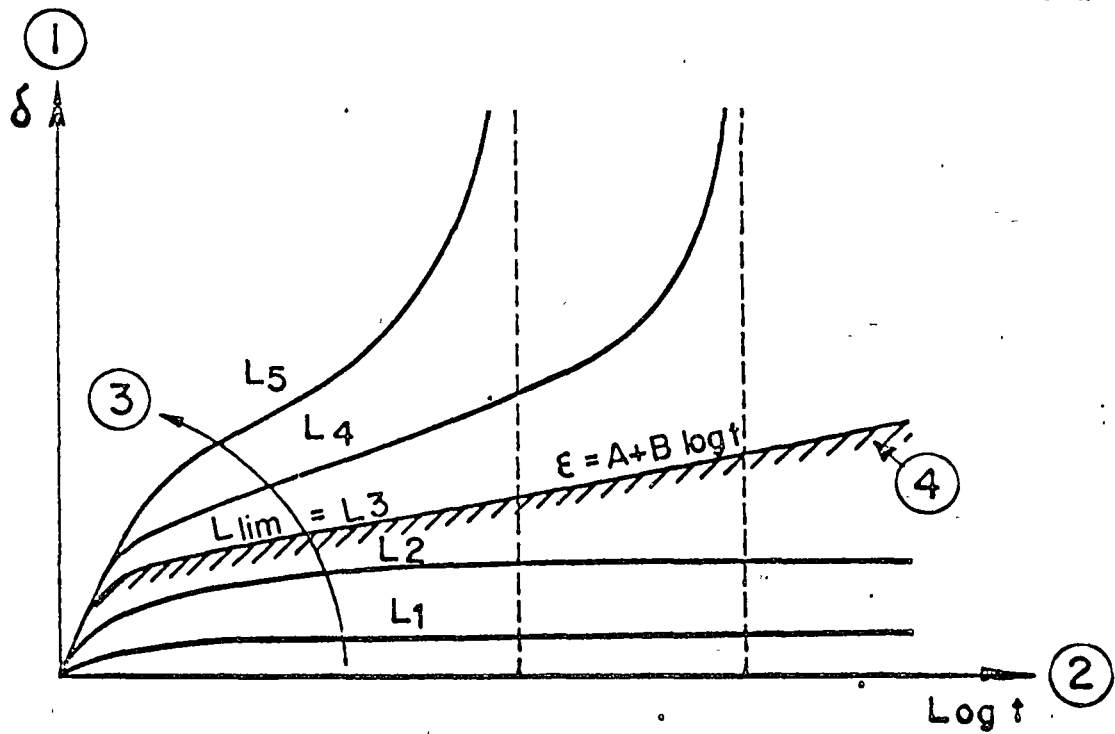
El refuerzo pasivo solo contribuye a estabilizar la roca después de que ésta se ha deformado, es decir una vez que el proceso de rotura se inicia. Se ha encontrado que para que este refuerzo trabaje satisfactoriamente es necesario inyectar las barras en toda su longitud.

Pantallas de inyección y drenaje.- La inyección y el drenaje son dos técnicas mutuamente complementarios de que se dispone para controlar las fuerzas de filtración. Hasta hace pocos años, únicamente se utilizaba el método de inyección para cortar la filtración de agua. Recientemente los ingenieros se dieron cuenta del efecto de las filtraciones en la estabilidad de las cimentaciones y se consideró el drenaje como el medio más efectivo de control. En rocas impermeables y en la mayor parte de las rocas finamente fisuradas - el drenaje resulta mas eficiente que las inyecciones de impermeabilización.



ENSAYES DE PERMEABILIDAD RADIAL

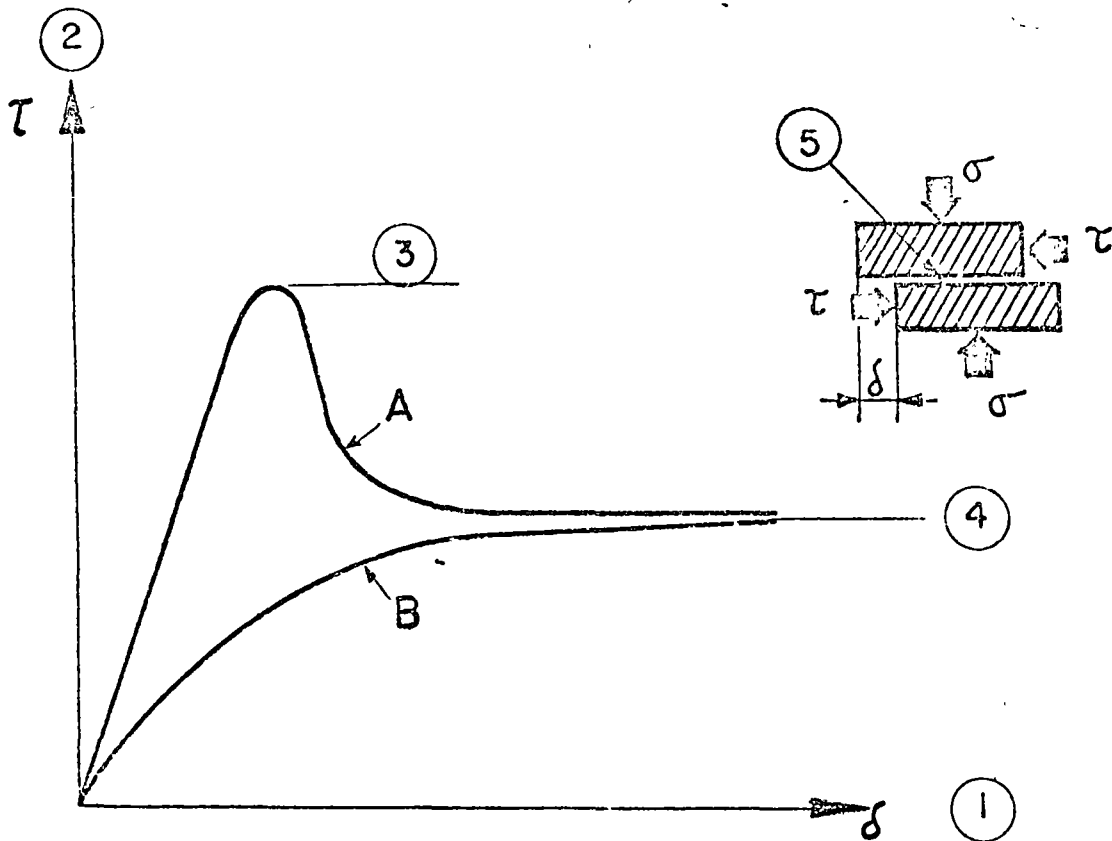
- ① Muestra de roca con agujero radial
- ② Celda de presión
- ③ Presión diferencial
- ④ Coeficiente de permeabilidad
- ⑤ Caliza oolítica (sin fisuras)
- ⑥ Gneiss normalmente fisurado
- ⑦ Gneiss compacto
- ⑧ Gneiss fisurado



$$\textcircled{3} \quad L_1 < L_2 < L_{lim} < L_4 < L_5$$

DESPLAZAMIENTO vs. TIEMPO CARGA LIMITE

- ① Desplazamiento
- ② Tiempo (escala logarítmica)
- ③ Carga creciente
- ④ Carga Límite

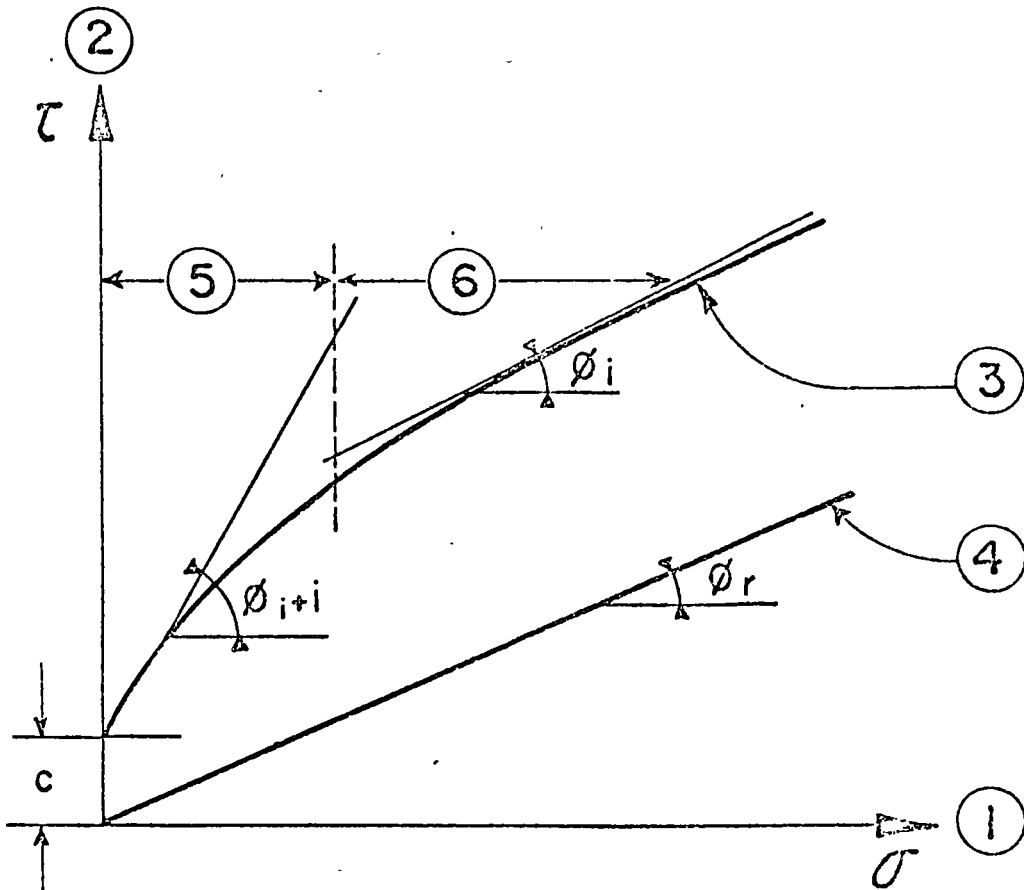


VARIACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE UNA FISURA CON EL DESPLAZAMIENTO

- ① Desplazamiento
- ② Esfuerzo Cortante
- ③ Esfuerzo Cortante Límite
- ④ Resistencia Residual al Corte
- ⑤ Discontinuidad Pre-existente

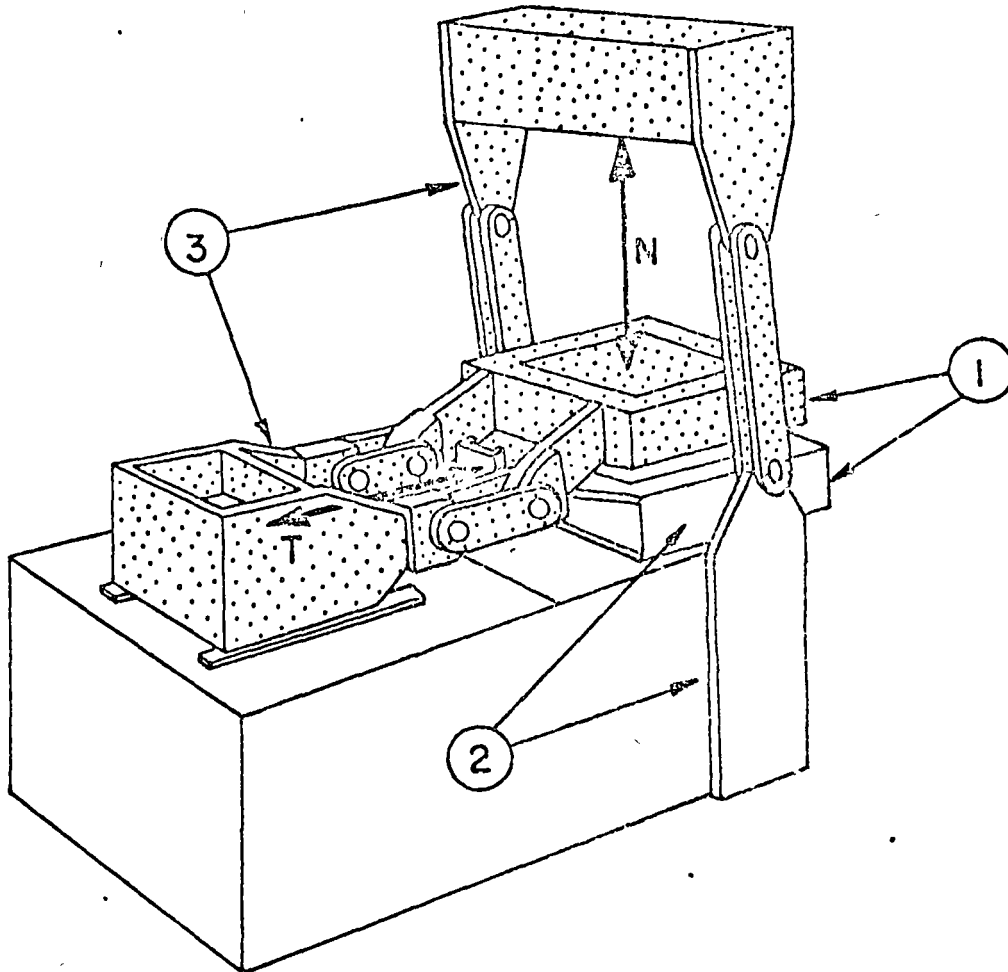
A: Superficie Rugosa Libre de Desplazamientos Previos

B: Superficie Terna Sujeta Previamente a Desplazamientos Considerables



VARIACION EN RESISTENCIAS AL CORTE LIMITE Y RESIDUAL CON EL ESFUERZO NORMAL

- ① Esfuerzo Normal
- ② Resistencia al Corte
- ③ Resistencia Límite
- ④ Resistencia Residual
- ⑤ Expansion
- ⑥ Cortante



APARATO DE CORTE DIRECTO PARA ENSAYE DE JUNTAS DE ROCA EN EL LABORATORIO

N: Fuerza Normal

T: Fuerza Cortante

1 Partes superior e inferior de la caja de corte

2 Partes fijas

3 Partes móviles

Aleksandar Sedmak Vesic, "ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES" Instituto de Ingenieria, UNAM, Núm. 308, Enero - 1973.

A. J. Durelli, E. A. Phillips, C. H. Tsao, "INTRODUCTION TO THE THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF STRESS AND STRAIN", Mc. Graw - Hill, 1958.

A. Bourgin, "THE DESIGN OF DAMS", Pitman and Sons LTD.

H. M. Westergard, "THEORY OF ELASTICITY AND PLASTICITY", Dover Publications Inc., 1952.

A. Nadai, "THEORY OF FLOW AND FRACTURE OF SOLIDS", Mac Graw-Hill, 1950.

P. Londe "LA MECANIQUE DES ROCHES ET LES FONDATIONS DES GRANDS BARRAGES", ICOLD, 1973.

K. G. Stagg, O. C. Zienkiewicz, "ROCK MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE", Wiley, 1968.

V. Maury, "MECANIQUE DES MILIEUX STRATIFIES", Dunod, 1970.

M. F. Bollo, "EL PROYECTO DE CIMENTOS Y EL COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS - DE FUNDACION", M. Cupillard, Paris.

V. Maury, "CALCUL THEORIQUE DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES EN MILIEUX - STRATIFIES DISCONTINUS", 2^o Congreso ISMR Belgrado.

V. Maury, P. Habib, "ETUDE SUR MODELE DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES EN MILIEUX STRATIFIES A FROTTEMENT", 2^o Congreso ISMR, Belgrado.

V. Brcic, M. Nesovic, "PHOTOELASTIC INVESTIGATIONS OF DISCONTINUOUS ROCKS", 2^o Congreso ISMR, Belgrado.

D. M. Milovic, J. P. Tournier, "CONTRAINTES ET DEPLACEMENTS DANS UN MILIEU ANISOTROPE", 2^o Congreso ISMR, Belgrado.

R. M. Rappoport, "APPROXIMATE METHODS FOR DETERMINING STRESSES AND STRAINS IN LAYERED ROCK FOUNDATIONS", 2^o Congreso ISMR, Belgrado.

V. Maury, P. Duffaut, "ETUDE SUR MODELE DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTE EN MILIEUX A DEUX FAMILLES DE DISCONTINUITES", 2^o Congreso ISMR, Belgrado.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA DE
ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE JULIO -
DE 1974)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. ING. AUSENCIO AGUILAR México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Agustin Rodin No. 265 Col. Noche Buena México, D. F.
2. SR. PEDRO BARRERO COBO Gabino Barreda No. 19 México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
3. ING. OCTAVIO BERNAL SANCHEZ Calle de las Bóvedas No. 166 Fracc. Jardines del Sur México, D. F.	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55 México, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext. 210 y 212
4. ING. JOSE ALBERTO BOLAÑOS H. Av. Universidad 1900 Edif. 36 Depto. 103 México, D. F. Tel: 5-48-58-98	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD AUTONOMA DE TAMAULIPAS Centro Universitario Tampico, Tamaulipas Tel: 3-18-77
5. ING. GUILLERMO A. BOTAS ESPINOSA San Lorenzo 1133 México, D. F. Tel: 5-75-72-12	DIRAC, S.C. Empresa 136 México, D. F. Tel: 5-63-59-00
6. ING. ALEJANDRO CASTILLO LOPEZ Calle 21 No. 15 Ampl. Progreso Nacional México, D. F. Tel: 3-92-23-73	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
7. SR. JUAN DE DIOS PEREZ MARTINEZ Vallarta No. 7-6	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA DE
ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE JULIO DE
1974)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 8. ING. AMOS FRANCISCO DIAZ BARRIGA
Panáma No. 725 Edif. "C" 402
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel: 5-39-14-96 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
México 10, D. F.
Tel: 5-20-58-50 |
| 9. ING. EDUARDO ESCALANTE ROBLEDA
Corregidores No. 1521-2
Lomas Virreyes
México, D. F.
Tel: 5-40-06-80 | ING. CARLOS ESCALANTE PORTAS
Cedros No. 233
Col. Florida
México, D. F.
Tel: 5-54-71-49 |
| 10. ING. EFRAIN ESPERON QUINTERO
Lote 11 Manzana 2
Fracc. Bulevares Impala
Edo. de México | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodin 265
Col. Noche Buena
México, D. F.
Tel: 5-63-37-00 |
| 11. ING. DANIEL FARJEAT PARAMO
Potrero No. 52
Residencial Villa Coapa
México 22, D. F.
Tel: 5-94-01-81 | TUNEL, S. A. DE C. V.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F.
Tel: 5-87-35-32 |
| 12. ING. ENRIQUE FARJEAT PARAMO
México, D. F. | TUNEL, S. A. DE C. V.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F. |
| 13. ING. MARIO FERNANDEZ SIFUENTES
México, D. F. | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodin No. 265
Col. Noche Buena
México 19, D. F.
Tel: 5-63-37-00 |
| 14. ING. ALFREDO FRANCO MORALES
Cerro de los Remedios No. 24
México 21, D. F.
Tel: 5-49-62-89 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
Atenas 30-2o. Piso
México, D. F.
Tel: 5-91-05-27 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA
DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE -
JULIO DE 1974)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
15. ING. CARLOS GARCIA AVILA Fresnos 238 México 20, D. F. Tel: 5-48-31-23	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Sierra Gorda No. 23 Tecamachalco México, D. F. Tel: 5-20-91-88
16. ING. ALEJANDRO GARCIA DE LEON Tlacotalpan No. 127 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 5-64-48-69	TUNEL, S. A. DE C. V. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
17. ING. ALEJANDRO GIL México, D. F.	TUNEL, S. A. DE C. V. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
18. ING. GUILLERMO GIL México, D. F.	TUNEL, S. A. DE C. V. Minería No. 145 Col. Escandon México 18, D. F.
19. SR. BASILIO GRANADOS SANDOVAL Av. Atzacapotzalco 465 No.202 México, D. F. Tel: 5-61-13-03	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F.
20. ING. BENJAMIN GUZMAN MELGAREJO Niño Perdido 817 Edificio "B" Depto 402 México, D. F. Tel: 5-90-16-60	TUNEL, S. A. DE C. V. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
21. ING. PEDRO HERNANDEZ MACEDO Costa No. 169 México, D. F. Tel: 5-93-34-89	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Atenas No. 30-2o. Piso México, D. F. Tel: 5-91-05-27

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA
DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE -
JULIO DE 1974)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 22. ING. FELIX HERNANDEZ SANMIGUEL
Paysandú No. 559
Col. Valle del Tepeyac
México 14, D. F.
Tel: 5-87-03-87 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
Sierra Gorda No. 23
México, D. F.
Tel: 5-20-91-88 Ext. 26 |
| 23. ING. SERGIO HIGUERA GIL
Nueces No. 95-3
México, D. F.
Tel: 5-41-22-35 | SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS |
| 24. SR. CARLOS LESSER JANES
Cda. Popocatepetl No. 34-1
México, D. F.
Tel: 5-24-83-52 | SOLUM, S. A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F.
Tel: 5-16-04-60 |
| 25. ING. RAUL LOPEZ CALVILLO
Atlamaya No. 9
San Angel
México 20, D. F.
Tel: 5-48-08-27 | T U S A
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F.
Tel: 5-16-04-60 |
| 26. ING. JOSE LOPEZ GARCIA
Cerro del Cubilete No. 123-1
Col. Campestre Churubusco
México 21, D. F..
Tel: 5-44-91-73 | PETROLEOS MEXICANOS
Av. Marina Nacional No. 329 Altos
10 Edificio "D" 1910
México, D. F.
Tel: 5-45-74-60 Ext. 2038 |
| 27. ING. SERGIO OCHOA OCHOA
Planta Ixtapantongo No. 47
Col. Electra
Tlalnepantla Edo. de México
Tel: 3-97-08-51 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodin No. 265
Col. Noche Buena Mixcoac
México 19, D. F.
Tel: 5-63-37-00 Ext. 81-82 |
| 28. ING. CARLOS HUMBERTO PEÑALOZA S.
Sta. Brigida No. 30
Sta. Monica Edo. de México
Tel: 3-97-44-68 | TUNEL, S. A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F.
Tel: 5-16-04-80 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA DE
ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE JULIO DE
1974)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
29. ING. JESUS MIGUEL PEREZ GONZALEZ Mariano Jiménez 573 San Luis Potosi, S.L.P. Tel: 2-38-71	SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Mariano Otero 600-A San Luis Potosi, S.L.P.
30. ING. OSCAR POHLE GARCIA MANZO Neptuno No. 304 Cuernavaca, Morelos Tel: 2-63-56	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55 México, D. F. Tel: 5-85-50-66 Ext. 210
31. SR. JOSE ANTONIO PONCE SERRANO Calle Dr. Balmis No. 24-19 Col. Doctores México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Edif. "C" Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 365
32. ING. ARMANDO JAVIER RAMIREZ RASCON Av. Universidad 2016-19-401 México 20, D. F. Tel: 5-50-09-05	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 365
33. ING. RAMIRO RENDON GALINDO Antiguo Camino Atizapan No.27-A Ampliación Jacarandas Edo. de México	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60 Ext. 390
34. ING. ALEJANDRO RIOS Y VALLES A. Venustiano Carranza No. 29 México 10, D. F. Tel: 5-89-12-75	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60
35. SR. GERMAN RODRIGUEZ GOMEZ Peluqueros No. 175-C Col. Michoacan México, D. F.	SOLUM, S. A. Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-04-60

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE APLICACIONES DE LA MECANICA DE
ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA (DEL 18 DE JUNIO AL 18 DE JULIO DE
1974)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

36. ING. MARCIANO RODRIGUEZ M.
México, D. F.

PETROLEOS MEXICANOS
Av. Marina Nacional No. 329
México, D. F.

37. ING. DANIEL ROJO SOTO
Carlos Ma. de Bustamante No. 19
Ciudad Satélite
Edo. de México
Tel: 5-62-71-52

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULI-
COS
Paseo de la Reforma No. 136-12o.P
México, D. F.
Tel: 5-35-31-92

38. ING. EDUARDO RUIZ GUTIERREZ
Oriente 170 No. 426
Col. Moctezuma
2a. Secc.
México 9, D. F.
Tel: 5-71-78-00

SOLUM, S. A.
Minería No. 145
Col. Escandón
México 18, D. F.
Tel: 5-16-04-60

39. ING. RAUL TAPIA RAMIREZ
Fernández de Lizardi No. 8
Cd. Satélite
Edo. de México
Tel: 5-62-32-79

COCONAL, S. A.
Alce Blanco No. 42
México, D. F.
Tel: 5-76-08-22

40. ING. NICOLAS VELIZ HERNANDEZ
Callejón del Suspiro No. 14
Fuentes de Satélite
Edo. de México

TUNEL, S. A. DE C. V.
Av. 100 Metros y Pte. 152
México, D. F.
Tel: 5-67-72-96

41. ING. JOSE MANUEL ZAVALA MORENO
Av. Ex-Hda. de Guadalupe No. 19
México 13, D. F.
Tel: 5-82-90-42

TUNEL, S. A.
Tepozotlan Edo. de México
Tel: 5-65-31-33